



REGIONE LIGURIA

autostrade // per l'italia

COLLEGAMENTO TRA LA VALFONTANABUONA
E L'AUTOSTRADA A12 GENOVA-ROMA

PROGETTO DEFINITIVO

GALLERIE NATURALI

ELABORATI GENERALI

RELAZIONE DI CALCOLO

IL RESPONSABILE PROGETTAZIONE SPECIALISTICA Ing. Andrea Tanzi Ord. Ingg. Parma N.1154 RESPONSABILE UFFICIO TUN	IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE Ing. Sara Frisiani Ord. Ingg. Genova N. 9810A CAPO COMMESSA	IL DIRETTORE TECNICO Ing. Maurizio Torresi Ord. Ingg. Milano N. 16492 RESPONSABILE DIREZIONE OPERATIVA TECNICA E PROGETTAZIONE
---	--	---

WBS	RIFERIMENTO ELABORATO							DATA: DICEMBRE 2014	REVISIONE	
	DIRETTORIO			FILE					n.	data
—	codice	commessa	N.Prog.	unita'	ufficio	n. progressivo	Rev.			
—	1	1001302	2	STPTUN	0003	—	—			

	RESPONSABILE PROGETTO GENOVA Ing. Orlando Mazza Ord. Ingg. Pavia N. 1496	ELABORAZIONE GRAFICA A CURA DI : —
		ELABORAZIONE PROGETTUALE A CURA DI : —
CONSULENZA A CURA DI :	IL RESPONSABILE UNITA' STP	Ing. Andrea Tanzi O.I. Parma N.1154

VISTO DEL COMMITTENTE R.U.P. – Ing. Andrea Frediani	VISTO DEL CONCEDENTE Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti <small>DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI</small>
---	--

COLLEGAMENTO FRA LA VALFONTANABUONA E L'AUTOSTRADA A12 GENOVA-ROMA

Adeguamento del sistema A7-A10-A12

Progetto Definitivo

Gallerie Naturali - Elaborati generali

Relazione di calcolo

INDICE

1	INTRODUZIONE	4
1.1	OGGETTO E SCOPO.....	4
1.2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	7
1.2.1	<i>Normativa e raccomandazioni tecniche di riferimento</i>	<i>7</i>
1.2.2	<i>Documenti di progetto</i>	<i>7</i>
1.2.3	<i>Bibliografia.....</i>	<i>9</i>
2	INQUADRAMENTO GEOLOGICO E IDROGEOLOGICO	13
2.1	STRATIGRAFIA DEL SUBSTRATO	13
2.1.1	<i>Unità Tettonica Antola</i>	<i>13</i>
2.1.1.1	<i>Formazione di Antola.....</i>	<i>13</i>
2.1.2	<i>Unità tettoniche Liguri Interne</i>	<i>14</i>
2.1.2.1	<i>Unità Tettonica Portello</i>	<i>14</i>
2.1.2.2	<i>Unità Tettonica Gottero</i>	<i>15</i>
2.2	DESCRIZIONE DEL TRACCIATO E PROBLEMATICHE GEOLOGICHE	19
2.3	CONDIZIONI IDROGEOLOGICHE.....	20
3	DETERMINAZIONE DELLA CATEGORIA DI COMPORTAMENTO SECONDO L'APPROCCIO ADECO-RS	21
4	INTERVENTI PREVISTI PER LA REALIZZAZIONE DELLE GALLERIE	36
4.1	METODO DI SCAVO.....	36
4.2	PROBLEMATICHE GEOMECCANICHE.....	36
4.3	DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI DI PRIMA FASE E SOSTEGNO DEFINITIVO	37
4.3.1	<i>Generalità</i>	<i>37</i>
4.3.2	<i>Descrizione degli interventi di prima fase e sostegno definitivo</i>	<i>38</i>
4.3.2.1	<i>Sezione tipo Ab1</i>	<i>39</i>
4.3.2.2	<i>Sezione tipo Ab2</i>	<i>40</i>
4.3.2.3	<i>Sezione tipo Ab3</i>	<i>40</i>
4.3.2.4	<i>Sezione tipo Ac</i>	<i>41</i>
4.3.2.5	<i>Sezione tipo B0</i>	<i>41</i>
4.3.2.6	<i>Sezione tipo B0V</i>	<i>41</i>
4.3.2.7	<i>Sezione tipo B2V.....</i>	<i>42</i>
5	ANALISI DEL COMPORTAMENTO TENSO-DEFORMATIVO DELL'AMMASSO	43
5.1	GENERALITÀ.....	43
5.2	METODO DELLE CURVE CARATTERISTICHE.....	43
5.2.1	<i>Curve caratteristiche della galleria</i>	<i>43</i>
5.2.2	<i>Curve caratteristiche del sostegno di prima fase</i>	<i>44</i>
5.2.3	<i>Sintesi elaborazioni eseguite.....</i>	<i>48</i>

5.3	METODO AGLI ELEMENTI FINITI.....	53
5.3.1	<i>Descrizione e programma di calcolo utilizzato.....</i>	53
5.3.2	<i>Criteri seguiti nelle analisi numeriche.....</i>	53
5.3.2.1	Modellazione delle fasi esecutive	53
5.3.2.2	Modellazione variazione proprietà meccaniche dei rivestimenti	55
5.3.3	<i>Risultati delle analisi numeriche.....</i>	57
6	VERIFICHE STATICHE DELLE SEZIONI TIPO ADOTTATE.....	58
6.1	CRITERI DI VERIFICA.....	58
6.2	RISULTATI DELLE VERIFICHE STRUTTURALI DEI RIVESTIMENTI DI PRIMA FASE E DEFINITIVI	58
7	CONCLUSIONI.....	59

ALLEGATO 1 Sezioni Ab1, Ab2, Ab3

ALLEGATO 2 Sezione Ac

ALLEGATO 3 Sezione B0

ALLEGATO 4 Sezione B0V

ALLEGATO 5 Sezione B2V

1 INTRODUZIONE

1.1 OGGETTO E SCOPO

Nella presente relazione di calcolo vengono illustrate le caratteristiche principali e le scelte tecniche adottate nella progettazione definitiva delle due gallerie naturali denominate “Fontanabuona” e “Caravaggio” facenti parte del collegamento tra la Valfontanabuona e l’autostrada A12 Genova – Roma.

Si riporta inoltre il dimensionamento delle principali strutture di rivestimento di prima fase e definitive previste per il sostegno delle due cavità.

Il tracciato delle gallerie Caravaggio si estende per uno sviluppo totale di 2103.92m di cui 2091.82m coperti e 2051.03 in naturale, mentre quello della galleria Valfontanabuona si estende per uno sviluppo totale di 2594.43m di cui 2584.75m coperti e 2553.01 in naturale.

Tale opera presenta un volume di scavo medio pari a circa 165m³/m.

La sagoma della galleria è stata definita in modo tale da potere disporre di due corsie separate da un muro a tutta altezza. Alla singola corsia di marcia, avente larghezza di 4.0 m, viene collegata una banchina laterale destra di 1.0 m e un franco laterale sinistro di 1.0 m prima della barriera di sicurezza (profilo redirettivo). In destra, oltre alla banchina laterale, è stato previsto un profilo redirettivo. Il rivestimento definitivo è policentrico con tre differenti centri di curvatura. Inoltre, in funzione delle proprietà geomeccaniche delle formazioni geologiche interessate dagli scavi delle due gallerie naturali, si hanno delle tratte con arco rovescio (Figura 1-1) e delle tratte senza l’arco rovescio (Figura 1-2).

La geometria interna suddetta porta ad uno scavo caratterizzato da una dimensione massima sul piano orizzontale di circa 16 m ed una altezza massima di scavo di circa 11 m.

Inoltre a causa della possibile presenza in alcune tratte di stillicidi diffusi si è resa necessaria l’adozione di due differenti tipologie di drenaggio ed impermeabilizzazione:

- tipologia 1: costituita da tessuto non tessuto e telo in PVC come mostrato nella Figura 1-3;
- tipologia 2 costituita da pannello drenante, tessuto non tessuto e telo in PVC come mostrato nella Figura 1-4.

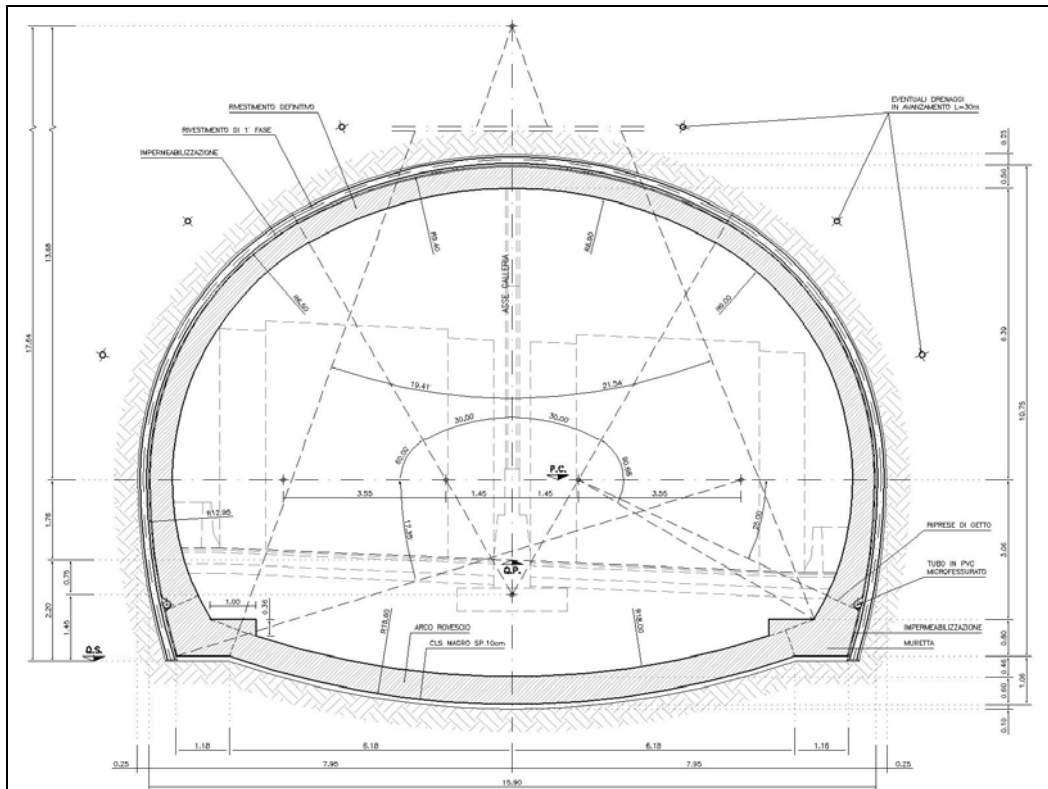


Figura 1-1 Esempio di sezione tipo con arco rovescio.

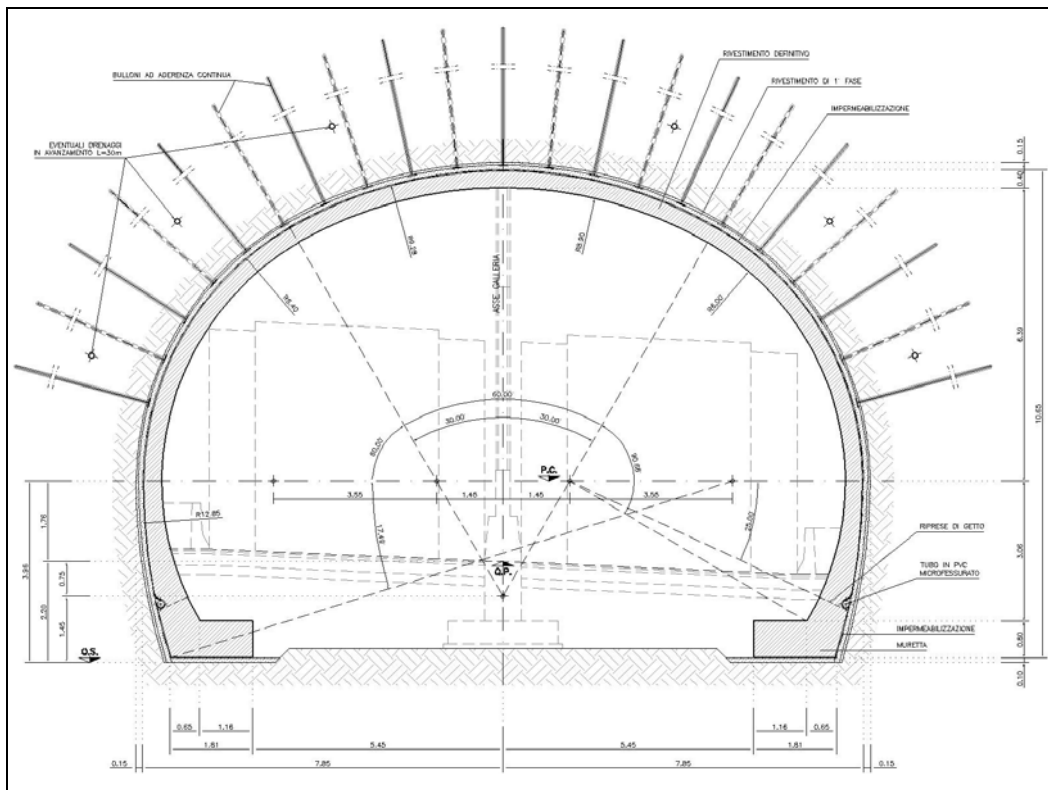


Figura 1-2 Esempio di sezione tipo senza arco rovescio

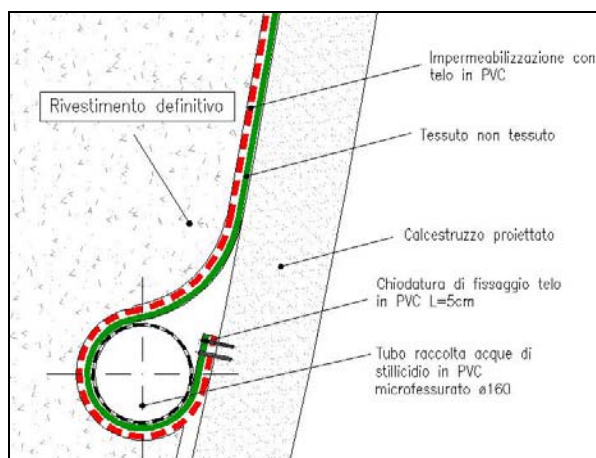


Figura 1-3 Sistema di drenaggio ed impermeabilizzazione n. 1.

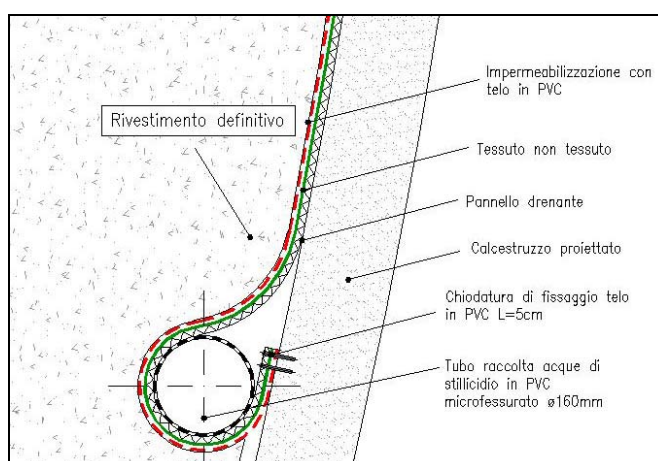


Figura 1-4 Sistema di drenaggio ed impermeabilizzazione n. 2.

Le due corsie di marcia interamente separate dal suddetto muro a piena altezza sono collegate ogni 500 mediante apposite nicchie.

Si sottolinea che quanto riportato nel seguito, facendo parte di una progettazione preliminare, andrà sviluppato con maggiori dettagli in fase di progetto definitivo ed esecutivo.

Al fine di rendere il documento chiaro e facilmente consultabile la relazione è stata suddivisa in due sezioni distinte che raccolgono i seguenti argomenti:

- nella prima parte, dopo una breve analisi delle caratteristiche geologico – geotecniche dei materiali interessati dallo scavo delle due gallerie, rimandando per la caratterizzazione geomeccanica all'apposita relazione facente parte del presente progetto, si procede ad illustrare e dimensionare gli interventi necessari all'avanzamento dello scavo;
- la seconda sezione è interamente dedicata al dimensionamento ed alla verifica del sostegno definitivo.

1.2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

1.2.1 Normativa e raccomandazioni tecniche di riferimento

- Decreto Ministeriale 14 Gennaio 2008. “Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni”. G.U. 4 Febbraio 2008.
- Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici “Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al decreto ministeriale 14 Gennaio 2008 G.U. 26 febbraio 2009.
- Decreto Ministeriale 11 Marzo 1988. “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”. G.U. n. 127 del 1° Giugno 1988.
- UNI EN 1997-1:2005 – Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: regole generali

1.2.2 Documenti di progetto

L'elenco completo degli elaborati di progetto relativi alle gallerie Caravaggio e Fontanabuona è riportato in Tabella 1.1.

			05	GALLERIE NATURALI	
				Elaborati generali	
STP	TUN	0001		Linee guida per la progettazione e la costruzione delle gallerie naturali	-
STP	TUN	0002		Relazione geomeccanica	-
STP	TUN	0003		Relazione di calcolo	-
STP	TUN	0004		Programma di Monitoraggio e gestione delle Specifiche di Progetto secondo il Metodo Osservazionale	-
STP	TUN	0005		Planimetria con ubicazione indagini geotecniche e galleria idraulica di Idro Tigullio	Varie
STP	TUN	0006		Galleria Caravaggio - Profilo geomeccanico e di monitoraggio	1:4000
STP	TUN	0007		Galleria Fontanabuona - Profilo geomeccanico e di monitoraggio	1:4000
STP	TUN	0008		Stazioni tipo di monitoraggio	1:100 - 1:200
STP	APE	0100		Muri di sostegno in C.A. - Carpenteria e particolari costruttivi	Varie
				Sezioni tipo gallerie naturali	
STP	TUN	0010		Sezione tipo Ab1- Scavi, consolidamenti e carpenteria rivestimento definitivo	Varie
STP	TUN	0011		Sezione tipo Ab2- Scavi, consolidamenti e carpenteria rivestimento definitivo	Varie
STP	TUN	0012		Sezione tipo Ab3- Scavi, consolidamenti e carpenteria rivestimento definitivo	Varie
STP	TUN	0013		Sezione tipo Ac- Scavi, consolidamenti e carpenteria rivestimento definitivo	Varie
STP	TUN	0014		Sezione tipo Ac - Carpenteria centine	Varie
STP	TUN	0015		Sezione tipo B0 - Scavi, consolidamenti e carpenteria rivestimento definitivo	Varie
STP	TUN	0016		Sezione tipo B0 - Carpenteria centine	Varie
STP	TUN	0017		Sezione tipo B0V- Scavi, consolidamenti e carpenteria rivestimento definitivo	Varie
STP	TUN	0018		Sezione tipo B0V - Carpenteria centine	Varie
STP	TUN	0019		Sezione tipo B2V - Scavi, consolidamenti e carpenteria rivestimento definitivo	Varie
STP	TUN	0020		Sezione tipo B2V - Carpenteria centine	Varie
STP	TUN	0021		Nicchie con cunicolo di collegamento fra le due corsie di marcia - scavi e consolidamenti	Varie
STP	TUN	0022		Nicchie con cunicolo di collegamento fra le due corsie di marcia - carpenteria rivestimento definitivo	1:50 - 1:200
STP	TUN	0023		Tipologie e particolari del sistema di drenaggio e impermeabilizzazione	1:20 - 1:50
				Gallerie artificiali e Portali di imbocco	
STP	TUN	0030		Portali di Imbocco - Relazione Tecnica e di Calcolo	-
STP	TUN	0031		Galleria Artificiale - Carpenteria	1:50 - 1:25
STP	TUN	0032		Portale imbocco per galleria Fontanabuona - Lato Fontanabuona e Rapallo - Carpenteria	1:50 - 1:25
STP	TUN	0033		Portale imbocco per galleria Caravaggio - Lato Fontanabuona - Carpenteria	1:50 - 1:25
STP	TUN	0034		Portale imbocco per Galleria Caravaggio - Lato Rapallo - Carpenteria	1:50 - 1:25
				Dime e conci d'attacco	
STP	TUN	0035		Attacco diretto in roccia - Consolidamenti e Carpenterie	1:50
			01	Galleria CARAVAGGIO	
				Imbocco lato Rapallo	
STP	APE	0110		Planimetria, Profilo Longitudinale e Sezioni tipo	Varie
STP	APE	0111		Sezioni trasversali	Varie
STP	APE	0112		Prospetto berlinese e particolari	Varie
STP	APE	0113		Relazione calcolo	-
STP	AUA	0011		Sistemazione definitiva - Planimetria, prospetto e profilo	Varie
				Imbocco lato Valfontanabuona	
STP	APE	0120		Planimetria, Profilo Longitudinale e Sezioni tipo	Varie
STP	APE	0121		Sezioni trasversali	Varie
STP	APE	0122		Prospetto berlinese e particolari	Varie
STP	APE	0123		Relazione calcolo	-
STP	AUA	0012		Sistemazione definitiva - Planimetria, prospetto e profilo	Varie
			02	Galleria FONTANABUONA	
				Imbocco lato Rapallo	
STP	APE	0130		Planimetria fase costruttiva	Varie
STP	APE	0131		Profilo e sezioni	Varie
STP	APE	0132		Sviluppata opere provvisorie	Varie
STP	APE	0133		Relazione calcolo	-
STP	AUA	0013		Sistemazione definitiva - Planimetria, prospetto e profilo	Varie
				Imbocco lato Valfontanabuona	
STP	APE	0140		Pianta scavi, sezioni, sezioni tipo e particolari	Varie
STP	APE	0141		Relazione calcolo	-
STP	AUA	0014		Sistemazione definitiva - Planimetria, prospetto e profilo	Varie

Tabella 1.1 Elenco elaborati P.D. relativi alle gallerie naturali

1.2.3 Bibliografia

- AFTES (2001). Recommendations on the Convergence – Confinement Method.
- AFTES (2007). Compatibilité des recommandations AFTES relatives aux revêtements des tunnels en béton avec les Eurocodes. Tunnels et Ouvrages Souterrains, 204.
- Anagnostou, G. & Serafeimidis, K. (2007). The dimensioning of tunnel face reinforcement. Proceedings of ITA World Tunnel Congress 2007 “Underground space. The 4th dimension of metropolises”.
- Amberg, W.A., Lombardi, G. (1974). “Une méthode de calcul élasto-plastique de l'état de tension et de déformation autour d'une cavité souterraine. 2eme partie”, Proc. 3rd Cong. Int. Soc. Rock Mechanics, Vol. IIB, Denver.
- Benamar, I., Bernaud, D. & Rousset, G. (1996). “La nouvelle méthode implicite pour le dimensionnement des tunnels”, AFTES, Journées d'études internationales de Chambéry, pp. 63-69.
- Bernaud, D. & Rousset, G. (1992). “La nouvelle méthode implicite pour l'étude du dimensionnement des tunnels”, Revue Française de Géotechnique, n° 60, pp. 5-26.
- Bernaud D., Corbetta F. & Nguyen Minh Duc (1991). Contribution à la méthode convergence – confinement par le principe de similitude. Revue Française de Géotechnique, n. 54.
- Bernaud, D., Colina, H. & Rousset, G. (1993). “Calculs de dimensionnement du soutènement du tunnel ‘Linea Alta Velocità’ dans les argiles chaotiques”, G.3S – Groupement pour l'Etude des Structures Souterraines de Stockage, Ecole Polytechnique, Palaiseau.
- Brady, B.H.G.; Brown, E.T. (1985), "Rock Mechanics for Underground Mining", George Allen and Unwin, Londra.
- Brown, E.T. (1986), "Research and Development for Design and Construction of Large Rock Caverns", Proceedings of the International Large Rock Cavern, Helsinki.

- Broms B.B., Bennemark H. (1967). Stability of clay at a vertical opening. ASCE, J. of Soil Mechanics and Foundation Engineering, SM1, 71-94.
- Bolton, M. D. (1979). A Guide to Soil Mechanics (eds M. D. Bolton and K. Bolton), Macmillan Press, Cambridge, 439 pp.
- Carranza-Torres, C. and Fairhurst, C. (1999). General formulation of the elasto-plastic response of openings in rock using the Hoek-Brown failure criterion. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. 36 (6), 777-809.
- Chern, J.C., Shiao, F.Y. and Yu, C.W. (1998). An empirical safety criterion for tunnel construction. Proc. Regional Symposium on Sedimentary Rock Engineering, Taipei. 222-227.
- Chern, J.C., Yu, C.W. and Shiao, F.Y. 1998. Tunnelling in squeezing ground and support estimation. Proc. Regional Symposium on Sedimentary Rock Engineering, Taipei. 192-202.
- Daemen, J.J.K. e Fairhurst, C. (1970). Influence of failed rock properties on tunnel stability. Proceedings of the 12th U.S. Symposium on Rock Mechanics, University of Missouri: 875-885.
- Duncan Fama, M.E. (1993). Numerical modelling of yield zones in weak rocks. In Comprehensive rock engineering, (ed. J.A. Hudson) 2, 49-75. Pergamon, Oxford.
- Fernandez, G e Moon J (2010). Excavation – induced hydraulic conductivity reduction around a tunnel – Part 2: Verification of proposed method using numerical modelling. Tunnelling and Underground Space Technology 25 (2010) 560-566.
- Fernandez, G e Moon J (2010). Excavation – induced hydraulic conductivity reduction around a tunnel – Part 1: Guideline for estimate of ground water inflow rate. Tunnelling and Underground Space Technology 25 (2010) 567-574.

- Hoek, E. (1999). Support for very weak rock associated with faults and shear zones. In Rock support and reinforcement practice in mining. (Villaescusa, E., Windsor, C.R. and Thompson, A.G. eds.). Rotterdam: Balkema. 19-32.
- Leca E., Dormieux L. (1990). Upper and lower bound solutions for the face stability of shallow circular tunnels in frictional materials. Geotechnique, 40, 581-606.
- Lunardi, P. (2000). The design and construction of tunnels using the approach based on the analysis of controlled deformation in rocks and soils. Tunnels and Tunnelling International, Special supplement, May 2000.
- Jassionnesse, C., Dubois, P. e Saitta, A. (1996). Tunnel face reinforcement by bolting, soil bolts homogenization strain approach. In Proceedings of the International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Constructions in Soft Ground, Londra, 15-17 April 1996. Pubblicato da R.J. Mair e R.N. Taylor. A.A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands, pp. 373-378.
- Panet M. (1995). Le Calcul Des Tunnels Par La Méthode Convergence-Confinement, edizioni ENPC, Parigi.
- Panet M. & Guenot A. (1982). Analysis of convergence behind the face of a tunnel. Tunneling 82, pp. 197-204, Brighton.
- Ribacchi, R., Graziani A., Boldini D. (2002). Previsione degli afflussi d'acqua in galleria e influenza sull'ambiente. Ciclo di Conferenze di Meccanica e Ingegneria delle rocce MIR 2002.
- Ribacchi, R., Riccioni, R. (1977). Stato di sforzo e di deformazione intorno ad una galleria circolare, Gallerie e Grandi Opere Sotterranee, 5, 7–20.
- Ribacchi R. (1993). Recenti orientamenti nella progettazione statica delle gallerie. XVIII Convegno Nazionale di Geotecnica., AGI, Rimini, 11-13 Maggio 1993.
- Sakurai, S. (1983). Displacement measurements associated with the design of underground openings. Proc. Int. symp. field measurements in geomechanics, Zurich 2, 1163-1178.

- Sakurai, S. (1978). Approximate time dependent analysis of tunnel support structure considering progress of tunnel face. Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech., 2, 159-175.
- Sloan S.W., Assadi A. (1992). Stability of shallow tunnels in soft ground. Predictive Soil Mechanics, Oxford, 644-663.
- Società Italiana Gallerie, Progetto Nazionale Normativa Opere in Sottterraneo, Linee guida per la progettazione, l'appalto e la costruzione di opere in sottterraneo. Marzo 1997.
- Tanzini, M. (2002). L'indagine Geotecnica. Casa Editrice Dario Flaccovio.
- Tanzini, M. (2006). Gallerie: Aspetti geotecnici nella progettazione e costruzione, Seconda Edizione, Casa Editrice Dario Flaccovio.
- Tanzini, M. (2008). Scavo meccanizzato: opere sotterranee e gallerie. Casa Editrice Dario Flaccovio.
- Tanzini, M. (2010). Il manuale del Geotecnico, Casa Editrice Dario Flaccovio.
- Wong, H. e Doanh, T. (1997). Extrusion computer program and accompanying user manual, Ecole Nazionale des Travaux Publics de l'Etat, Lione, Francia.
- Wong, H. e Larue, E. (1998). Modelling of bolting support in tunnels taking account of non-simultaneous yielding of bolts and round. In The Geotechnics of Hard Soils – Soft Rocks: Proceedings of the 2nd International Symposium, Napoli, 12-14 Ottobre 1998. Pubblicato da A. Evangelista e L. Picarelli. A-A. Balkema, Rotterdam. Olanda, pp. 1027-1038.
- Wong, H., Subrin, D. e Dias, D. (2000). Extrusion movements of a tunnel head reinforced by finite length bolts – a closed – form solution using homogenization approach. International Journal of Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 24(6): 533-565.
- Wong H., Trompille V., Dias D. (2004). Extrusion analysis of a bolt-reinforced tunnel face with finite ground-bolt bond strength. Canadian Geotechnical Journal 41:326-341.
- Muir Wood, A. M. (1979). Ground behaviour and support for mining and tunnelling. Proceedings of Tunnelling 1979, IMM, London.

2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO E IDROGEOLOGICO

2.1 STRATIGRAFIA DEL SUBSTRATO

Gli ammassi rocciosi presenti nell'area interessata dal progetto appartengono nel complesso al *Dominio dei Flysch Appenninici*, costituito da unità bacinali di età cretacea, sia di bacino profondo che flyschoidi. Le unità, in apparenza molto omogenee dal punto di vista litologico e tessiturale, sono state in passato trattate come un unico insieme denominato "Argille a Palombini" o "Flysch di Busalla". Studi recenti hanno contribuito a definire una migliore suddivisione delle unità che, sebbene difficoltosa sul campo, consente una migliore analisi della struttura geologica. I due principali raggruppamenti sono stati definiti *Unità Liguridi Interne* e *Unità Liguridi Esterne*, con riferimento alla posizione paleogeografica rispetto al bacino; ogni unità principale è costituita da più Unità Tettoniche, di cui solo alcune affiorano nell'area esaminata, ed ogni unità tettonica può contenere più formazioni. A tali unità si sovrappone poi l'*Unità Tettonica Antola* di incerta attribuzione paleogeografica.

2.1.1 Unità Tettonica Antola

In Appennino settentrionale l'Unità Antola si trova al tetto dell'edificio a falde affiorante nell'area considerata il confine tra Alpi ed Appennino. Questa unità è tradizionalmente attribuita alle Liguridi Esterne, interpretabile come espressione del bacino oceanico ligure -piemontese e della sua transizione al margine continentale della placca Adria. La corrispondenza di sequenza e di intervalli biostratigrafici documentati fa correlare l'unità a quella del Flysch ad elmintoidi (Unità di M. Cassio) affiorante in Appennino settentrionale esterno, suggerendo che l'unità del M. Antola sia collocabile tra le successioni flyschoidi del bacino ligure esterno. Questa correlazione implica che per raggiungere l'attuale livello strutturale al tetto della catena nord-appenninica l'Unità di Antola deve aver subito una antica fase tettonica Europa - vergente. Tuttavia, l'Unità Antola, caratterizzata da più deformazioni plicative sviluppatasi in assenza di metamorfismo, si trova al di sopra delle Unità Liguri Interne e per questo motivo sulla sua collocazione paleogeografica esistono ipotesi discordanti.

Nell'area rilevata l'Unità di Antola non presenta la classica formazione del complesso basale (Argillite di Montoggio), che risulta elisa dal piano di scorrimento basale, e si esprime con i depositi torbiditici carbonatici intermedi, il Flysch di Monte Antola vero e proprio, o meglio Formazione di Monte Antola secondo la notazione approvata per la cartografia CARG. Le giaciture sono mediamente vergenti verso i quadranti meridionali, disturbate da pieghe ad ampio raggio ed ondulazioni a scala metrica.

2.1.1.1 Formazione di Antola

L'Unità è costituita da sequenze di torbiditi carbonatiche, in prevalenza calcareo-marnose, talvolta siltose, con orizzonti fini prevalentemente marnosi, calcareniti e calcareniti marnose grigio chiare, biancastre in alterazione, marne e marne calcaree in strati planari, da decimetrici fino a plurimetrici, intercalati da strati marnosi e siltitici,

ed in misura minore argillitici, in strati centimetrici fino a decimetrici. Il rapporto calcareniti/siltiti è mediamente pari a 13:1 (Campaniano medio-superiore).

Negli orizzonti calcareo-marnosi più massivi il disturbo tettonico rende di difficile lettura la stratificazione, usualmente ben evidente. Il comportamento rigido degli orizzonti calcarei è manifesto nelle aree di cerniera dove sono frequenti fratture radiali, quasi sempre sature da calcite. Gli orizzonti calcarei basali immediatamente soprastanti alla Formazione di Val Lavagnola, con spessore metrico, sono normalmente di elevato spessore e fratturati; mostrano buon rilievo morfologico sulle creste (passo Spinarola, Serra e sulle creste in Val Liteglia); il contatto con la Formazione di Val Lavagnola è spesso marcato anche da un netto cambio di pendenza morfologicamente evidente. Le falde di detrito generate dalle pareti, soprattutto in condizioni di paleotopografia favorevole, possono superare lo spessore verticale di 15 m. Dove non direttamente interessati da disturbi tettonici gli ammassi rocciosi si presentano in buone condizioni. In quest'area sono rare le sorgenti impostate nella formazione di Antola, e sono legate alla presenza di disturbi tettonici locali che unitamente ai livelli più marnosi generano soglie di permeabilità.

2.1.2 Unità tettoniche Liguri Interne

2.1.2.1 Unità Tettonica Portello

L'Unità tettonica Portello è stata definita nell'ambito dei rilievi CARG, e viene indicata affiorante nel settore compreso fra i paesi di Montebruno, Barbagelata, Torriglia e Bargagli, lungo tutta l'alta Val Trebbia, fino al Passo del Portello verso sud e fino al Lago del Brugneto a nord. Essa si trova geometricamente compresa fra l'Unità Vermallo e l'Unità Antola con cui viene a contatto attraverso un importante sovrascorrimento caratterizzato dalla presenza di scaglie tettoniche visibili nella zona di Torriglia lungo la strada per Garaventa. L'assetto tettonico dell'Unità Portello è sostanzialmente normale anche se non manca la presenza di settori a giacitura rovesciata. Lo spessore totale apparente è di circa 750 m.

L'Unità Portello era stata fino ad oggi cartografata parzialmente come Scisti di Val Lavagna e Formazione di Ronco (Unità Gottero) e parzialmente come complesso di base dell'Unità Antola dagli Autori del F.83 Rapallo della Carta Geologica d'Italia alla scala 1:100.000 (Servizio Geologico d'Italia, 1968). Secondo Marini (1992) la successione di questa unità fa parte del settore NW della successione dell'Unità Gottero, ed è quindi parzialmente eteropica dell'insieme Scisti Zonati-Arenarie di Monte Gottero. In un lavoro precedente Marini, (1990) interpretava gran parte dell'Unità Portello come "Elemento delle Ardesie".

Nell'area rilevata include la sola Formazione di Monte Lavagnola presente come una scaglia di spessore ridotto ad alcune decine di metri pinzata tra il sovrascorrimento basale della formazione di Monte Antola e la successione inclusa nell'Unità Tettonica Gottero.

Formazione di Monte Lavagnola

La Formazione di Monte Lavagnola di nuova istituzione, è stata cartografata in passato in varie altre unità incluse le Argilliti di Montoggio. La posizione geometricamente sovrastante della Formazione di Monte Lavagnola rispetto alla Formazione di Ronco, il sostanziale assetto diritto dell'unità tettonica e la presenza di detrito ofiolitico portano però ad escludere questa possibilità.

La Formazione di Monte Lavagnola rappresenta il deposito di chiusura della successione ed è costituita da un insieme di torbiditi sottili a composizione silicoclastica e di pebbly mudstone, pebbly sandstone, e slide block riferibili principalmente alla formazione delle Argille a Palombini.

Dove la formazione è meglio sviluppata e meno tettonizzata si individuano torbiditi a composizione silicoclastica costituite da alternanze di strati sottili di siltiti ed arenarie finissime con strati medi e spessi di peliti prive di CaCO_3 . Gli strati non mostrano una buona continuità laterale anche alla scala dell'affioramento. Lo spessore di queste torbiditi è generalmente sottile ed il rapporto a/p è <1 . La composizione silicoclastica degli strati più grossolani è caratterizzata principalmente dalla presenza di frammenti monocristallini di quarzo, feldspati e fillosilicati.

Associati a questa formazione sono presenti corpi di pebbly-mudstone e pebbly-sandstone derivati principalmente da una sequenza ofiolitica e dalla relativa copertura sedimentaria. Sono presenti inoltre lenti di argilliti varicolori e di sporadici clasti e blocchi di arenarie riferibili alle Arenarie di Monte Gottero. Lo spessore massimo riconosciuto è di 150 m. Nell'area rilevata sono stati individuati svariati affioramenti sotto al sovrascorrimento della Formazione di Monte Antola, in particolare al Passo di Spinarola, in Val Liteggia e a Serra dove è poco visibile per l'alterazione. Sono prevalenti facies fini costituite da argilloscisti nerastri, di colore grigio verde in alterazione, fittamente laminati e intensamente tettonizzati. Gli affioramenti sono di ridotte dimensioni ed indicano uno spessore massimo di circa 90 metri.

2.1.2.2 Unità Tettonica Gottero

L'Unità tettonica Gottero è costituita da una spessa successione sedimentaria che comprende le Argille a Palombini (Santoniano) che passano stratigraficamente a depositi torbiditici silicoclastici e carbonatici rappresentati dagli Scisti Mangesiferi (Santoniano -Campaniano inferiore), dalle Ardesie di Monte Verzi (Campaniano inferiore), dagli Scisti Zonati (Campaniano superiore -Maastrichtiano inferiore) e dalle Arenarie del Monte Gottero (Maastrichtiano inferiore -Paleocene inferiore). A differenza delle cartografie preesistenti, nella cartografia CARG utilizzata come riferimento gli Scisti Mangesiferi e le Ardesie di Monte Verzi sono stati elevati al rango di formazioni, appartenenti al Gruppo degli Scisti della Val Lavagna.

L'Unità Gottero è tettonicamente sormontata dall'Unità Portello, tramite un contatto tettonico a basso angolo. Nell'area rilevata il contatto tra le unità considerate in successione stratigrafica, le Ardesie di Monte Verzi e gli Scisti Mangesiferi, appare in realtà tettonico poiché è costituito da un piano a basso angolo rispetto alla

stratificazione, sostanzialmente parallelo al clivaggio principale. Nel settore più orientale del rilievo il piano si mostra parallelo alla stratificazione.

La successione stratigrafica dell'Unità Gottero, e più in generale quella delle Unità Liguri Interne, è stata interpretata come il risultato della sedimentazione pelagica e quindi torbidityca di mare profondo al di sopra della litosfera oceanica del Dominio oceanico Ligure-Piemontese rappresentata dalla sequenza ofiolitica giurassica. All'interno dell'Unità Gottero, per motivi legati alla evoluzione tettonica successiva, risulta bene sviluppata solo la parte torbidityca della successione, mentre è meno sviluppata la successione emipelagica limitata alle sole Argille a Palombini. A causa dell'intensa tettonizzazione questa successione presenta degli spessori difficilmente valutabili che comunque possono essere stimati tra i 1500 e i 2000 m.

Le formazioni presenti nell'area, cioè Argille a Palombini, Scisti Manganesiferi e Ardesie di Monte Verzi, vengono attribuite dagli Autori alla Sottounità Tettonica Ramaceto, che chiaramente alla scala del rilievo non è possibile né definire né identificare, e vengono frequentemente raggruppate sotto la definizione "Gruppo degli Scisti della Val Lavagna".

Argille a Palombini

Le Argille a Palombini affiorano estesamente nel fondovalle dell'alta Val Lavagna dove lo spessore massimo apparente di questa formazione non supera i 200 m, ma non sono presenti nel tratto interessato dal rilevamento.

Le caratteristiche litostratigrafiche di questa formazione sono del tutto comparabili a quelle descritte per le Argille a Palombini dell'Unità Portello. Anche nelle Argille a Palombini dell'Unità Gottero, alla base degli strati più spessi sono stati riconosciuti frammenti carbonatici solitamente costituiti da grainstone a peloidi, ooliti e bioclasti. In modo subordinato sono presenti granuli monocristallini di quarzo, feldspati, fillosilicati e frammenti di quarzo micro- e finecristallino.

Le torbiditi silicoclastiche diventano sempre più frequenti quando ci si avvicina al contatto con la Formazione degli Scisti Manganesiferi che secondo marroni & Perilli (1990) è di tipo stratigrafico. La parte basale degli Scisti Manganesiferi (base del Gruppo degli Scisti di Val Lavagna) è per lo più costituito da questo tipo di torbiditi.

Scisti Manganesiferi

La Formazione degli Scisti Manganesiferi (parzialmente riferibili al Membro di Scurtabò, (Braga et alii, 1973) nonché alle Argilliti di Montanesi, (Marini, 1990) affiora estesamente in Val Lavagna nel settore compreso fra i paesi di Carasco e Gattorna, con spessori fino a 300 m. Sono costituiti da una successione torbidityca pelitico-arenacea a composizione quasi esclusivamente silicoclastica; macroscopicamente gli affioramenti presentano dominanza di metasiltiti grigio-verdastre fittamente laminate con subordinate intercalazioni di metaareniti fini in strati decimetrici. Livelli di contenuto carbonatico evidente sono collegati a concrezioni di tipo post-deposizionale. Sono tuttavia presenti anche rari livelli arenitici misti o a matrice carbonatica, con spessore fino a decimetrico. Il limite inferiore della formazione è dato dal contatto con la Formazione delle Argille a Palombini mentre il

limite superiore è dato dal contatto con le Ardesie di Monte Verzi. L'intera successione, che mostra spessori apparenti di almeno 400m, è caratterizzata da un trend coarsening upward molto netto.

La parte basale della successione è caratterizzata da strati torbiditici con spessori da sottile a spesso che possono raggiungere e superare il metro. Il rapporto a/p è sempre minore di 1 e le granulometrie delle basi torbiditiche sono sempre comprese fra l'arenite fine e finissima. La continuità laterale è buona per gli strati più spessi, mentre non è valutabile per gli strati più sottili a causa di una intensa deformazione tettonica. Sono state riconosciute concrezioni all'interno della frazione pelitica in livelli di concentrazione dei carbonati dello spessore massimo di qualche cm. Deve essere messa in evidenza, in questa parte basale della successione, la presenza diffusa di patine manganesifere che conferiscono il tipico aspetto ed il nome a questa formazione.

In letteratura viene riportata una composizione delle arenite fini dominata da granuli di quarzo ed in modo subordinato da feldspati e fillosilicati, con selezione buona e molto buona, l'arrotondamento dei granuli di quarzo è sempre molto elevato ed i processi di silicizzazione sono piuttosto diffusi; in corrispondenza l'aspetto tende a ricordare quello dei diaspri. La microfacies risulta del tutto confrontabile con quella osservata negli strati silicoclastici che caratterizzano il tetto delle Argille a Palombini.

La parte media e superiore della successione è caratterizzata da un graduale aumento della granulometria massima che passa da fine a media ed in alcuni casi a medio-grossolana. La frazione arenitica di questi strati silicoclastici è classificabile come arcose o subarcose e la composizione modale è confrontabile con quella delle Arenarie di Monte Gottero. Lo spessore degli strati non aumenta molto mentre il rapporto a/p aumenta e si avvicina ad 1.

L'età Santoniano superiore-Campaniano inferiore attribuita agli Scisti Manganesiferi è stata ricavata indirettamente da Marroni & Perilli (1990) in base all'età delle Argille a Palombini e delle sovrastanti Ardesie di Monte Verzi.

Gli Scisti Manganesiferi affiorano diffusamente in tutto il fondovalle del Torrente Lavagna e nel tratto inferiore del Torrente Liteglia. Al di fuori delle incisioni dei rii e dei tagli stradali l'unità si presenta intensamente pedogenizzata, con coperture dei suoli fino a 3 m ed un orizzonte C ben sviluppato, superiore al metro.

Secondo gli Autori di riferimento (Elter, Marroni & Pandolfi, in stampa) in generale il limite superiore di questa formazione risulta di difficile collocazione a causa di un passaggio alle Ardesie di Monte Verzi molto graduale. Nell'area rilevata sembra essere invece generalmente più netto; in particolare nella parte occidentale, dalla valle del Torrente Liteglia fino alla cresta del passo Spinarola; qui oltre ad essere più netto è discordante rispetto all'giacitura generale, e sembra piuttosto avere una geometria riferibile al sistema di clivaggio principale.

Ardesie di Monte Verzi (AMV)

Si tratta di torbiditi pelitico-arenacee caratterizzate dall'alternanza di strati silicoclastici medio spessi e strati calcareo-marnosi spessi e molto spessi, questi ultimi noti con il nome di "Ardesie" o "Lavagna".

La formazione delle Ardesie di Monte Verzi, presenta uno spessore di circa 400 m ed appartiene alla Sottounità Capenardo che affiora su entrambi i lati della media e bassa Val Lavagna. La base della successione è caratterizzata dal passaggio stratigrafico con gli Scisti Mangesiferi, mentre il tetto mostra un passaggio stratigrafico graduale con gli Scisti Zonati (Casnedi, 1982). Nell'area rilevata il limite inferiore è piuttosto netto e in buona parte ripreso dalla tettonica, mentre il limite superiore non è mai visibile, in quanto eliso dal piano basale di sovrascorrimento dell'Unità Tettonica Portello, con la formazione di Monte Lavagnola interposta tra le Ardesie di Monte Verzi e la Formazione di monte Antola, La successione stratigrafica delle Ardesie di Monte Verzi è caratterizzata dalla presenza di due differenti tipi di strato torbiditico: uno a composizione silicoclastica ed uno a composizione calcareo-marnosa. La litofacies tipica è data dall'interferenza di questi due tipi di strato mentre le differenti litofacies riconosciute al suo interno (Marini, 1993) derivano dalle diverse combinazioni fra questi due tipi di strato prodotte dalle variazioni nella sedimentazione dei due differenti tipi di torbiditi.

Gli strati silicoclastici presentano una composizione della frazione arenitica del tutto comparabile con quelle degli Scisti Mangesiferi e delle Arenarie di Monte Gottero. Il trend coarsening upward riconosciuto negli Scisti Mangesiferi prosegue all'interno di questa litofacies, relativamente agli strati a composizione silicoclastica, e si assiste ad un ulteriore cambiamento delle facies indicative di ambienti sempre più prossimi all'area sorgente. Lo spessore di questi strati varia da sottile a spesso, ma sono presenti anche strati di spessore nettamente superiore al metro (fino a 5m nelle sezioni di Monte Verzi e di Orero). Il rapporto a/p è generalmente minore o molto minore di 1.

Gli strati di "ardesie" si riconoscono facilmente per la presenza di una frazione pelitica a composizione calcareo-marnosa molto potente e nettamente prevalente sulla frazione arenitica ($a/p \ll 1$). Lo spessore degli strati varia da medio a spesso fino a molto spesso (alcuni strati sfruttati per l'estrazione dell'ardesia superano i 10 m). La frazione arenitica ha granulometria che difficilmente raggiunge la taglia dell'arenite media, solitamente si tratta di areniti fini o finissime. La composizione di questi strati è di tipo misto dominata da quarzo e fillosilicati monocristallini, ma con presenza importante di frammenti carbonatici micritici (>20% dell'ossatura) del tutto assenti negli strati silicoclastici. Il tetto della frazione pelitica è talvolta caratterizzato da livelli emipelagici di spessore <5cm privi di CaCO_3 .

L'età di questa successione è stata determinata da Marroni & Perilli (1990) nella località tipo in base a una ricca associazione a Nannofossili Calcarei provenienti dalla frazione pelitica delle ardesie. In base a questa associazione le Ardesie di Monte Verzi possono essere considerate come non più vecchie del Campaniano inferiore.

2.2 DESCRIZIONE DEL TRACCIATO E PROBLEMATICHE GEOLOGICHE

La galleria Caravaggio, di lunghezza pari a circa 2100 m, verrà scavata interamente all'interno delle sequenze calcareo marnose appartenenti alla Formazione di Monte Antola, sotto ricoprimenti massimi di circa 400 m.

Le giaciture dei piani di strato, mediamente orientate verso Sud, sono frequentemente legate a pieghe isoclinali alla mesoscala con assi orientati grossomodo E-W.

In tale tratto, alle progr. km 1+310, 1+570, 2+360 e 2+385 circa verranno attraversate 4 zone di faglia a giacitura subverticale e direzioni NNE-SSW per le prime due e E-W le rimanenti in corrispondenza delle quali è prevedibile lo sviluppo di una fascia di intensa fratturazione e cataclasi di ampiezza deca metrica.

Per quanto concerne gli aspetti applicativi connessi allo scavo della galleria in progetto si evidenzia che le buone caratteristiche geomeccaniche dell'ammasso oggetto di escavazione non potranno particolari problemi essendo caratterizzato da una risposta deformativa rapidamente evolvente in campo plastico in condizioni di fronte stabile in cui si potranno tuttavia avere problematiche connesse al distacco di blocchi lapidei isolati dal reticolo fessurativo. Problematiche legate fenomeni di instabilità del fronte e del cavo si potranno avere nei tratti di attraversamento delle fasce tettonizzate. Tra le progr. km 2+250 e 2+650 circa è previsto l'attraversamento di un asse vallivo che verrà risolto con un rilevato ed adeguate opere idrauliche.

Tra le progr. km 2+660 e km 5+330 circa il tracciato si svilupperà nuovamente in sotterraneo (galleria Fontanabuona) interessando dapprima nuovamente le sequenze calcareo-marnose della Formazione di Monte Antola, poi, dalla progr. km 5+030 le Argilliti grigio scuro della Formazione di Monte Lavagnola e quindi, a partire dalla progr. km 5+080 circa le successioni di marne calcaree appartenenti alla Formazione delle Ardesie di Monte Verzi. Il passaggio tra le due formazioni si attua a mezzo di un piano di sovrascorrimento a vergenza settentrionale con immersione verso i quadranti meridionali lungo il quale risulta pinzata una scaglia tettonica di estensione pari a circa 80 m di meta-siltiti e meta-argilliti appartenenti alla Formazione di Monte Lavagnola intensamente tettonizzate. Alla progr. km 4+265 circa verrà attraversata una zona di faglia a giacitura subverticale e direzione E-W in corrispondenza della quale è prevedibile lo sviluppo di una fascia di intensa fratturazione e cataclasi di ampiezza deca metrica.

Per quanto concerne le principali problematiche di natura geologica connesse allo scavo della galleria in progetto si evidenziano in particolare problematiche legate fenomeni di instabilità del fronte e del cavo nei tratti di attraversamento delle fasce tettonizzate e della scaglia tettonica e difficoltà connesse allo scavo in situazione di fronte misto, mentre i tratti prevalenti scavati all'interno delle sequenze calcareo marnose della Formazione di Monte Antola e delle marne calcaree delle Formazioni delle Ardesie di Monte Verzi non pongono particolari problematiche risultando caratterizzati da una risposta deformativa evolvente in campo plastico in condizioni di fronte stabile in cui si potranno tuttavia avere problematiche connesse al distacco di blocchi lapidei isolati dal reticolo fessurativo. Particolare attenzione dovrà inoltre

essere prestata alla progettazione e realizzazione degli scavi di approccio all'imbocco sud che coinvolgono il substrato lapideo in condizioni giaciture sfavorevoli.

2.3 CONDIZIONI IDROGEOLOGICHE

In base al diverso grado di permeabilità dei materiali, le unità litotecniche precedentemente descritte sono state caratterizzate anche dal punto di vista idrogeologico; in particolare si distinguono:

- materiale di origine antropica (riporto, terrapieni, rilevati ecc.): sono terreni permeabili per porosità con coefficienti che dipendono dalle granulometrie prevalenti, generalmente da medi ad elevati;
- terreni alluvionali a granulometria eterogenea con significativa componente grossolana e fine: presentano coefficienti di permeabilità dipendenti dalle classi granulometriche prevalenti e risultano caratterizzati da acquiferi a produttività diversificata in relazione all'estensione e allo spessore dei depositi;
- terreni di copertura, laddove presentano spessore superiore a 2 m: sono terreni permeabili per porosità con coefficienti da medi a bassi e risultano caratterizzati da acquiferi con trasmissività limitata e produttività nulla o solo localmente significativa;
- materiali prevalentemente calcarei e calcareo-marnosi (Formazione di Monte Antola): presentano un grado da medio a basso e una circolazione sotterranea, sia lungo le discontinuità caratteristiche sia per localizzati fenomeni di dissoluzione chimico-fisica nei livelli calcarei particolarmente puri;
- materiali prevalentemente argillitici (Formazione delle Ardesie di Monte Verzi e degli Scisti Mangesiferi): anche sotto il profilo del comportamento idrogeologico le Ardesie e gli Scisti si possono ritenere simili, con un grado di permeabilità globale da basso a molto basso e una circolazione sotterranea limitata a localizzate condizioni di marcata fratturazione.

Per quanto si riferisce ai rapporti fra le due gallerie e le condizioni idrogeologiche del sottosuolo, constatata l'assenza di ragguardevoli bacini imbriferi o di possibilità di dispersioni di acque da parte di fiumi o di laghi nella zona soprastante al tracciato, e data d'altra parte la presenza di intercalazioni calcaree ed arenacee fratturate, si può ritenere, in via preliminare, che vi saranno portate modeste e comunque tali da non creare seri ostacoli agli avanzamenti.

3 DETERMINAZIONE DELLA CATEGORIA DI COMPORTAMENTO SECONDO L'APPROCCIO ADECO-RS

Con riferimento alla relazione geomeccanica che riporta le proprietà geotecniche di ciascuna formazione attraversata (da entrambe le due gallerie Fontanabuona e Caravaggio), la Tabella 3.1 riporta per ciascuna formazione una sintesi dei parametri geotecnici scelti come rappresentativi per le analisi progettuali che sono riportate nel presente capitolo.

Analisi n°	Formazione	Copertura m	γ' kN/m ³	Coesione			Angolo di resist taglio			Modulo deformabilità			Coeff Poisson -
				$c'_{k,inf}$ MPa	c'_k MPa	$c'_{k,sup}$ MPa	$\phi'_{k,inf}$ (°)	ϕ'_k (°)	$\phi'_{k,sup}$ (°)	$E_{k,inf}$ MPa	E_k MPa	$E_{k,sup}$ MPa	
1	Ardesie di Monte Verzi	65	26.5	0.20	0.32	0.44	33	44	50	1780	2800	4200	0.20
2	Ardesie di Monte Verzi	290	26.5	0.45	0.73	1.00	23	33	39	1780	2800	4200	0.20
3	Monte Lavignola	130	26.5	0.15	0.24	0.34	21	27	33	600	1100	1800	0.25
4	Monte Antola	70	27	0.30	0.50	0.75	41	49	54	2800	5100	7900	0.20
5	Monte Antola	160	27	0.47	0.75	1.10	34	43	49	2800	5100	7900	0.20
6	Monte Antola	240	27	0.60	0.94	1.30	31	40	46	2800	5100	7900	0.20
7	Monte Antola	380	27	0.78	1.23	1.67	27	36	42	2800	5100	7900	0.20
8	Monte Antola	420	27	0.85	1.34	1.84	26	35	41	2800	5100	7900	0.20

Tabella 3.1 Caratterizzazione geomeccanica.

In accordo a quanto illustrato nella relazione linee guida per la progettazione delle gallerie naturali, adottando il metodo delle curve caratteristiche si sono valutate le deformazioni e le zone plastiche di un cavo non sostenuto caratterizzato da un raggio equivalente $R = 6.9$ m e, conseguentemente, la categoria di comportamento secondo l'approccio ADECO-RS. Le seguenti Tabella 3.2 ÷ Tabella 3.4 e Figura 3-1 ÷ Figura 3-8 riepilogano, rispettivamente per i valori caratteristici inferiori, i valori caratteristici e i valori caratteristici superiori, i risultati salienti mentre le figure riportano le curve caratteristiche calcolate sia al fronte di scavo sia a distanza ragguardevole.

Nelle Tabella 3.2 ÷ Tabella 3.4 i simboli hanno i seguenti significati:

R_{mn} = resistenza mezzo nucleo

u_{mn}^f = spostamento radiale (convergenza radiale) in corrispondenza della resistenza di mezzo nucleo

ε_{mn}^f = deformazione radiale = u_{mn}^f/R

R_{max}^f = rapporto di plasticizzazione (rapporto fra il raggio plastico al fronte ed il raggio equivalente del cavo)

ΔF_p^f = estensione zona plastica al contorno del cavo in prossimità del fronte

u_{max} = convergenza massima del cavo

ε_{max} = deformazione radiale massima del cavo = u_{max}/R

R_{max} = rapporto di plasticizzazione (rapporto fra il raggio plastico del cavo ed il raggio equivalente del cavo)

ΔF_p = estensione zona plastica al contorno del cavo

PROPRIETA' GEOMECCANICHE CON I VALORI CARATTERISTICI INFERIORI												
Analisi n°	Formazione	Copertura m	Risultati al fronte di scavo					Risultati lontano dal fronte di scavo				Categoria comportamento approccio A.DE.CO.R.S.
			R_{mn} (MPa)	u_{mn}^f (cm)	ϵ_{mn}^f (%)	R_{max}^f (-)	ΔF_{max}^f (m)	u_{max} (cm)	ϵ_{max} (%)	R_{max} (-)	ΔF_p (m)	
1	Ardesie di Monte Verzi	65	0.37	0.3	0	1.21	1.4	1.7	0.2	1.58	4	B
2	Ardesie di Monte Verzi	290	0.68	50	7.2	1.79	5.5	35.8	5.2	6.5	17.3	B
3	Monte Lavignola	130	0.22	11.9	1.7	2.17	8.1	100.7	14.6	5.19	28.9	B
4	Monte Antola	70	0.66	0.2	0	1.08	0.6	0.74	0.1	1.23	1.6	A
5	Monte Antola	160	0.88	0.5	0.1	1.21	1.4	2.7	0.4	1.57	3.9	A
6	Monte Antola	240	1.06	1	0.1	1.3	2.1	5.46	0.8	1.89	6.1	A-B
7	Monte Antola	380	1.27	2.2	0.3	1.47	3.2	14.18	2.1	2.37	9.5	B
8	Monte Antola	420	1.36	2.66	0.4	1.52		17.43		2.54		B

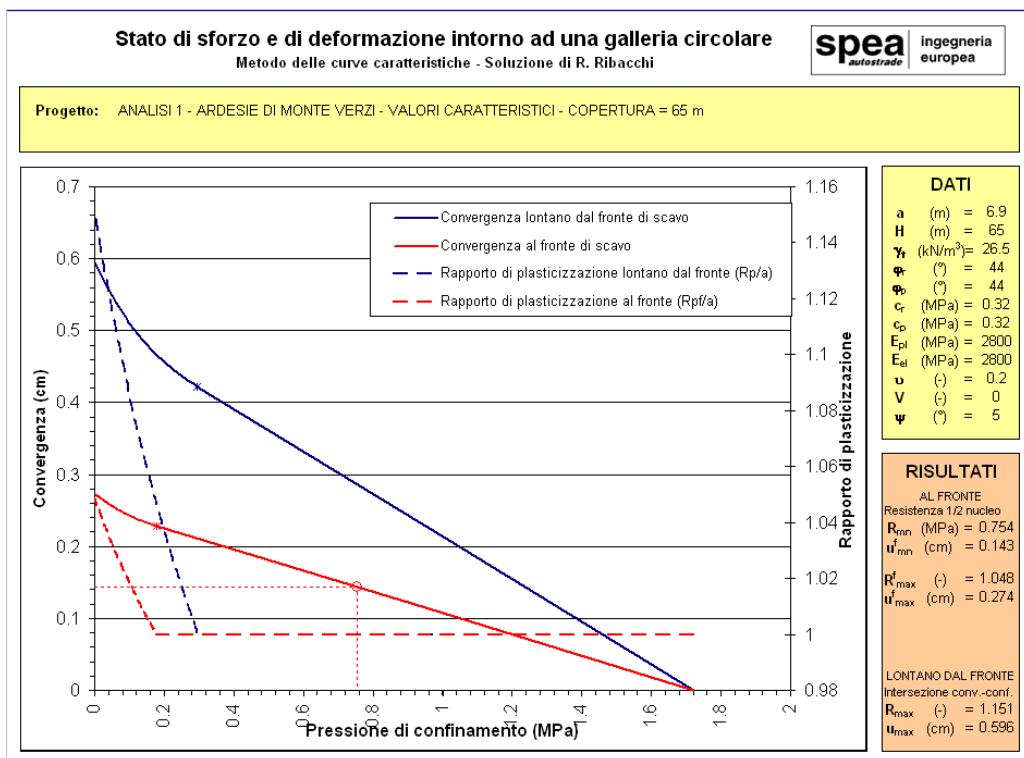
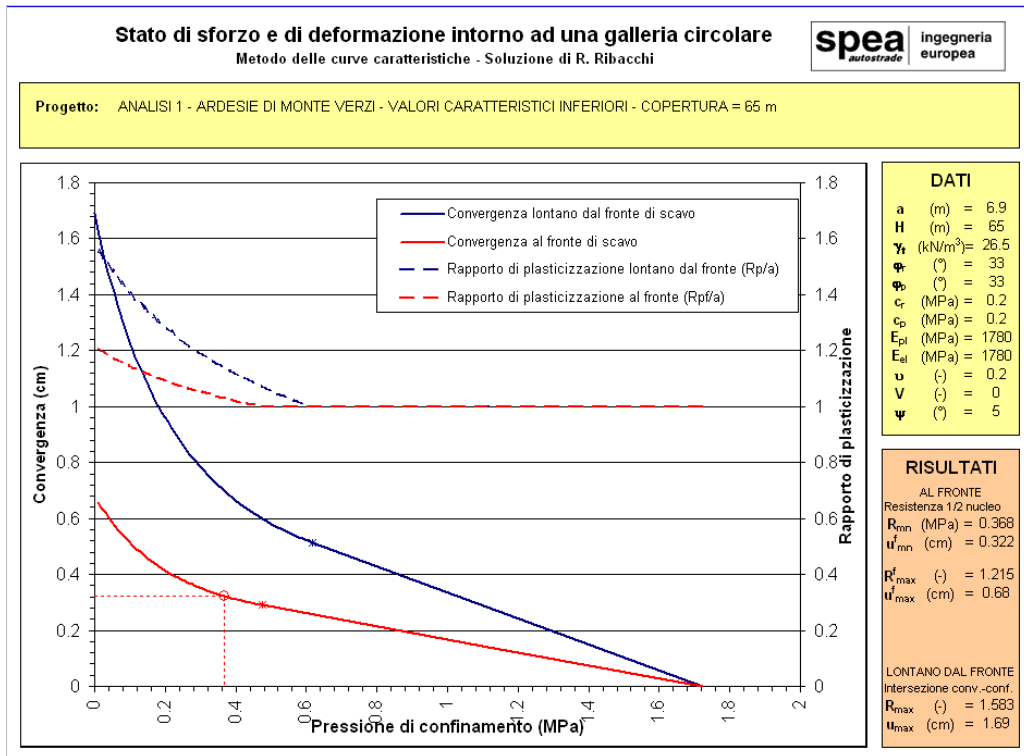
Tabella 3.2 Risultati analisi con il metodo delle curve caratteristiche per i valori caratteristici inferiori.

PROPRIETA' GEOMECCANICHE CON I VALORI CARATTERISTICI												
Analisi n°	Formazione	Copertura m	Risultati al fronte di scavo					Risultati lontano dal fronte di scavo				Categoria comportamento approccio A.DE.CO.R.S.
			R_{mn} (MPa)	u_{mn}^f (cm)	ϵ_{mn}^f (%)	R_{max}^f (-)	ΔF_{max}^f (m)	u_{max} (cm)	ϵ_{max} (%)	R_{max} (-)	ΔF_p (m)	
1	Ardesie di Monte Verzi	65	0.75	0.1	0	1.04	0.3	0.59	0.1	1.15	1	A
2	Ardesie di Monte Verzi	290	1.35	1	0.1	1.26	1.8	5.64	0.8	1.7	4.8	A
3	Monte Lavignola	130	0.39	2.1	0.3	1.51	3.5	13.26	1.9	2.48	10.2	B
4	Monte Antola	70	1.33	0.1	0	1.01	0.1	0.31	0	1.05	0.3	A
5	Monte Antola	160	1.72	0.2	0	1.06	0.4	0.86	0.1	1.18	1.2	A
6	Monte Antola	240	2.01	0.4	0.1	1.1	0.7	1.49	0.2	1.28	1.9	A
7	Monte Antola	380	2.42	0.6	0.1	1.17	1.2	3.01	0.4	1.45	3.1	A
8	Monte Antola	420	2.57	0.7	0.1	1.18		3.5		1.5		b

Tabella 3.3 Risultati analisi con il metodo delle curve caratteristiche per i valori caratteristici.

PROPRIETA' GEOMECCANICHE CON I VALORI CARATTERISTICI SUPERIORI												
Analisi n°	Formazione	Copertura m	Risultati al fronte di scavo					Risultati lontano dal fronte di scavo				Categoria comportamento approccio A.DE.CO.R.S.
			R_{mn} (MPa)	u_{mn}^f (cm)	ϵ_{mn}^f (%)	R_{max}^f (-)	ΔF_{max}^f (m)	u_{max} (cm)	ϵ_{max} (%)	R_{max} (-)	ΔF_p (m)	
1	Ardesie di Monte Verzi	65	1.21	0.1	0	1.01	0.1	0.34	0	1.04	0.3	A
2	Ardesie di Monte Verzi	290	2.09	0.6	0.1	1.12	0.8	2.34	0.3	1.33	2.3	A
3	Monte Lavignola	130	0.62	0.7	0.1	1.25	1.7	3.82	0.6	1.68	4.7	A-B
4	Monte Antola	70	2.3	0	0	1	0	0.19	0	1	0	A
5	Monte Antola	160	2.94	0.1	0	1	0	0.46	0.1	1.05	0.3	A
6	Monte Antola	240	3.21	0.2	0	1.03	0.2	0.75	0.1	1.11	0.8	A
7	Monte Antola	380	3.75	0.3	0	1.07	0.5	1.37	0.2	1.21	1.4	A
8	Monte Antola	420	4.04	0.38	0.1	1.08		1.56		1.23		A

Tabella 3.4 Risultati analisi con il metodo delle curve caratteristiche per i valori caratteristici superiori.



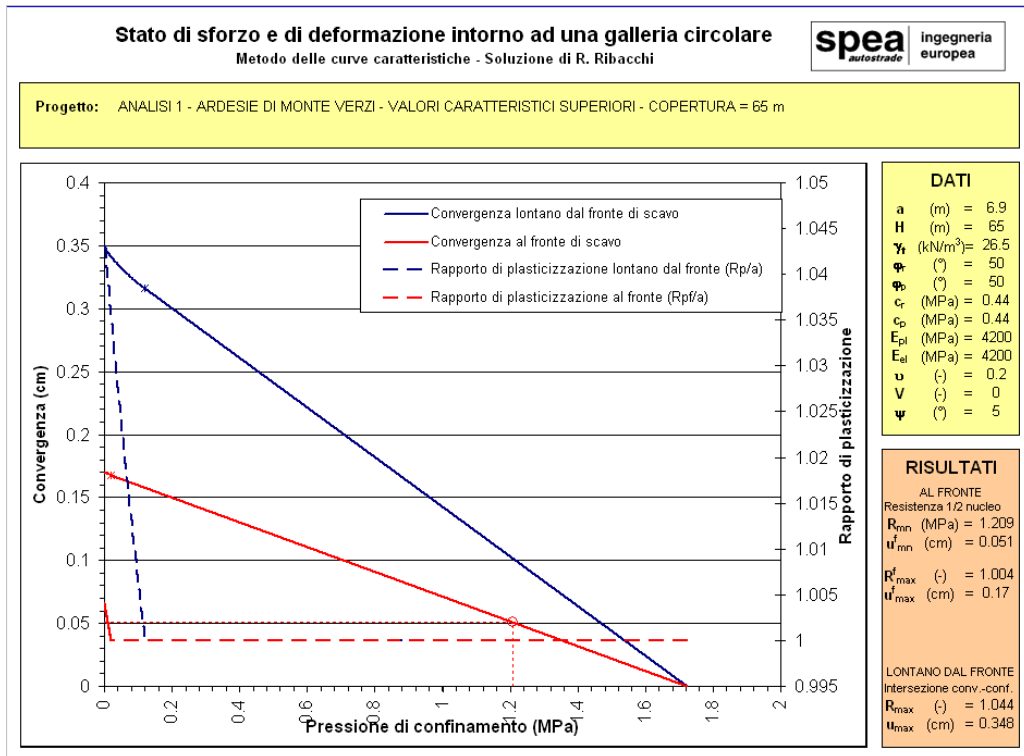
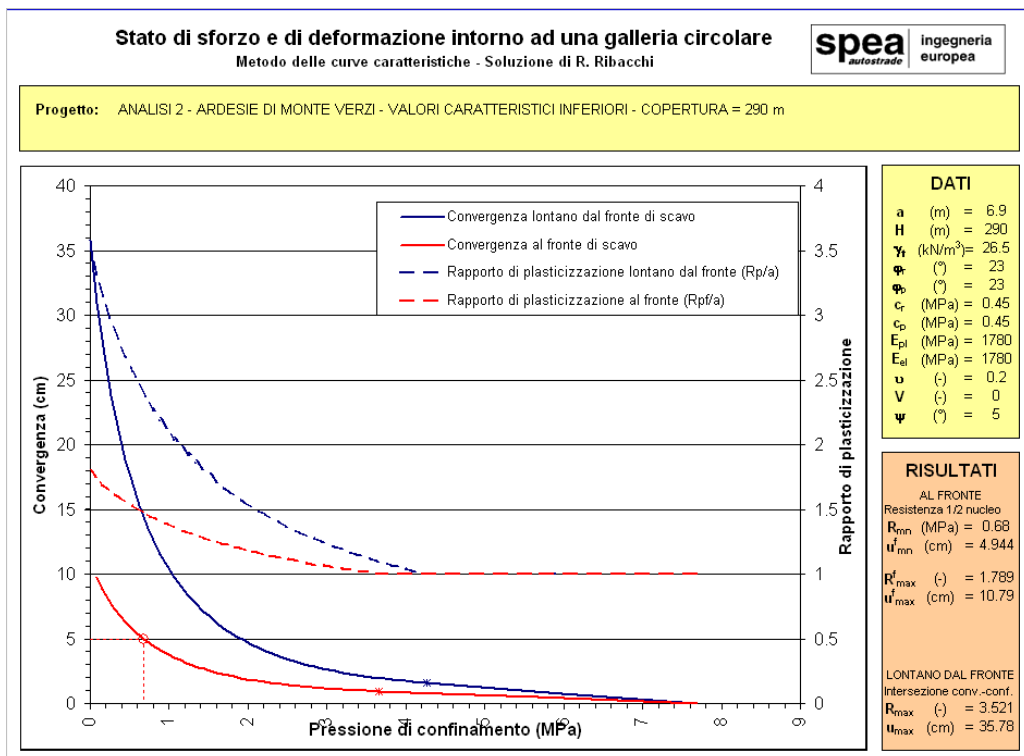


Figura 3-1 **Analisi 1, valori caratteristici inferiori, valori caratteristici, valori caratteristi superiori, risultati analisi con il metodo delle curve caratteristiche.**



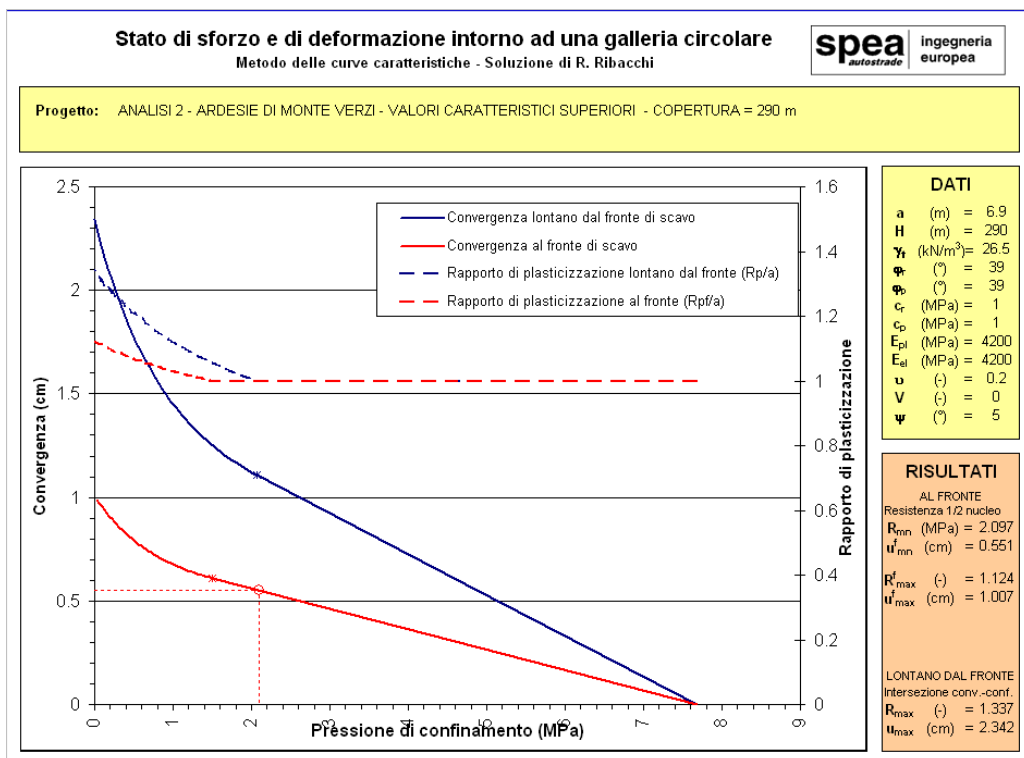
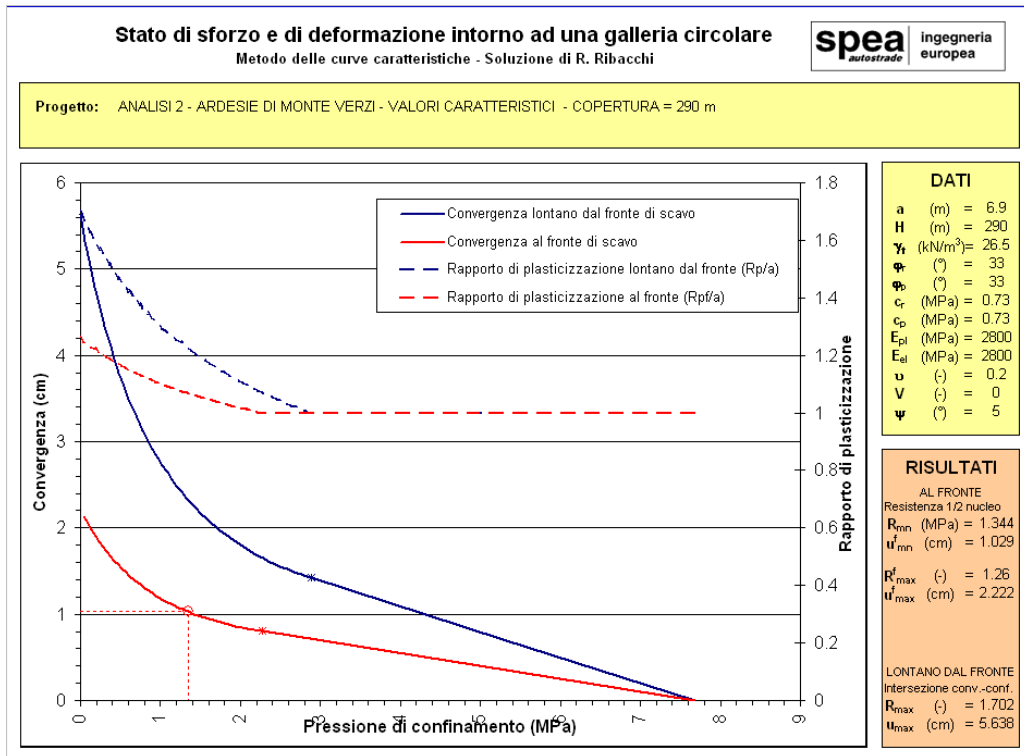
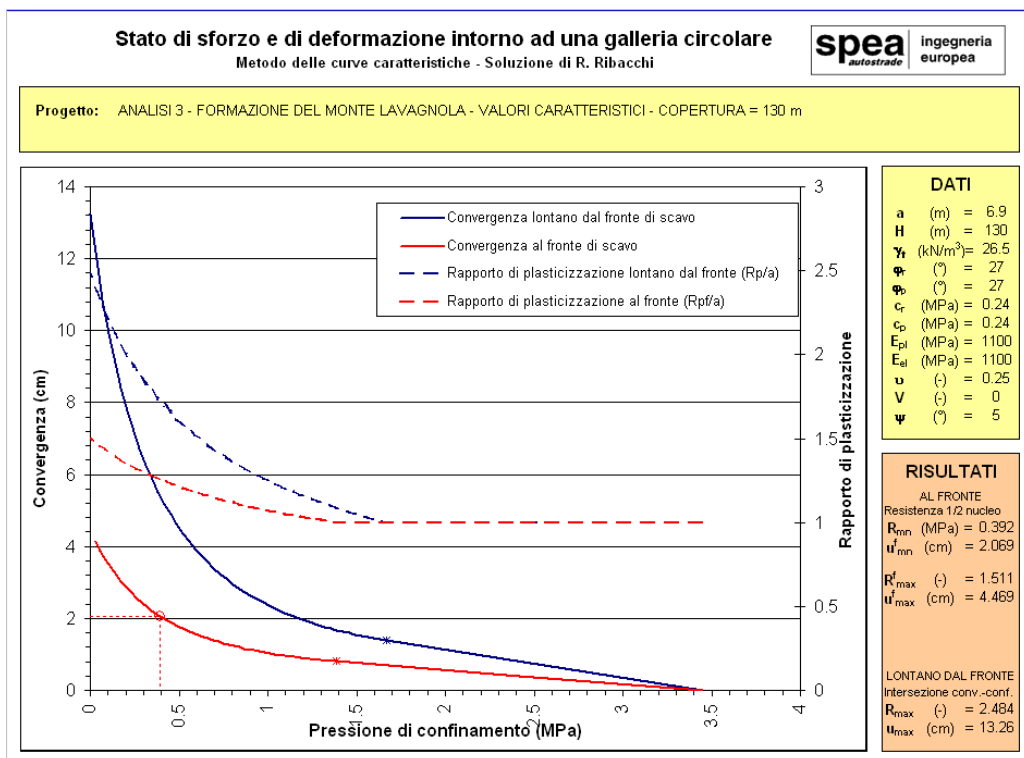
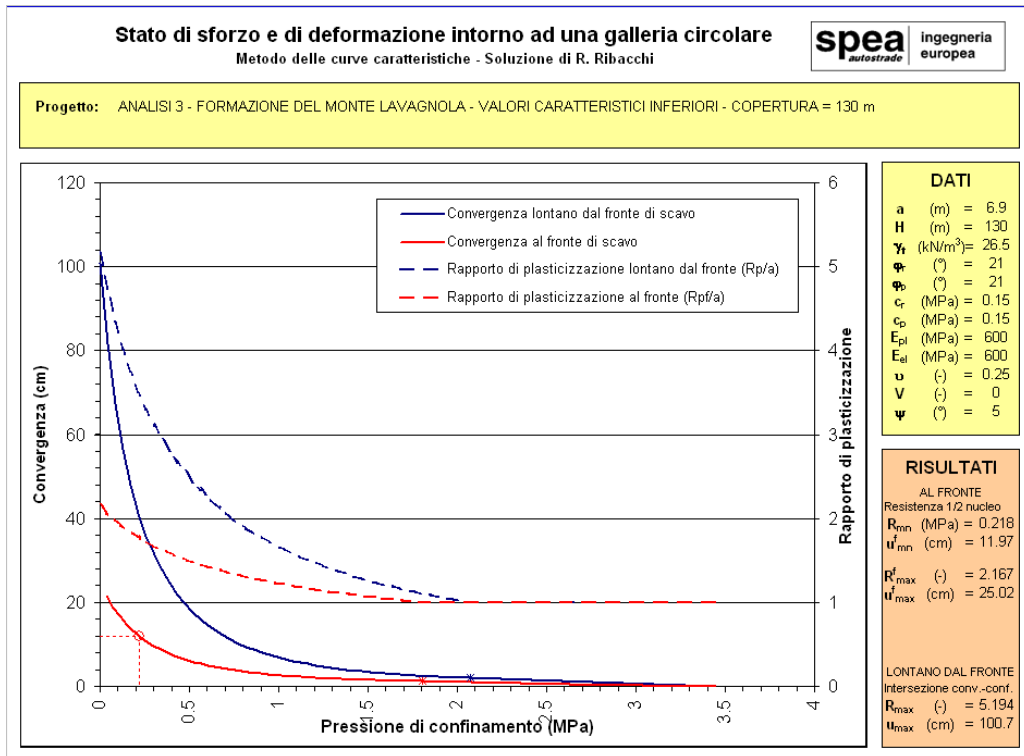


Figura 3-2 **Analisi 2, valori caratteristici inferiori, valori caratteristici, valori caratteristi superiori, risultati analisi con il metodo delle curve caratteristiche.**



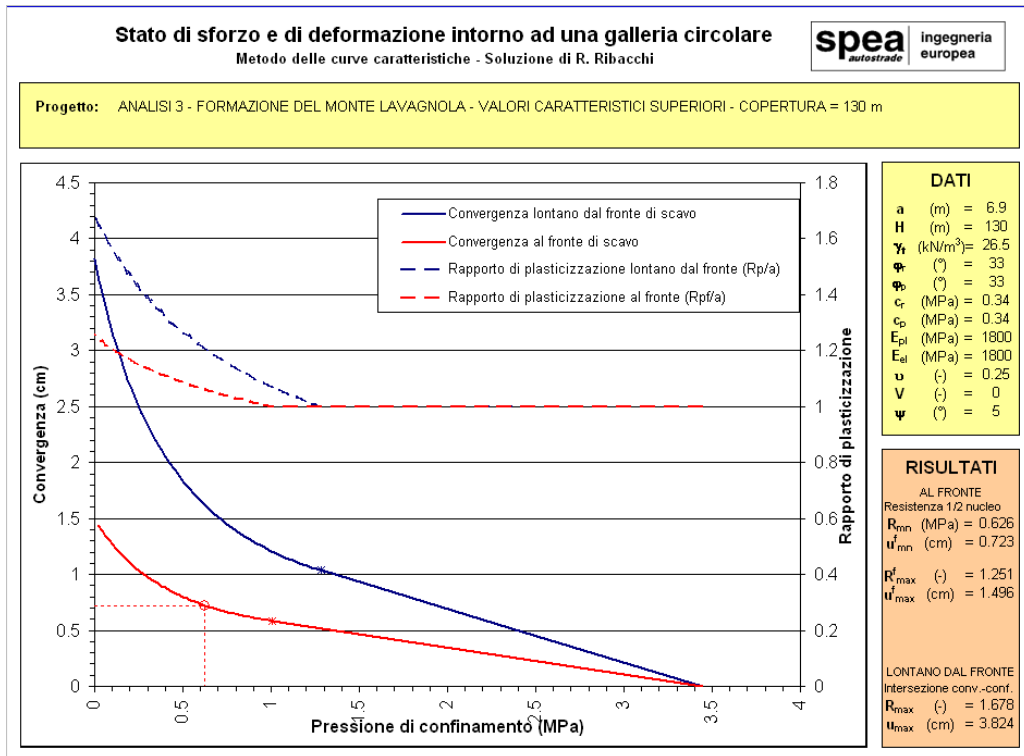
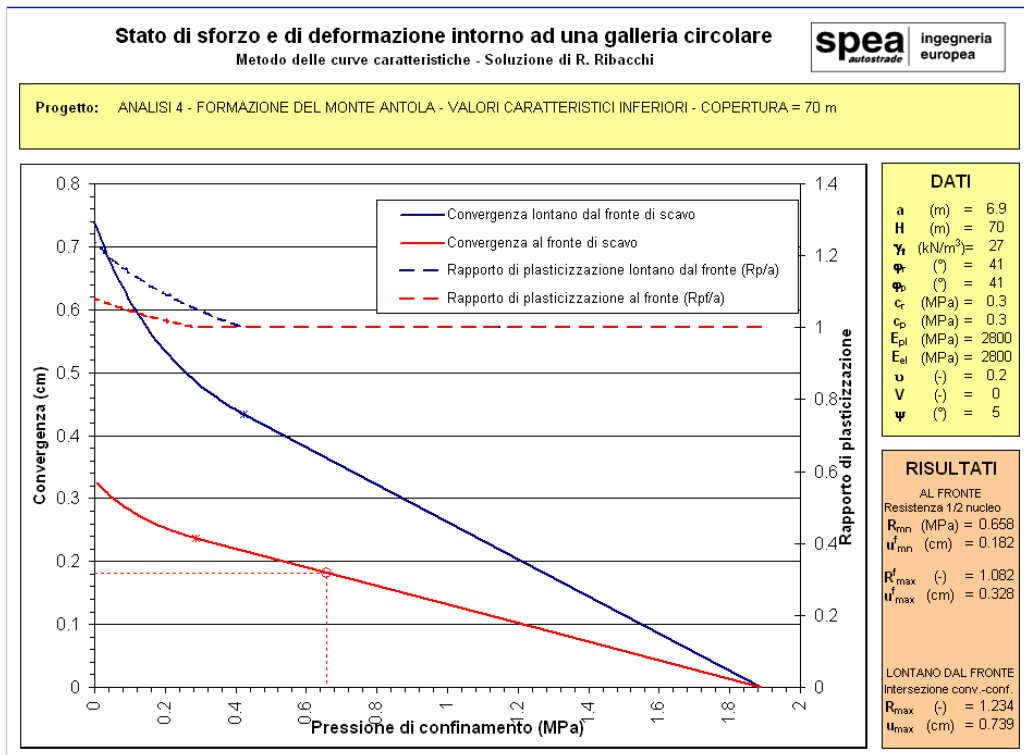


Figura 3-3 Analisi 3, valori caratteristici inferiori, valori caratteristici, valori caratteristi superiori, risultati analisi con il metodo delle curve caratteristiche.



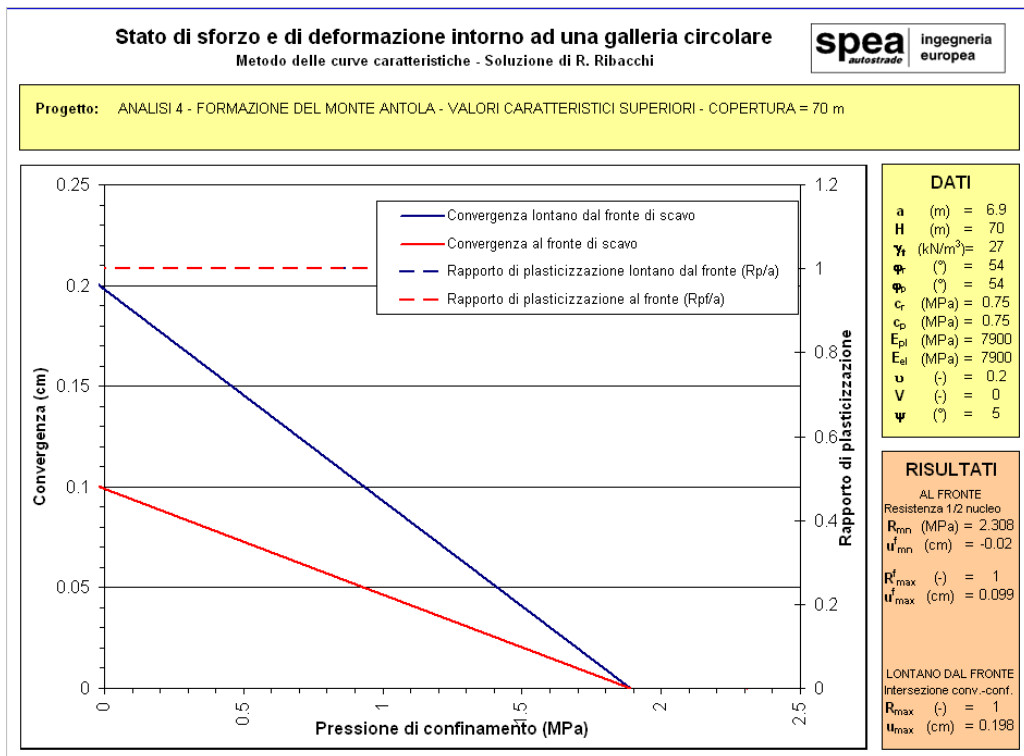
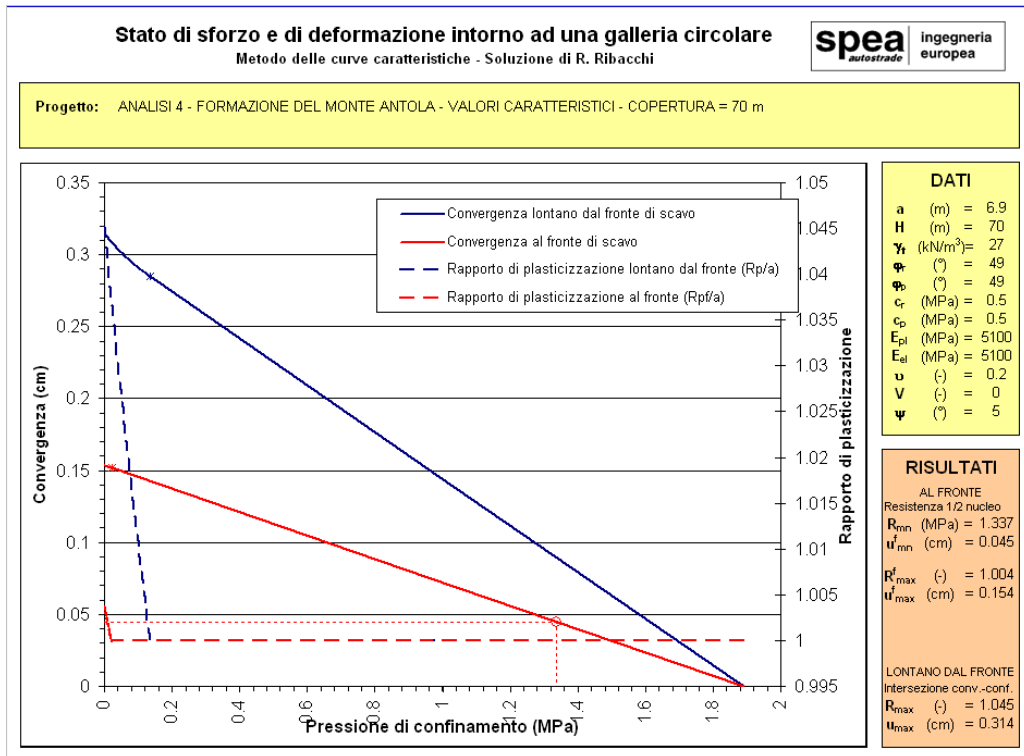
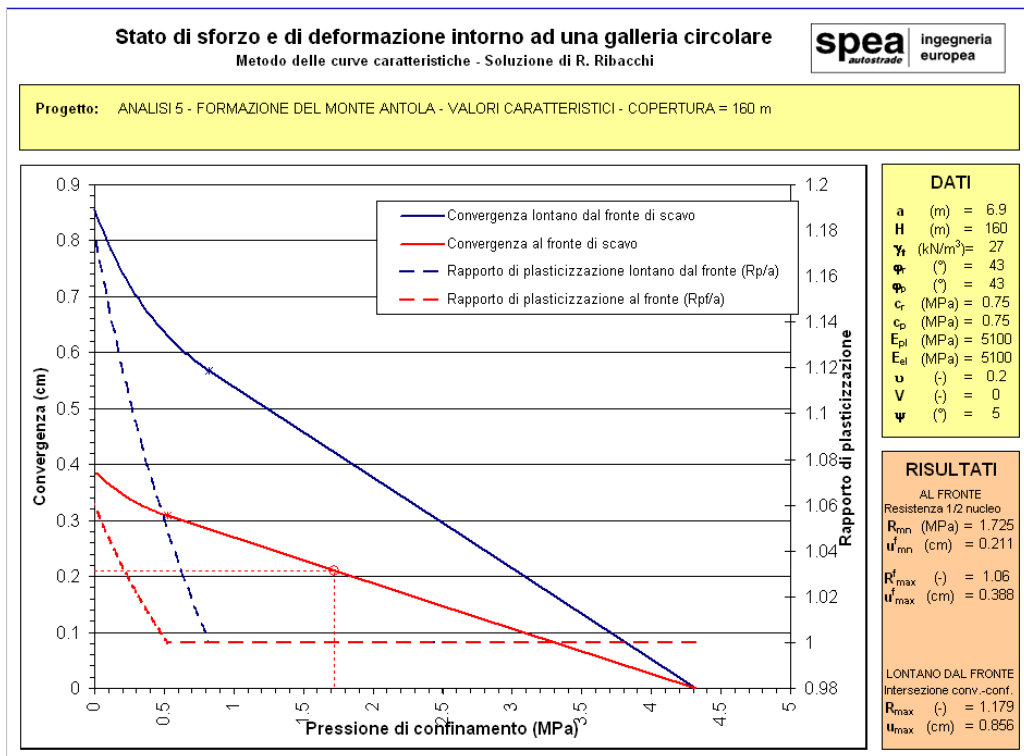
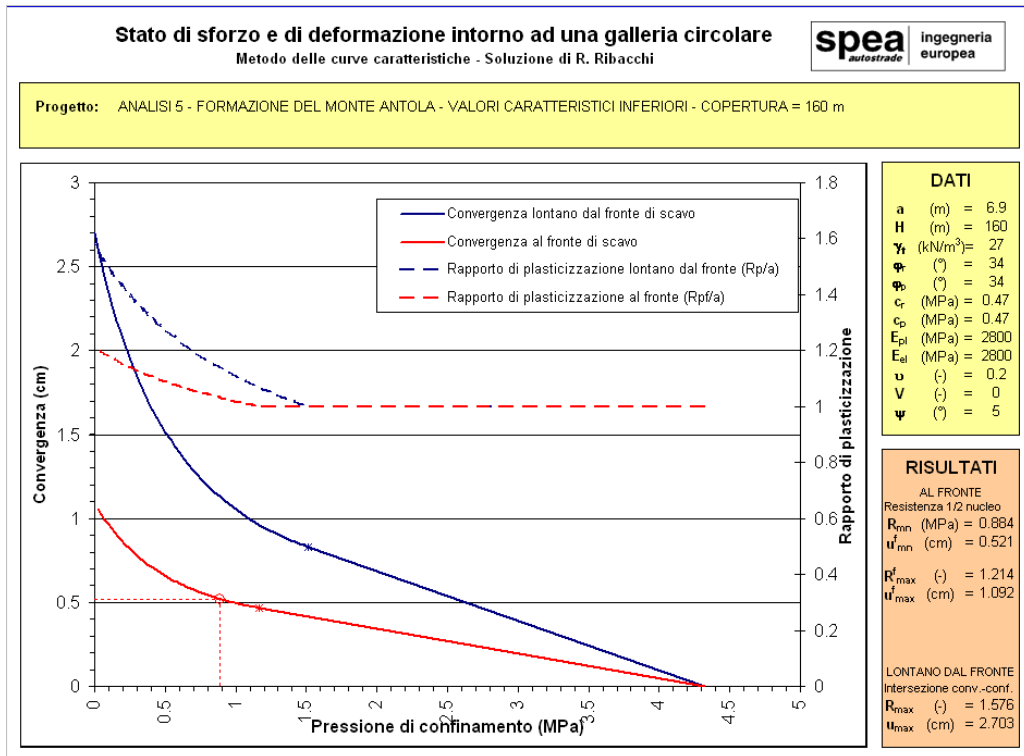


Figura 3-4 **Analisi 4, valori caratteristici inferiori, valori caratteristici, valori caratteristi superiori, risultati analisi con il metodo delle curve caratteristiche.**



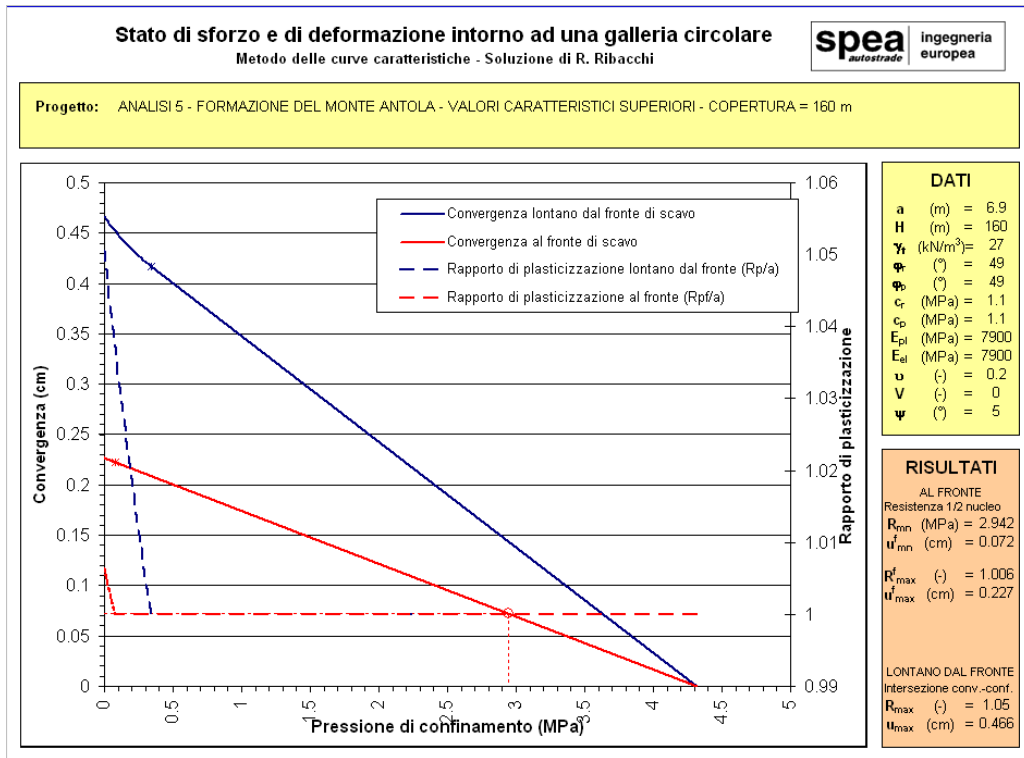
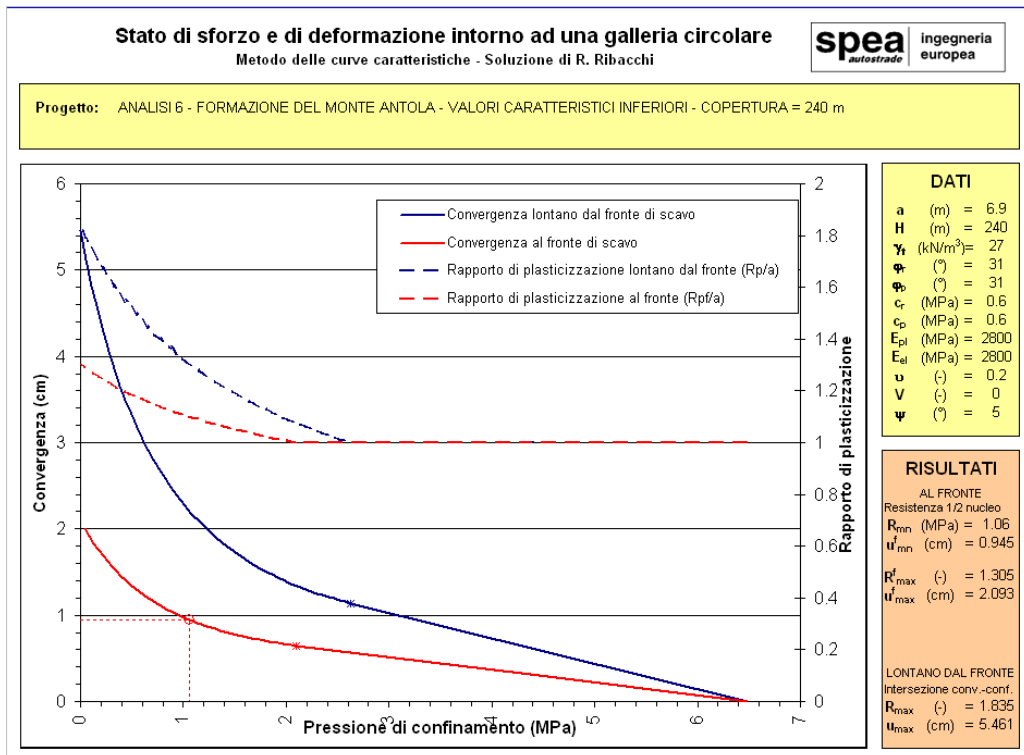


Figura 3-5 **Analisi 5, valori caratteristici inferiori, valori caratteristici, valori caratteristi superiori, risultati analisi con il metodo delle curve caratteristiche.**



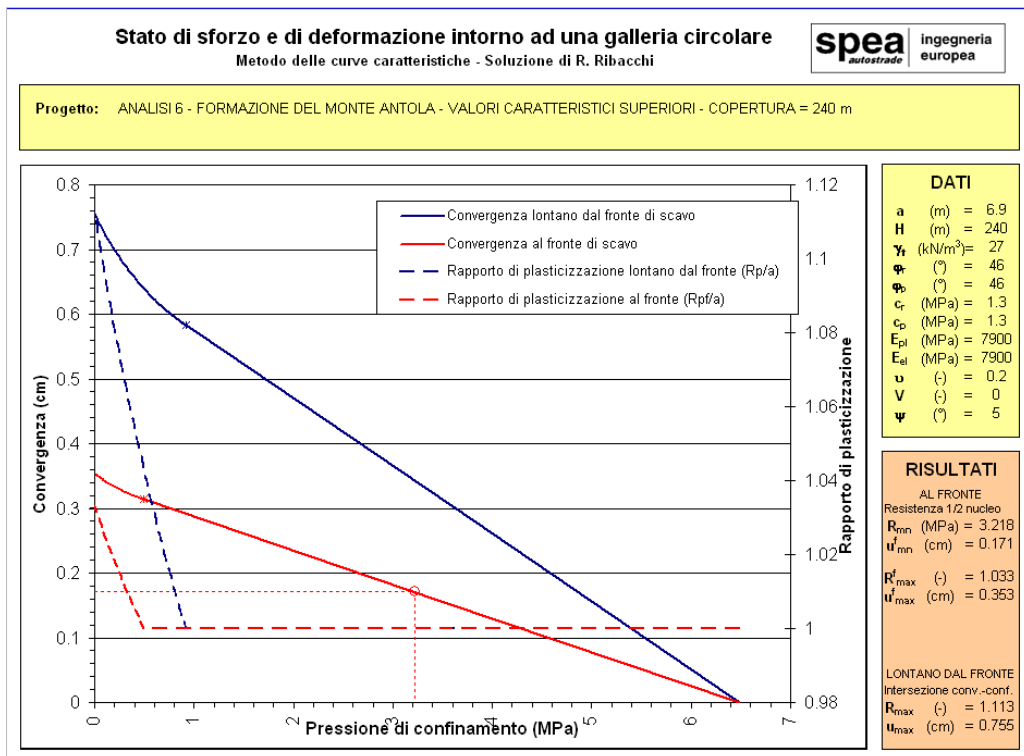
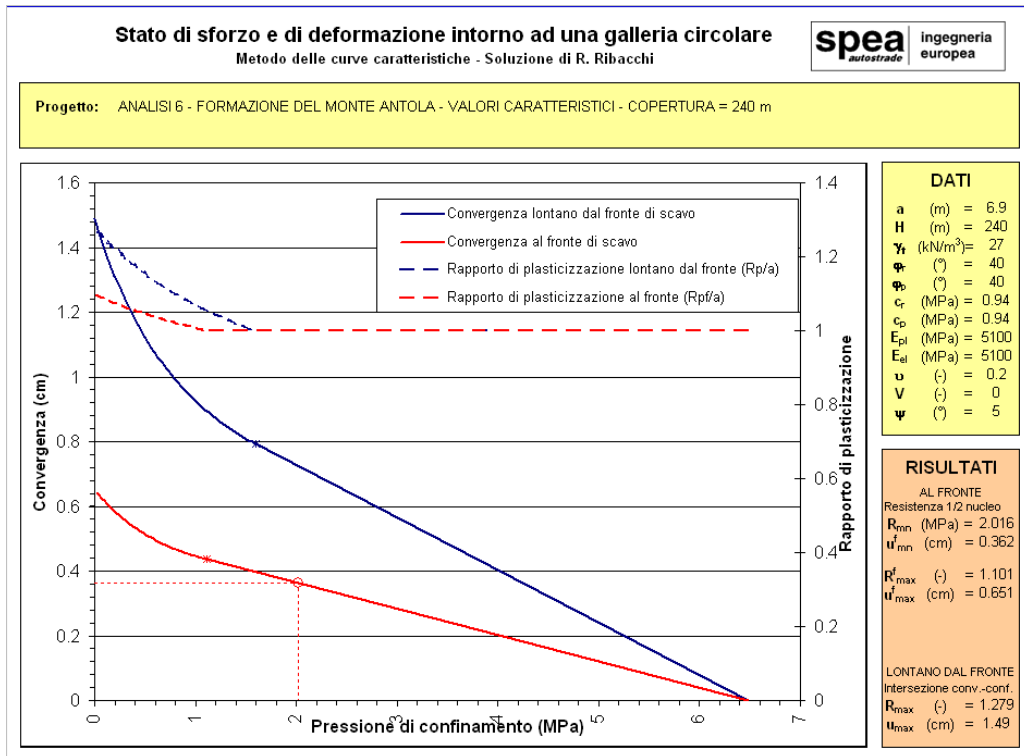
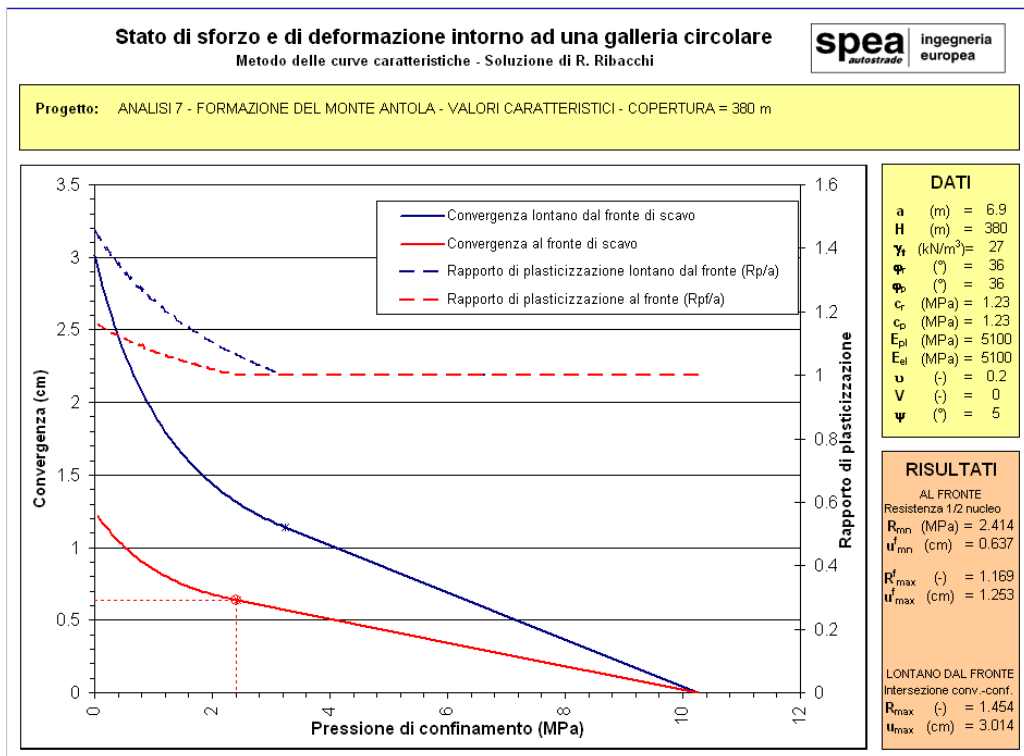
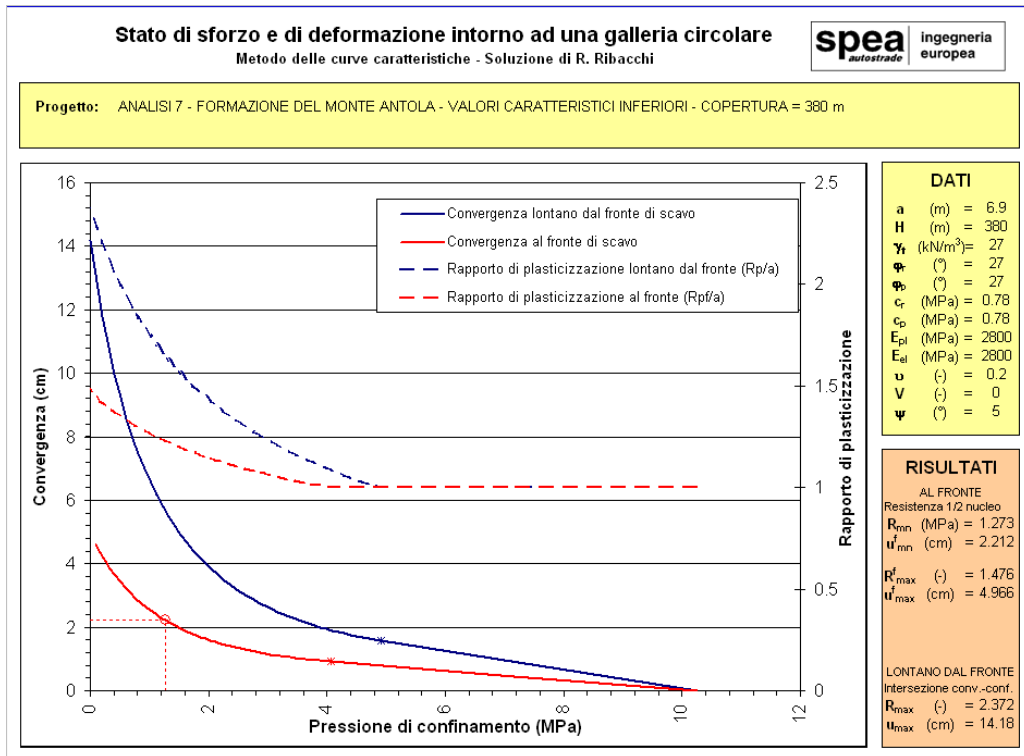


Figura 3-6 **Analisi 6, valori caratteristici inferiori, valori caratteristici superiori, risultati analisi con il metodo delle curve caratteristiche.**



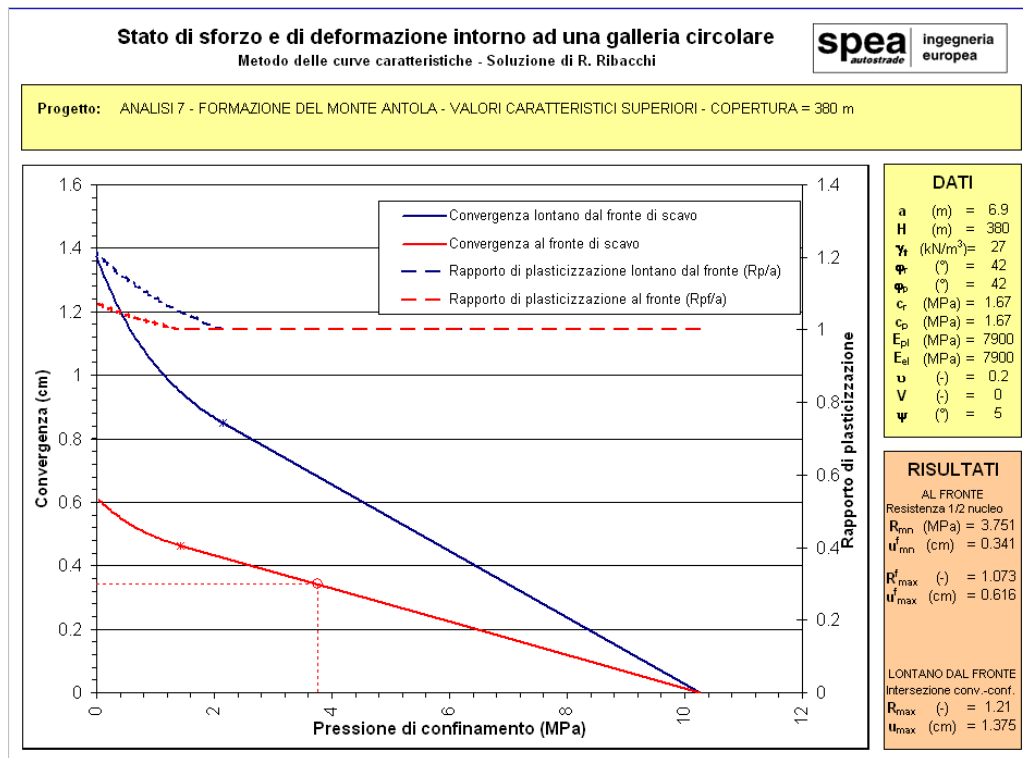
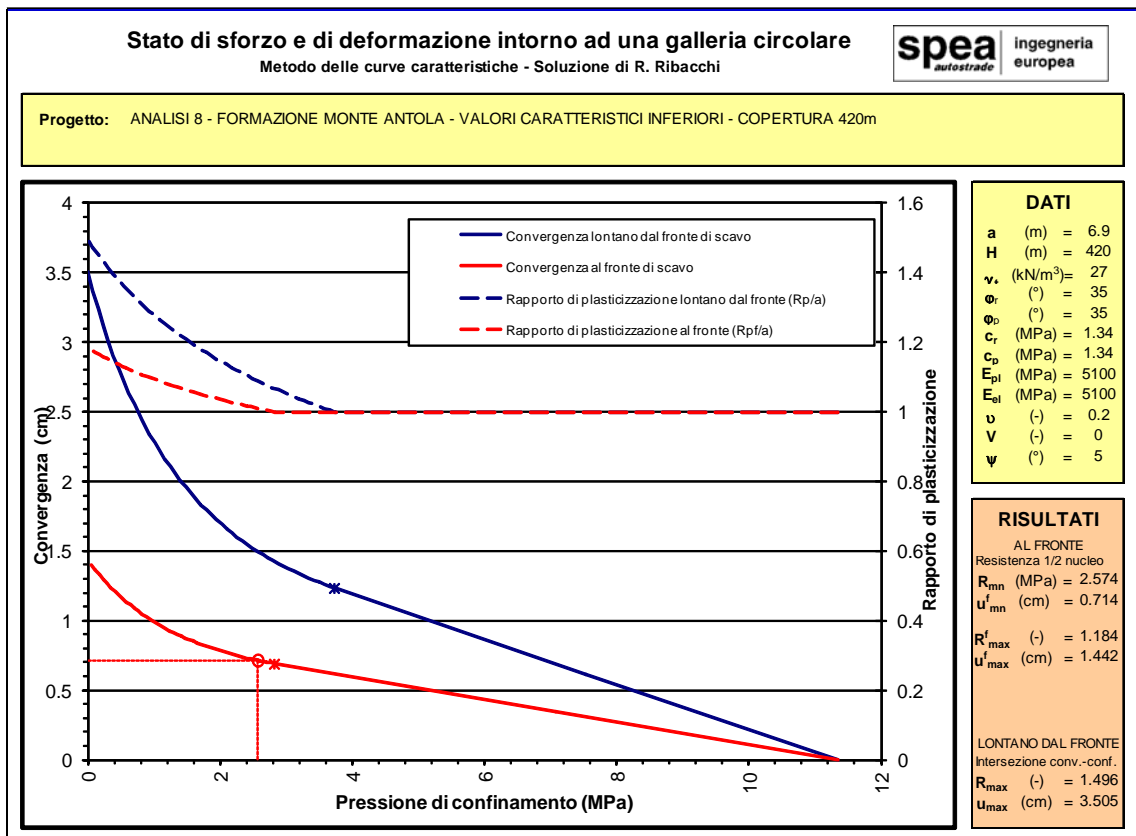
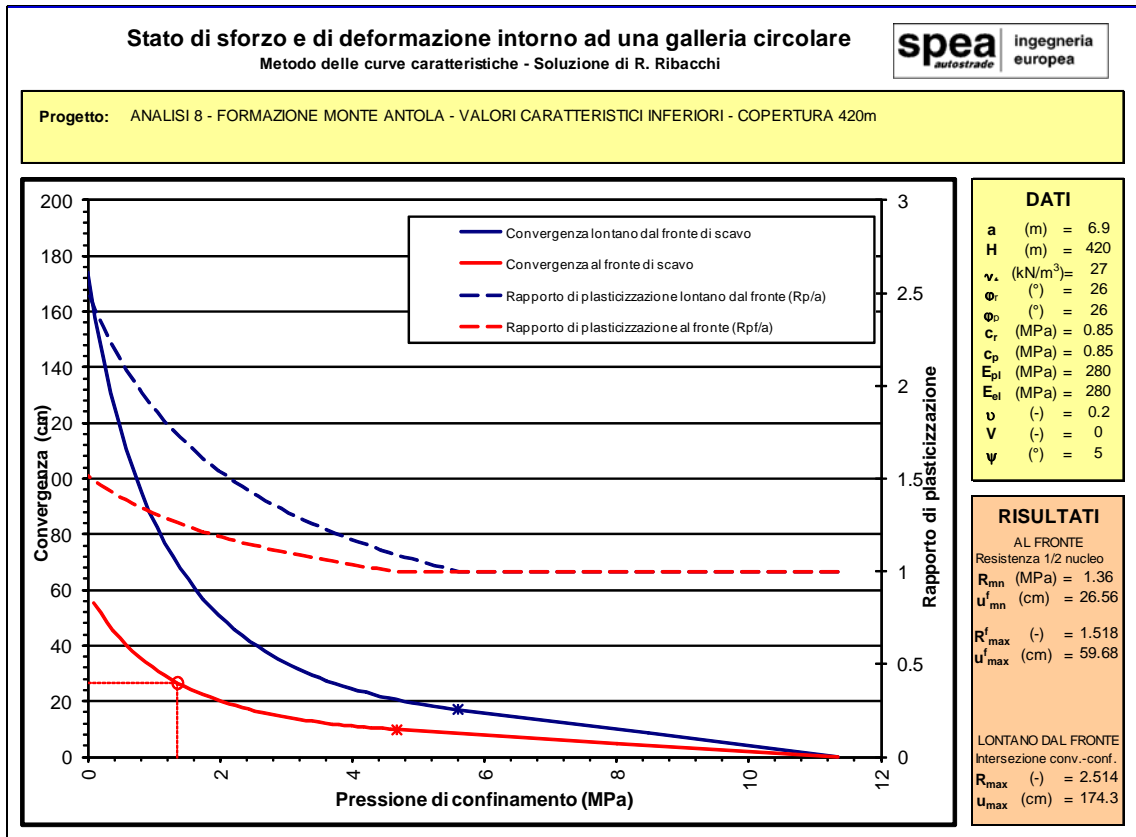


Figura 3-7 **Analisi 7, valori caratteristici inferiori, valori caratteristici, valori caratteristi superiori, risultati analisi con il metodo delle curve caratteristiche.**



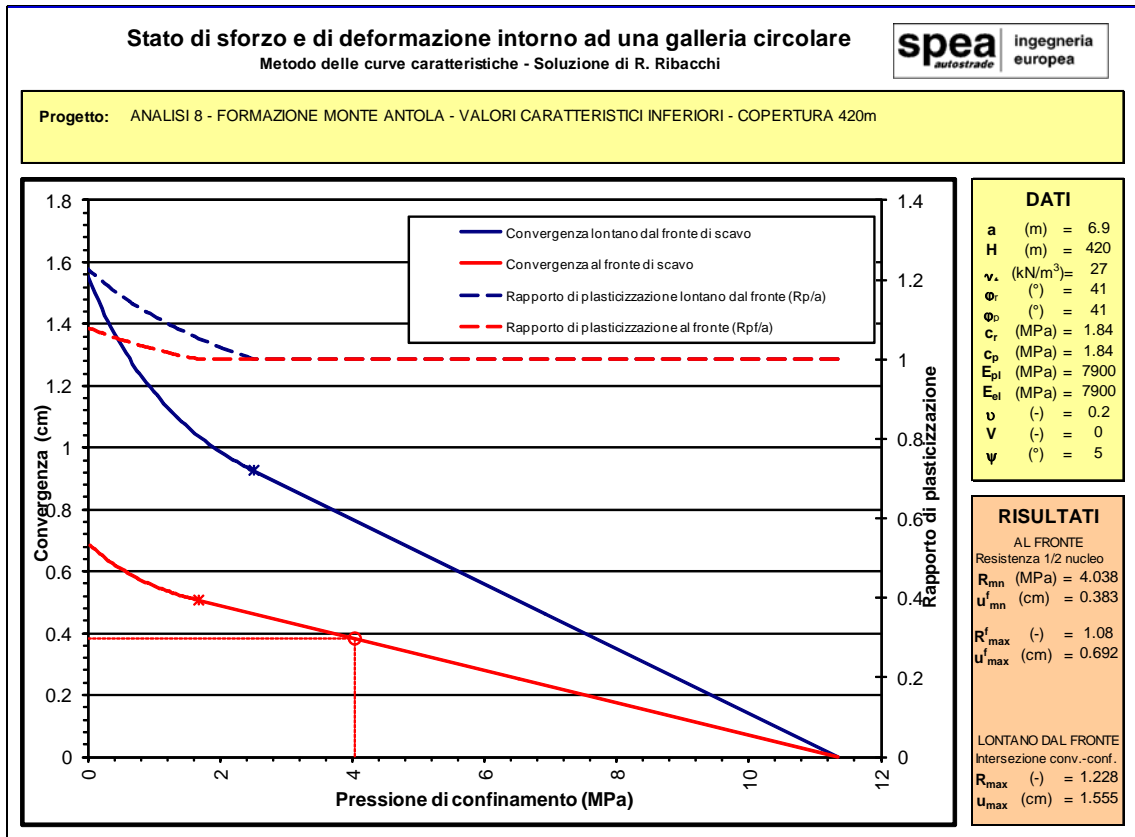


Figura 3-8 **Analisi 8, valori caratteristici inferiori, valori caratteristici superiori, risultati analisi con il metodo delle curve caratteristiche.**

4 INTERVENTI PREVISTI PER LA REALIZZAZIONE DELLE GALLERIE

4.1 METODO DI SCAVO

Lo scavo delle due gallerie avverrà generalmente a piena sezione tramite l'utilizzo di esplosivo ad eccezione della zona all'interno dell'ammasso argillitico della Formazione di Monte Lavagnola in cui, con molta probabilità, risulterà efficace l'utilizzo del martello demolitore.

4.2 PROBLEMATICHE GEOMECCANICHE

Dall'esame delle indagini geologiche e geotecniche finora condotte, le problematiche da affrontare nella realizzazione delle due gallerie possono essere distinte come segue:

- a parte il limitato tratto di argilliti della Formazione di Monte Lavagnola che potrebbe interessare la galleria Fontanabuona, entrambe le formazioni sono litologicamente eterogenee, essendo costituite da strati di natura diversa, e tali condizioni si riflettono in diversi comportamenti meccanici dell'intera formazione da punto a punto;
- data la discreta consistenza del tipo argilloscistoso, spesso arenaceo, presente nella formazione delle ardesie, e date le buone caratteristiche dell'arenaria e dell'ardesia, si può prevedere che, dal punto di vista meccanico, la formazione delle ardesie si presenterà in generale discretamente omogenea;
- nella formazione dei calcari marnosi dell'Antola, mentre possono spesso definirsi ottime le caratteristiche del calcare marnoso non fratturato, occorre ricordare che la formazione è comunque tipicamente eterogenea dal punto di vista litologico con possibili intercalazioni di argilloscisto che può comportare la presenza di strati di roccia massiccia compresi in strati di roccia plastica. Tali caratteristiche, unite alla presenza costante di fratture e di faglie, dalle quali la formazione è interessata, soprattutto a causa di questa sua eterogeneità litologica, rappresentano l'aspetto meno favorevole per gli avanzamenti, in corrispondenza dei quali saranno possibili scivolamenti sul fronte a frana poggio, distacchi e crolli dalla volta e scoscendimenti sui fianchi, sia di parti singole sia di interi pacchi di strati. Il pericolo dei crolli dalla volta aumenterà quando, a seguito delle volate, dovrà essere impiegato periodicamente un certo lasso di tempo per le operazioni di smarino;

- laddove, sempre con riferimento alla Formazione del Monte Antola, saranno attraversati dei tratti nei quali il calcare marnoso diventa assolutamente predominante, le caratteristiche della formazione diventeranno buone e l'avanzamento potrà anche essere accelerato. Infatti in questo caso anche sulla giacitura a franapoggio gli attriti fra banco e banco di calcare sono tali da impedire franamenti in massa, semmai saranno possibili distacchi di singoli poliedri di roccia in corrispondenza di fratture;
- all'interno pertanto della formazione delle ardesie di Monte Verzi e dei calcari marnosi del Monte Antola si può indicare che in genere, non si avranno particolari fenomeni legati alle deformazioni dell'ammasso nell'intorno della cavità. Pertanto, all'interno di questi ammassi prevarranno le instabilità generate dalle forze di massa che potranno essere accentuate nelle zone in cui i piani di strato sono sub orizzontali.

4.3 DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI DI PRIMA FASE E SOSTEGNO DEFINITIVO

4.3.1 Generalità

In linea di massima gli interventi previsti per il controllo dei fenomeni citati si basano sul principio che, se non in casi particolarmente eccezionali, l'intervento deve essere, per quanto possibile, di tipo logicamente uniforme. Le variazioni nell'entità dei fenomeni devono essere controllate attraverso la variazione delle quantità degli interventi. In questo modo è possibile industrializzare il processo costruttivo a beneficio dei tempi e dei costi.

Inoltre, date le dimensioni della cavità ed il tipo di fenomeni da controllare, è necessario che almeno una prima parte degli interventi venga messa in opera immediatamente dopo lo scavo dello sfondo per mettere in sicurezza la cavità prima di procedere alle operazioni successive.

Utilizzando i principi sopra esposti e i risultati delle analisi del comportamento allo scavo riepilogati nel precedente capitolo 3, sono stati individuati diversi tipi di sezioni tipo di intervento che saranno più avanti descritte che permettono di garantire i seguenti aspetti fondamentali relativamente all'avanzamento in sicurezza degli scavi:

- garantire la stabilità del fronte di scavo attraverso il controllo dei fenomeni deformativi interessanti il nucleo, sottoposto ai carichi gravitativi ed alla ridistribuzione tensionale connessa all'apertura del cavo (estrusioni e preconvergenze). Per gli ammassi appartenenti alle formazioni della ardesie di Monte Verzi e dei calcari marnosi del Monte Antola si è valutato un comportamento del fronte di tipo "stabile" o "stabile a breve termine", con

deformazioni in campo elastico o elasto-plastico di entità trascurabile. Per la tratta interessata dalle argilliti della formazione di Monte Lavagnola si è invece stimato un comportamento del fronte di tipo “stabile a breve termine” - “instabile”, con deformazioni significative che evolvono in campo elastoplastico e formazione di fasce plastiche già presso il fronte; sono quindi previsti interventi di consolidamento del fronte mediante tubi in vetroresina, con intensità funzione del carico litostatico e dei parametri di resistenza e deformabilità dei materiali (misurabili in corso d’opera dall’entità dei valori di preconvergenza ed estrusione). Inoltre, al fine di abbattere le eventuali pressioni neutre nel nucleo ed evitare il decadimento dei parametri dell’ammasso a seguito della saturazione del materiale, potranno essere posti in opera drenaggi in avanzamento.

- garantire la stabilità del profilo di scavo, specie in calotta, in corrispondenza del fronte; per le fasce caratterizzate da ammassi lapidei alquanto fratturati o in corrispondenza di ridotti ricoprimenti (inferiori al diametro di scavo) dovrà prevedersi al contorno del cavo un intervento di “presostegno” mediante la messa in opera di una coronella di tubi in acciaio.
- garantire un adeguato contenimento del cavo, allo scopo di controllare i fenomeni di convergenza ed evitare i conseguenti detensionamenti e rilasci dell’ammasso al contorno del cavo; tale azione sarà effettuata dal prerivestimento, costituito da raggere di bulloni o centine in acciaio e da uno strato di calcestruzzo proiettato di rigidità funzione delle caratteristiche geomeccaniche dell’ammasso, ovvero delle spinte in gioco.
- garantire il raggiungimento di “condizioni di stabilità definitive” del cavo nel più breve tempo possibile. Tale azione dovrà essere condotta attraverso la tempestiva messa in opera dei prerivestimenti, a seguito di ogni singolo sfondo, costituiti da raggere di bulloni o centine e calcestruzzo proiettato.

4.3.2 Descrizione degli interventi di prima fase e sostegno definitivo

La soluzione del progetto preliminare prevede l’utilizzo delle sezioni tipo A_{b1} , A_{b2} , A_{b3} , A_c , B0, B0V, B2V. L’applicazione delle sezioni tipo è indicata in termini percentuali (percentuale di applicazione) nei profili geomeccanici e di monitoraggio. I criteri per la loro applicazione sono stati determinati in funzione dalla litologia degli ammassi attraversati, delle caratteristiche geomeccaniche (sintetizzate nel valore di GSI), dello stato tensionale in situ, ovvero del valore di copertura, e delle geometrie di scavo; i seguenti fattori hanno infatti permesso di definire il comportamento del fronte di scavo, in termini deformativi (entità dei valori di pre-convergenza ed estrusione, evoluzione in campo elastico o elasto-plastico) e quindi le condizioni di stabilità: “stabile” – categoria A – “stabile a breve termine” – categoria B – “instabile” – categoria C.

In presenza di comportamento del fronte di tipo “stabile”, si applica la sezione tipo A, che prevede o l’impiego di bullonatura sistematica, mediante bulloni in acciaio posti

in opera radialmente alla sezione di scavo o l'impiego di centine metalliche nel caso in cui l'ammasso risulti maggiormente alterato e/o fratturato.

Laddove si individua un comportamento del fronte di tipo "stabile a breve termine", si procede con la sezione B; in questo caso l'avanzamento sarà condotto mediante le sezioni tipo B0 e B0V a seconda del grado di separazione manifestato localmente dell'ammasso. Oltre al contenimento del cavo operato dal rivestimento di prima fase, mediante centine metalliche inglobate in uno strato di calcestruzzo proiettato, è prevista per la sezione tipo B0V la messa in opera di tubi metallici in prossimità della calotta, quale intervento di "presostegno" per l'eventuale materiale lapideo fratturato e/o ammalorato presente in estradosso allo scavo, durante la fase di posa in opera del rivestimento di prima fase, ed eventualmente la chiodatura del fronte di scavo mediante elementi in vetroresina.

Sempre per condizioni del fronte "stabile a breve termine", in presenza di ammassi meno competenti quali le argilliti della formazione di Monte Lavagnola si adatterà la sezione tipo B2V, che prevede un intervento sistematico del fronte di scavo a contenimento dei fenomeni deformativi del nucleo e anche la messa in opera di una coronella di tubi metallici al contorno del cavo, per consentire un più facile attraversamento di zone con inclusi calcarei e/o marnosi, spesso intercalati alle argilliti.

Occorre evidenziare che a causa degli elevati valori di resistenza a compressione monoassiale sia delle ardesie sia dei calcari marnosi della formazione del Monte Antola le tre sezioni tipo A_{b1} , A_{b2} , A_{b3} non prevedono la necessità dell'arco rovescio raggiungendo una completa stabilizzazione del cavo mediante la chiodatura radiale con i bulloni in acciaio abbinati ad uno strato di calcestruzzo proiettato e con fenomeni deformativi estremamente limitati che non rendono necessaria la chiusura con arco rovescio del rivestimento definitivo come peraltro anche evidenziato dalle attuali condizioni della galleria idraulica di Hydro Tigullio per la quale nella maggior parte delle tratte la roccia non è stata rivestita e da analisi a ritroso effettuate si può notare come i tempi di auto sostegno dell'ammasso roccioso sono praticamente illimitati a maggior ragione tenendo presente l'intervento di bullonatura sistematica previsto dalle tre sezioni tipo in oggetto.

4.3.2.1 Sezione tipo Ab1

La sezione tipo in fase costruttiva è costituita da:

- eventuali (solo in presenza d'acqua) 3+3 drenaggi in avanzamento, della lunghezza di 30 m con sovrapposizione di 10 m, microfessurati per 20 m da fondo foro e ciechi per 10 m verso boccaforo;
- strato di calcestruzzo proiettato al fronte di scavo pari a 5 cm o 10 cm nel caso dei fronti di avanzamento dal lato Rapallo per i quali gli strati al fronte di scavo si presenteranno a franapoggio;
- raggiere di bulloni definitive costituite da 10 - 11 bulloni di acciaio B450C della lunghezza di 5.5 m da porre in opera dopo lo sfondo ad interasse trasversale pari a 2.0 m e longitudinale pari a 2.5 m;

- primo strato al contorno del cavo di 5 cm di calcestruzzo proiettato e secondo strato di calcestruzzo proiettato dello spessore di 10 cm;
- murette dello spessore di spessore 0.80 m;
- rivestimento definitivo costituito da un arco di calcestruzzo non armato avente spessore di 0.40 m.

4.3.2.2 Sezione tipo Ab2

La sezione tipo in fase costruttiva è costituita da:

- eventuali (solo in presenza d'acqua) 3+3 drenaggi in avanzamento, della lunghezza di 30 m con sovrapposizione di 10 m, microfessurati per 20 m da fondo foro e ciechi per 10 m verso boccaforo;
- strato di calcestruzzo proiettato al fronte di scavo pari a 5 cm o 10 cm nel caso dei fronti di avanzamento dal lato Rapallo per i quali gli strati al fronte di scavo si presenteranno a franapoggio;
- raggiera di bulloni definitive costituite da 10 - 11 bulloni di acciaio B450C della lunghezza di 5.5 m da porre in opera dopo lo sfondo ad interasse trasversale pari a 2.0 m e longitudinale pari a 2.0 m;
- primo strato al contorno del cavo di 5 cm di calcestruzzo proiettato e secondo strato di calcestruzzo proiettato dello spessore di 10 cm;
- murette dello spessore di spessore 0.80 m;
- rivestimento definitivo costituito da un arco di calcestruzzo non armato avente spessore di 0.40 m.

4.3.2.3 Sezione tipo Ab3

La sezione tipo in fase costruttiva è costituita da:

- eventuali (solo in presenza d'acqua) 3+3 drenaggi in avanzamento, della lunghezza di 30 m con sovrapposizione di 10 m, microfessurati per 20 m da fondo foro e ciechi per 10 m verso boccaforo;
- strato di calcestruzzo proiettato al fronte di scavo pari a 5 cm o 10 cm nel caso dei fronti di avanzamento dal lato Rapallo per i quali gli strati al fronte di scavo si presenteranno a franapoggio;
- raggiera di bulloni definitive costituite da 12 - 13 bulloni di acciaio B450C della lunghezza di 5.5 m da porre in opera dopo lo sfondo ad interasse trasversale pari a 2.0 m e longitudinale pari a 1.5 m;
- primo strato al contorno del cavo di 5 cm di calcestruzzo proiettato e secondo strato di calcestruzzo proiettato dello spessore di 10 cm;
- murette dello spessore di spessore 0.90 m;
- rivestimento definitivo costituito da un arco di calcestruzzo non armato avente spessore di 0.45 m.

4.3.2.4 Sezione tipo Ac

La sezione tipo in fase costruttiva è costituita da:

- eventuali (solo in presenza d'acqua) 3+3 drenaggi in avanzamento, della lunghezza di 30 m con sovrapposizione di 10 m, microfessurati per 20 m da fondo foro e ciechi per 10 m verso boccaforo;
- strato di calcestruzzo proiettato al fronte di scavo pari a 5 cm o 10 cm nel caso dei fronti di avanzamento dal lato Rapallo per i quali gli strati al fronte di scavo si presenteranno a franapoggio;
- primo strato al contorno del cavo di 5 cm di calcestruzzo proiettato;
- sostegno di prima fase costituito da centine doppie IPN 160 in acciaio S275 disposte ad interasse longitudinale di 1.5 m (variabile da 1.2 a 1.8 m) e calcestruzzo proiettato avente spessore medio pari a 20 cm;
- murette e arco rovescio armato avente spessore pari a 60 cm ;
- rivestimento definitivo costituito da un arco di calcestruzzo armato avente spessore di 0.50 m.

4.3.2.5 Sezione tipo B0

La sezione tipo in fase costruttiva è costituita da:

- eventuali (solo in presenza d'acqua) 3+3 drenaggi in avanzamento, della lunghezza di 30 m con sovrapposizione di 10 m, microfessurati per 20 m da fondo foro e ciechi per 10 m verso boccaforo;
- strato di calcestruzzo proiettato al fronte di scavo pari a 5 cm o 10 cm nel caso dei fronti di avanzamento dal lato Rapallo per i quali gli strati al fronte di scavo si presenteranno a franapoggio;
- primo strato al contorno del cavo di 5 cm di calcestruzzo proiettato;
- sostegno di prima fase costituito da centine doppie IPN 180 in acciaio S275 disposte ad interasse longitudinale di 1.0 m (variabile da 0.8 a 1.2 m) e calcestruzzo proiettato avente spessore medio pari a 20 cm;
- murette e arco rovescio armato avente spessore pari a 70 cm ;
- rivestimento definitivo costituito da un arco di calcestruzzo armato avente spessore di 0.60 m.

4.3.2.6 Sezione tipo B0V

La sezione tipo in fase costruttiva è costituita da:

- eventuali (solo in presenza d'acqua) 3+3 drenaggi in avanzamento, della lunghezza di 30 m con sovrapposizione di 10 m, microfessurati per 20 m da fondo foro e ciechi per 10 m verso boccaforo;
- intervento di presostegno della cavità eseguito tramite 39 tubi in acciaio S355 del diametro di 127 mm e spessore di 10 mm. La lunghezza complessiva prevista è di

13 m con sovrapposizione di 4.0 m. I tubi saranno valvolati ogni 0.5 m per iniezioni in pressione di consolidamento dell'ammasso;

- strato di calcestruzzo proiettato al fronte di scavo pari a 5 cm o 10 cm nel caso dei fronti di avanzamento dal lato Rapallo per i quali gli strati al fronte di scavo si presenteranno a franapoggio;
- primo strato al contorno del cavo di 5 cm di calcestruzzo proiettato;
- sostegno di prima fase costituito da centine doppie IPN 180 in acciaio S275 disposte ad interasse longitudinale di 1.0 m e calcestruzzo proiettato avente spessore medio pari a 25 cm;
- murette e arco rovescio in calcestruzzo armato avente spessore pari a 80 cm ;
- rivestimento definitivo costituito da un arco di calcestruzzo armato avente spessore minimo di 50 cm e massimo di 110 cm.

4.3.2.7 Sezione tipo B2V

La sezione tipo in fase costruttiva è costituita da:

- eventuali (solo in presenza d'acqua) 3+3 drenaggi in avanzamento, della lunghezza di 30 m con sovrapposizione di 10 m, microfessurati per 20 m da fondo foro e ciechi per 10 m verso boccaforo;
- intervento di consolidamento al fronte tramite n° 60 - 90 tubi in vetroresina cementati aventi lunghezza pari a 18.00 m e sovrapposizione pari a 9.00 m;
- intervento di presostegno della cavità eseguito tramite 45 tubi in acciaio S355 del diametro di 127 mm e spessore di 10 mm. La lunghezza complessiva prevista è di 13 m con sovrapposizione di 4.0 m. I tubi saranno valvolati ogni 0.5 m per iniezioni in pressione di consolidamento dell'ammasso;
- strato di calcestruzzo proiettato al fronte di scavo pari a 5 cm o 10 cm nel caso dei fronti di avanzamento dal lato Rapallo per i quali gli strati al fronte di scavo si presenteranno a franapoggio;
- primo strato al contorno del cavo di 5 cm di calcestruzzo proiettato;
- sostegno di prima fase costituito da centine doppie IPN 200 in acciaio S275 disposte ad interasse longitudinale di 1.0 m e calcestruzzo proiettato avente spessore medio pari a 30 cm;
- murette e arco rovescio in calcestruzzo armato avente spessore pari a 80 cm ;
- rivestimento definitivo costituito da un arco di calcestruzzo armato avente spessore minimo di 50 cm e massimo di 110 cm.

5 ANALISI DEL COMPORTAMENTO TENSO-DEFORMATIVO DELL'AMMASSO

5.1 GENERALITÀ

Trattandosi di un progetto definitivo, è stato seguito il seguente schema:

- Analisi preliminare con il metodo delle curve caratteristiche;
- Modellazione numerica delle fasi esecutive con un programma di calcolo agli elementi finiti.

Per ciascuna delle otto analisi condotte nei precedenti capitoli e relative alle condizioni geomeccaniche più rappresentative e critiche, per quanto concerne le tre formazioni geologiche che saranno attraversate dallo scavo delle due gallerie, si riportano i risultati per quanto concerne sia i rivestimenti di prima fase sia i rivestimenti definitivi.

5.2 METODO DELLE CURVE CARATTERISTICHE

5.2.1 Curve caratteristiche della galleria

Nel caso di galleria profonda è giustificato analizzare il comportamento del cavo libero mediante il metodo delle curve caratteristiche o convergenza – confinamento.

In queste condizioni (galleria profonda) il metodo fornisce la possibilità di valutare l'estensione della fascia di materiale elasticizzato nell'intorno del cavo nonché la convergenza delle pareti dello scavo.

La soluzione del problema, con il metodo delle curve caratteristiche, schematizza la galleria con una sezione circolare e profonda (forze di volume trascurabili rispetto alla sollecitazione naturale alla quota dello scavo), scavata in un mezzo omogeneo ed isotropo.

Lo scavo della galleria causa una variazione delle condizioni d'equilibrio preesistenti. All'avanzare del fronte si ha una progressiva chiusura, o convergenza, immediatamente dietro al fronte.

Il metodo di calcolo permette di valutare l'andamento delle deformazioni radiali delle diverse zone della galleria (fronte, cavità, nucleo di terreno al fronte) al variare delle pressioni di contenimento. Queste pressioni partendo dal valore di tensione naturale all'interno dell'ammasso diminuiscono fino ad annullarsi per cavità a distanza maggiore dal raggio d'azione del fronte di scavo. Mediante la sovrapposizione degli effetti delle curve "caratteristiche" (curve che legano le deformazioni radiali alle pressioni di contenimento) è possibile rappresentare il problema tridimensionale in prossimità del fronte di scavo ed il problema bidimensionale lungo la cavità al di fuori del raggio d'azione del fronte. Dall'osservazione di queste curve si riesce pertanto a

determinare il comportamento dell'ammasso roccioso per effetto dello scavo della galleria, avendosi i seguenti tre casi:

CASO A – “fronte stabile”

CASO B – “fronte stabile a breve termine”

CASO C – “fronte instabile”

Il comportamento così determinato, per uno stesso gruppo di caratteristiche geomeccaniche dell'ammasso, può variare in funzione delle coperture e della geometria della sezione di scavo.

5.2.2 Curve caratteristiche del sostegno di prima fase

La linea caratteristica del prerivestimento, che si suppone abbia comportamento elastico perfettamente plastico, è fornita dalla seguente espressione:

$$u = u_0 + \frac{a}{K} p \quad \text{per } p \leq p_{\max}$$

dove u_0 è la convergenza iniziale, prima della posa in opera del sostegno, K è la rigidezza della struttura di sostegno (rapporto fra la pressione applicata dal terreno e lo spostamento radiale del sostegno verso l'interno della galleria, definiti entrambi all'estradosso) ed a è il raggio della cavità circolare. Il rivestimento è quindi caratterizzato da una costante di rigidezza K e da un limite di pressione p_{\max} , che vengono determinate utilizzando formule che dipendono dal tipo di rivestimento adottato.

Considerando un sostegno comprendente centine e calcestruzzo proiettato si può in alternativa utilizzare una formula semplificata che fornisce una rigidezza ed una resistenza ultima approssimate del sistema di supporto. In quest'ultimo caso è possibile anche introdurre un coefficiente riduttivo c_a della rigidezza (coefficiente correttivo di forma) per tener conto del fatto che il rivestimento non forma un anello chiuso, bensì aperto (in particolare, in tal caso è normalmente adottato un valore di c_a pari a $0.11 \div 0.15$).

In aggiunta alle grandezze che definiscono il comportamento del prerivestimento, va determinata la convergenza subita dal cavo della galleria fino al momento in cui viene installato il prerivestimento (u_0). Tale valore è dato dalla somma della preconvergenza che si è manifestata in corrispondenza del fronte di scavo (u_{mn}^f) e della convergenza aggiuntiva (Δu) che si è prodotta a partire dal fronte di scavo e fino alla distanza dal fronte in corrispondenza della quale è stato messo in opera il prerivestimento.

Per quanto riguarda il valore della preconvergenza al fronte di scavo, essa può essere determinata dall'intersezione della curva caratteristica del fronte di scavo con il valore di pressione di confinamento pari alla resistenza di mezzo nucleo. Per

quanto riguarda invece la convergenza aggiuntiva Δu , essa dipende dalla distanza dal fronte alla quale viene applicato il rivestimento: più ci si allontana dal fronte, maggiore è la convergenza, fino a raggiungere un valore pari alla convergenza lontano dal fronte (ovvero dove l'effetto del fronte è ormai nullo). Per ricavare il valore di Δu si possono utilizzare le curve riportate in Figura 5-1 che forniscono l'andamento della pressione di confinamento fittizia (e quindi del fattore di rilassamento λ) in funzione della distanza dal fronte e delle caratteristiche di resistenza del materiale. Supponendo proporzionalità fra il fattore di rilassamento e la convergenza (ipotesi esatta solo nel caso di comportamento elastico), si può scrivere:

$$\frac{u_1}{u_0} = \frac{\lambda_1}{\lambda_0}$$

e quindi

$$\Delta u = \frac{\lambda_1}{\lambda_0} u_0 - u_0$$

dove λ_1 è il fattore di rilassamento corrispondente alla distanza dal fronte alla quale viene applicato il rivestimento, mentre λ_0 è il fattore di rilassamento al fronte (= 0.28 supponendo elasticità).

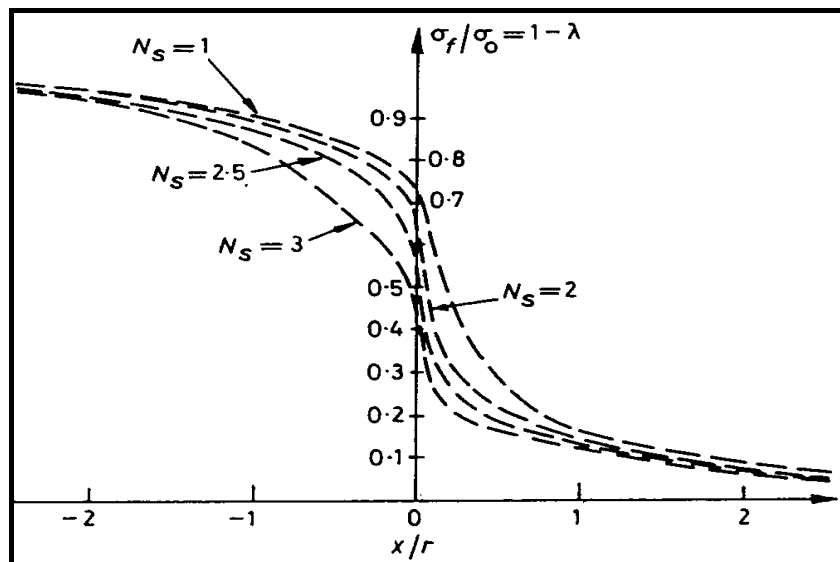


Figura 5-1 Andamento delle convergenze e della pressione fittizia di sostegno in funzione della distanza dal fronte.

Nel caso di un rivestimento formato da un anello di calcestruzzo o calcestruzzo proiettato associato a centine circolari in contatto continuo con il cavo della galleria, il modulo di rigidezza normale può essere calcolato attraverso una formula

approssimata basata sull'omogeneizzazione della sezione (costituita da calcestruzzo ed acciaio), in base alla quale il modulo di rigidezza normale k_{cs} è fornito dalla seguente espressione:

$$K_{cs} = \frac{E_c \cdot S_{eq} \cdot a}{[0.5(a + r_i)]^2} C_a$$

e, sempre seguendo un approccio approssimato, la pressione massima cui il rivestimento è in grado di resistere può essere ottenuta trascurando il contributo delle centine:

$$p_{maxc} = \frac{1}{2} \sigma_c \left(1 - \frac{r_i^2}{a^2} \right)$$

dove:

E_c = modulo di elasticità del calcestruzzo proiettato o del calcestruzzo;

σ_c = resistenza a compressione monoassiale del calcestruzzo proiettato o del calcestruzzo;

a = raggio del cavo della galleria

S_{eq} = spessore equivalente sezione reagente avendo omogeneizzato le centine al calcestruzzo proiettato

r_i = raggio interno del rivestimento (avendo omogeneizzato la centina metallica al calcestruzzo proiettato)

C_a = coefficiente correttivo di forma = 0.11 ÷ 0.15 (anello aperto) o 1 (anello chiuso).

La rigidezza di un sistema di bulloni di ancoraggio è fornita dalla seguente espressione:

$$\frac{1}{K_b} = \frac{e_c e_l}{a} \left[\frac{4L}{\pi \cdot d^2 \cdot E_b} + Q \right]$$

in cui è posto:

e_c = interasse trasversale dei bulloni

e_l = interasse longitudinale dei bulloni

a = raggio del cavo della galleria;

d = diametro del bullone;

E_b = modulo di elasticità del bullone;

L = lunghezza libera del bullone;

Q = costante che tiene conto della deformazione dell'ancoraggio e della piastra di ripartizione. Il valore di Q può essere ricavato da una prova di carico in sito spinta fino a rottura (si veda ad esempio la Figura 5-2) mediante la seguente formula:

$$Q = \frac{(U_2 - U_{eb2}) - (U_1 - U_{eb1})}{T_2 - T_1}$$

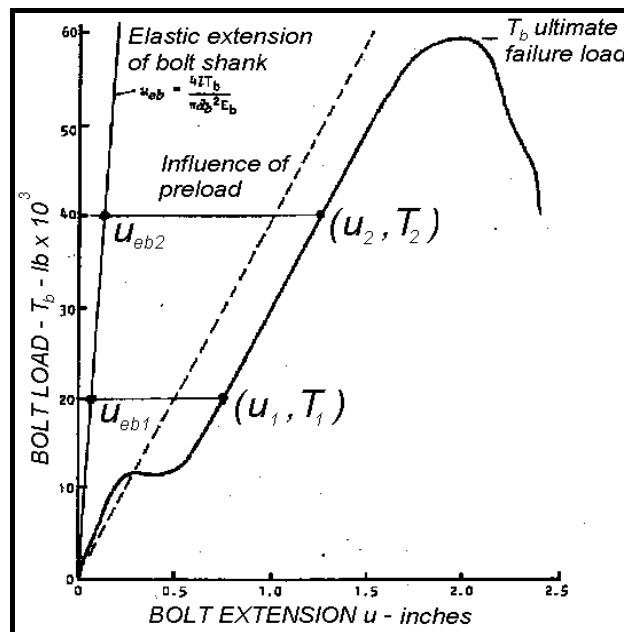


Figura 5-2 Schema per la determinazione della costante Q.

In assenza di tali prove si può assumere $Q = 0.006$ m/MN per bulloni con ancoraggio meccanico e $Q = 0.02$ m/MN per bulloni con ancoraggio ripartito mediante cementazione.

La pressione massima applicata alle pareti della galleria risulta:

$$p_{\max b} = \frac{T}{e_c e_l}$$

in cui:

T = carico limite di un bullone di ancoraggio.

Nel caso in cui si adottino contemporaneamente più sistemi di supporto, si suppone che la rigidità totale sia data dalle somma delle rigidità dei singoli componenti. Nel caso di due componenti, si ha:

$$K_{eq} = K_1 + K_2$$

L'espressione è valida fino al raggiungimento della massima deformazione ammissibile da parte di uno dei due sistemi: oltre tale limite non è possibile prevedere il comportamento del sistema, per cui si assume cautelativamente che esso non sia più in grado di resistere alla pressione applicata.

Per cui:

$$p_{max} = u_{max} \frac{K_{eq}}{a}$$

dove

$$u_{max} = \min \left[u_{max1} = \frac{P_{max1} a}{K_1}; u_{max2} = \frac{P_{max2} a}{K_2} \right]$$

5.2.3 Sintesi elaborazioni eseguite

In Figura 5-3 ÷ Figura 5-9 si riportano i risultati delle 8 analisi già condotte (par. 3) per valutare le categorie di comportamento dell'ammasso roccioso allo scavo delle gallerie, relativamente ai valori caratteristici dei parametri geomeccanici. Da tali figure si può notare come l'intersezione fra la curva caratteristica del cavo e quella del sostegno di prima fase fornisce valori della pressione fornita dal sostegno di prima fase (p_{riv}) in grado di garantire la stabilità con valori delle convergenze massime (u_{riv}) di equilibrio contenute. La Tabella 5.1 riassume inoltre i valori della pressione di equilibrio (p_{riv}) anche per i casi relativi ai valori caratteristici inferiori e superiori.

Analisi	Valori caratteristici inferiori p_{riv} (MPa)	Valori caratteristici p_{riv} (MPa)	Valori caratteristici superiori p_{riv} (MPa)
1	0.5	0.4	0.3
2	0.8	0.7	0.6
3	0.7	0.7	0.6
4	0.7	0.5	0.3
5	0.8	0.5	0.4
6	0.8	0.7	0.5
7	0.8	0.7	0.6
8	0.8	0.8	0.8

Tabella 5.1 Valori della pressione di equilibrio p_{riv} in funzione dei diversi valori caratteristici dei parametri geomeccanici per le 8 analisi condotte.

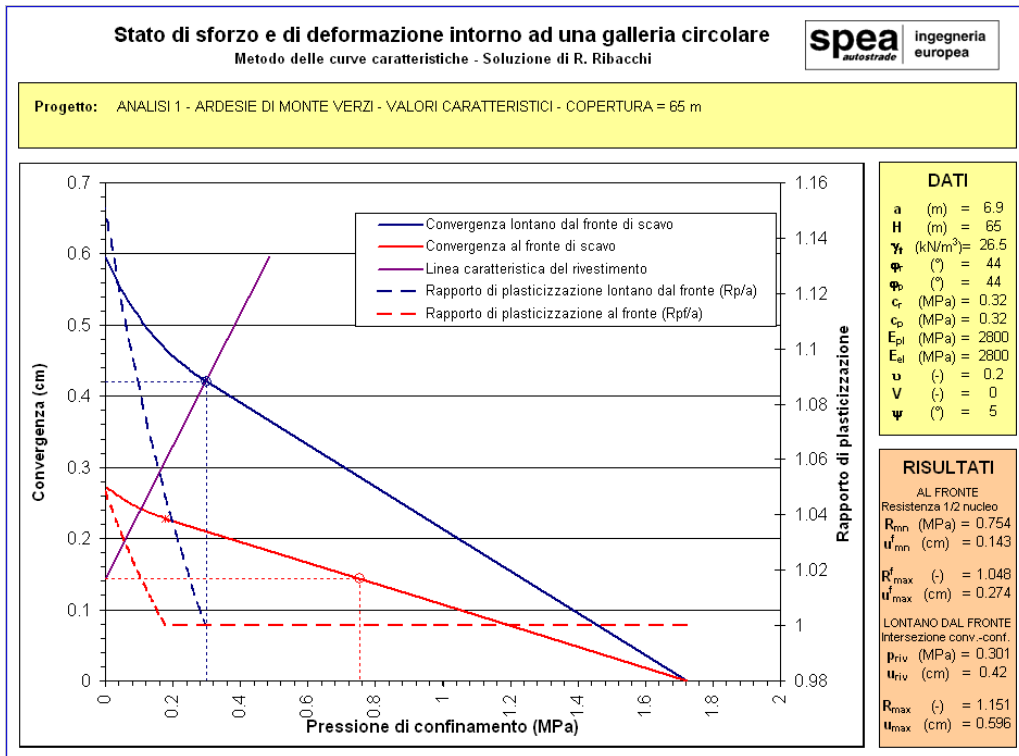


Figura 5-3 Analisi 1, curva caratteristica: (1) al fronte di scavo, (2) lontano dal fronte di scavo e (3) del sostegno di prima fase.

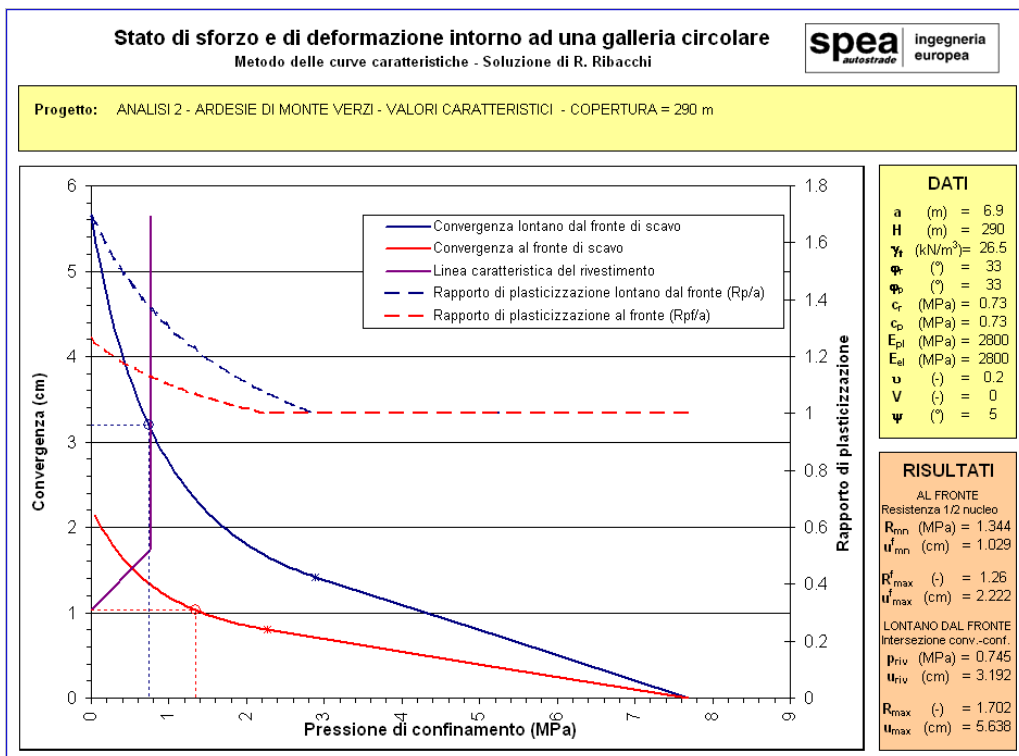


Figura 5-4 Analisi 2, curva caratteristica: (1) al fronte di scavo, (2) lontano dal fronte di scavo e (3) del sostegno di prima fase.

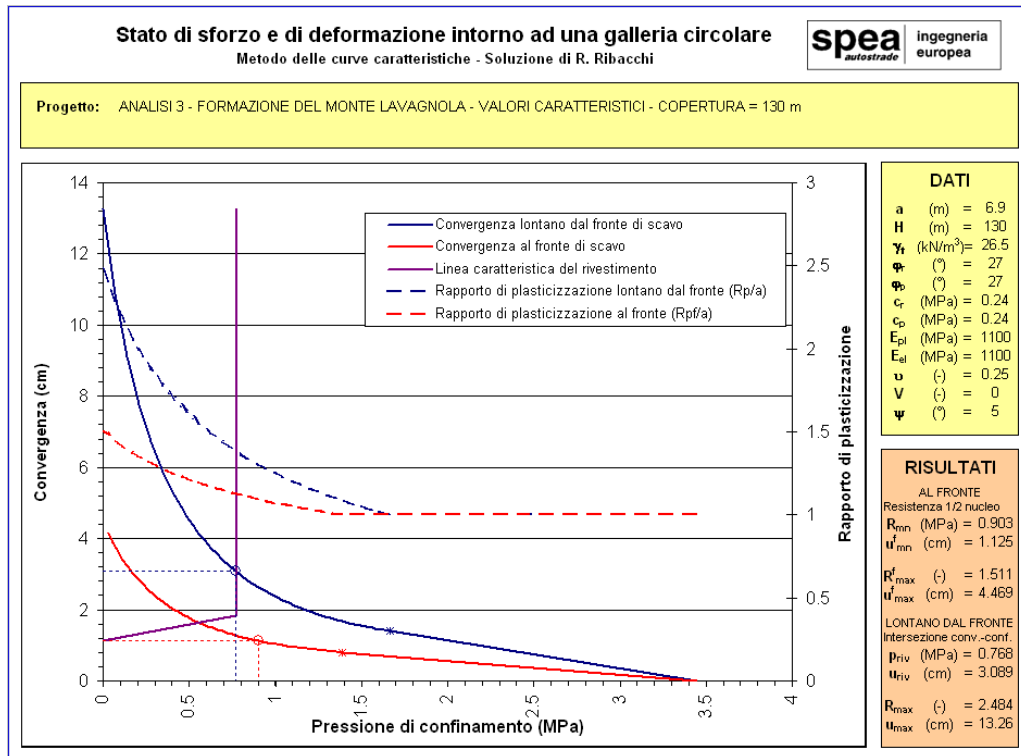


Figura 5-5 **Analisi 3, curva caratteristica: (1) al fronte di scavo, (2) lontano dal fronte di scavo e (3) del sostegno di prima fase.**

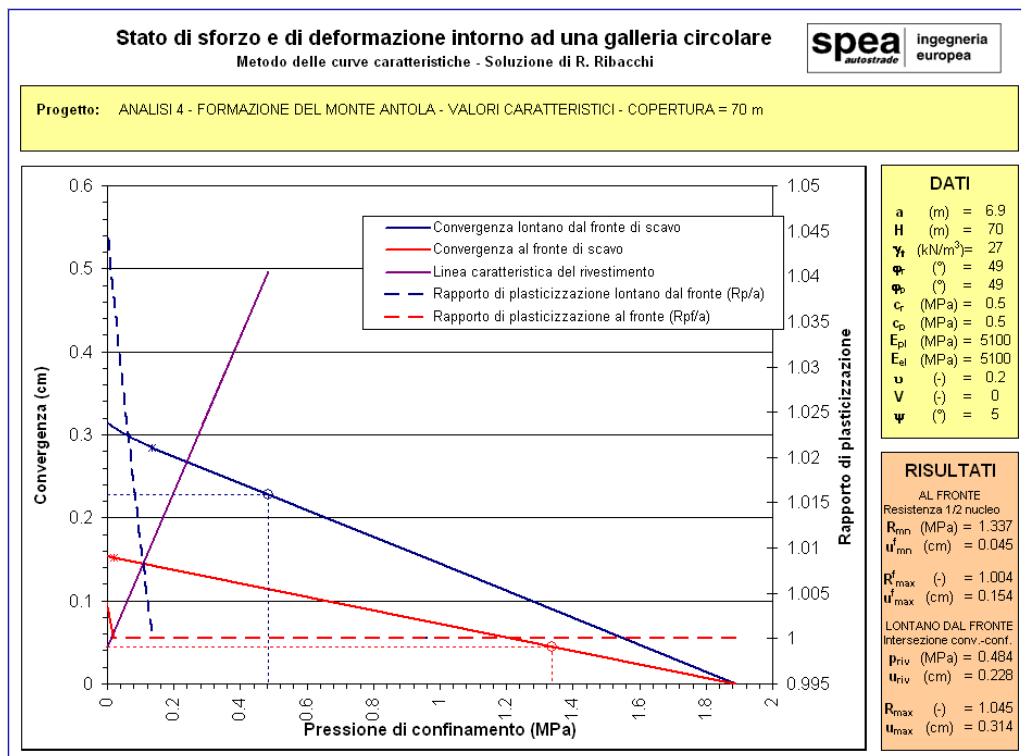


Figura 5-6 **Analisi 4, curva caratteristica: (1) al fronte di scavo, (2) lontano dal fronte di scavo e (3) del sostegno di prima fase.**

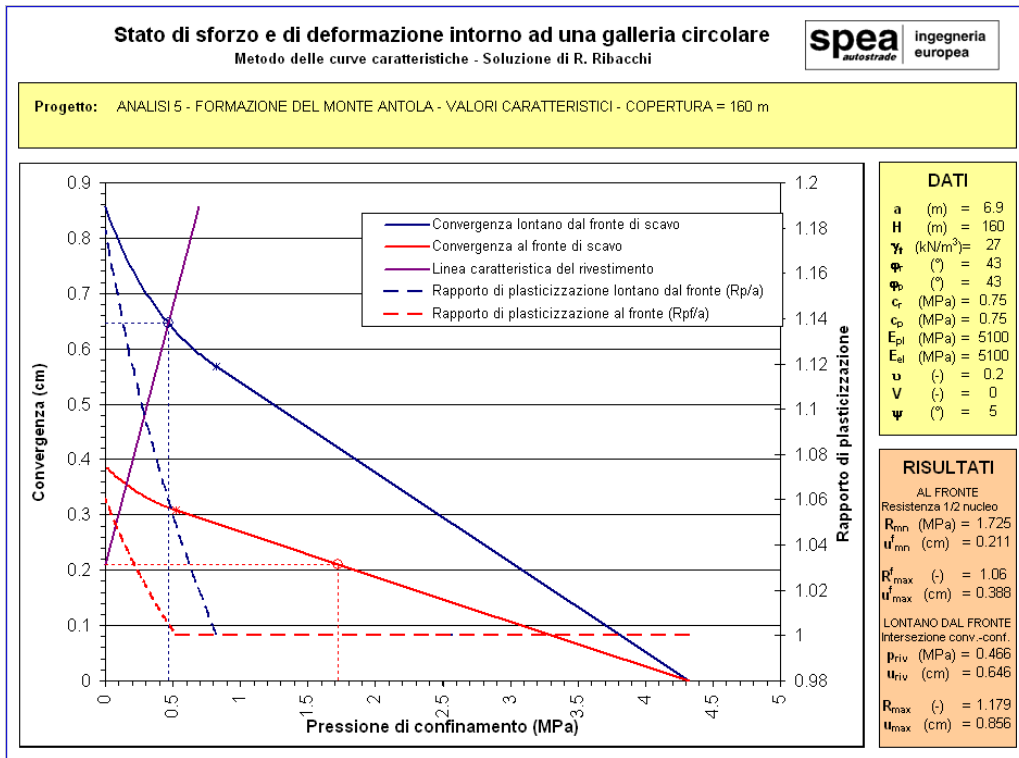


Figura 5-7 **Analisi 5, curva caratteristica: (1) al fronte di scavo, (2) lontano dal fronte di scavo e (3) del sostegno di prima fase.**

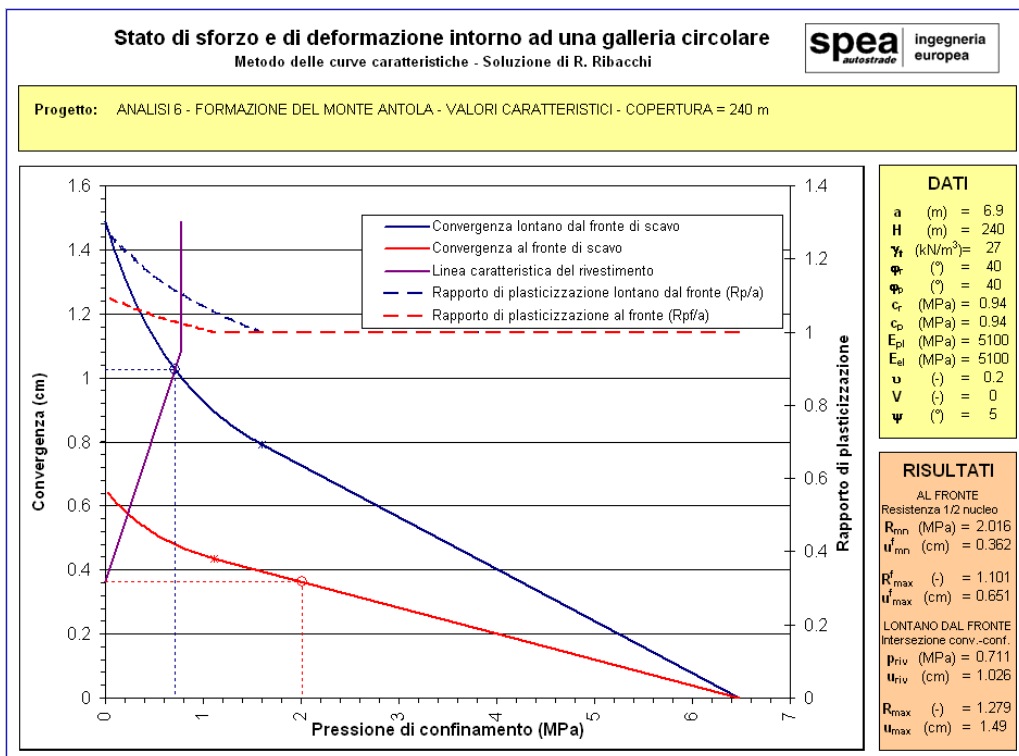


Figura 5-8 **Analisi 6, curva caratteristica: (1) al fronte di scavo, (2) lontano dal fronte di scavo e (3) del sostegno di prima fase.**

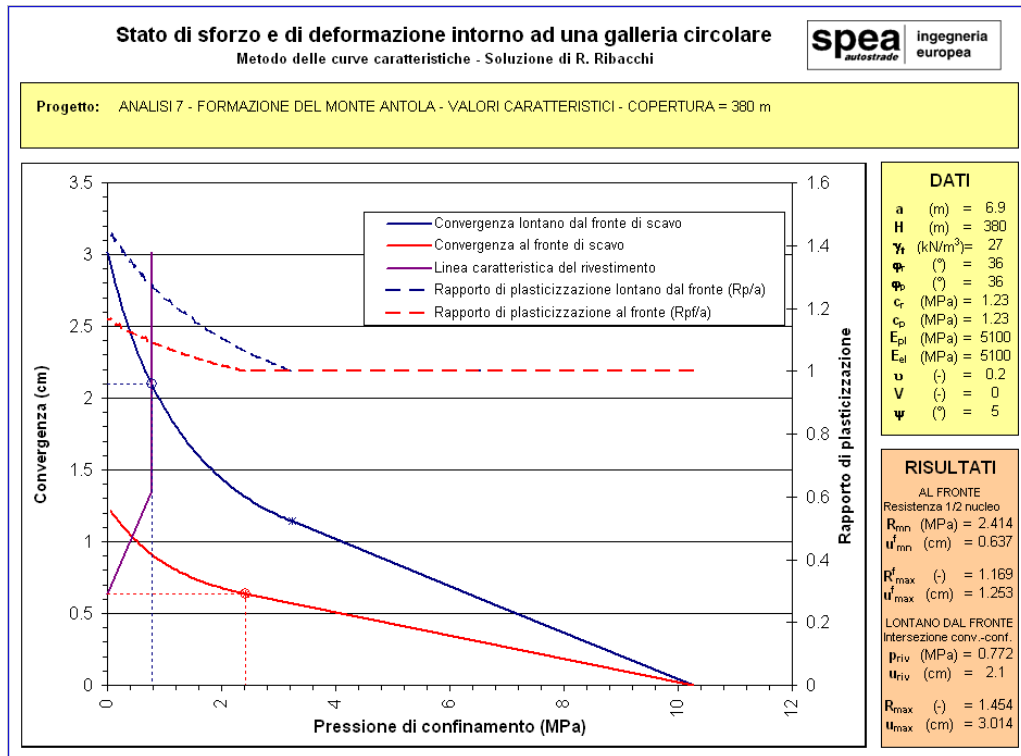


Figura 5-9 Analisi 7, curva caratteristica: (1) al fronte di scavo, (2) lontano dal fronte di scavo e (3) del sostegno di prima fase.

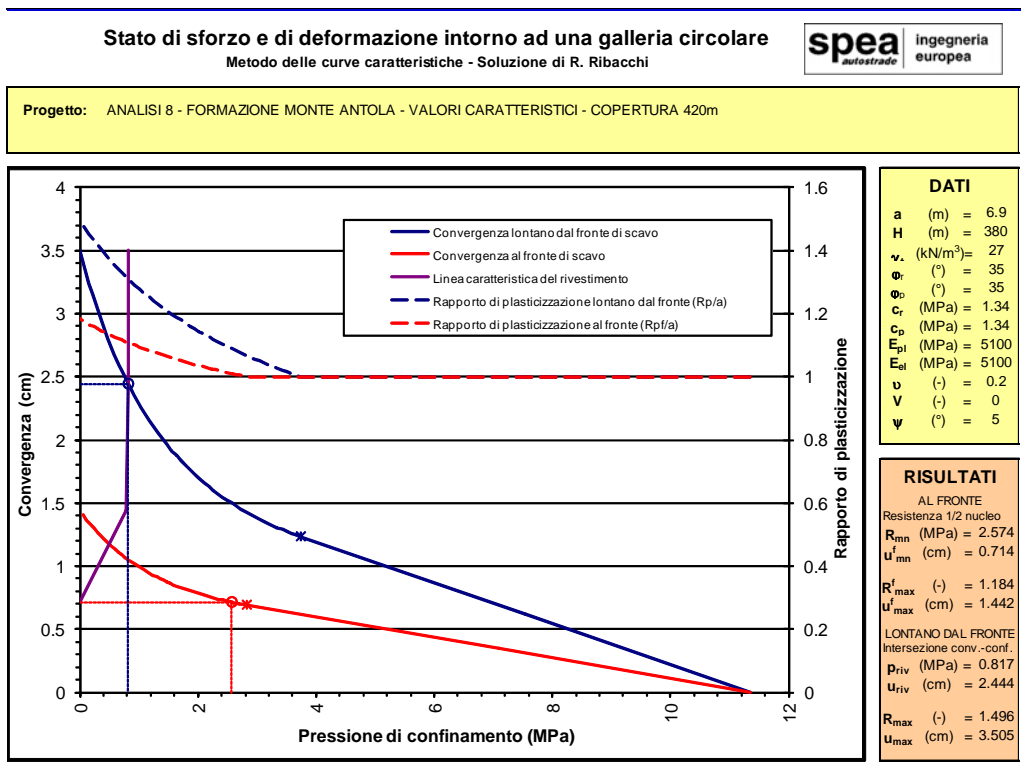


Figura 5-10 Analisi 8, curva caratteristica: (1) al fronte di scavo, (2) lontano dal fronte di scavo e (3) del sostegno di prima fase.

5.3 METODO AGLI ELEMENTI FINITI

5.3.1 Descrizione e programma di calcolo utilizzato

Il programma utilizzato PLAXIS, realizzato da un gruppo di ricercatori della Delft University of Technology guidati dal Prof. P.A. Vermeer, con il supporto scientifico delle Università di Grenoble, Oxford e Stuttgart, Graz, è un programma bidimensionale agli elementi finiti che permette di tenere conto del comportamento non lineare del terreno seguendo contemporaneamente, per passi successivi, la variazione di stato tensionale e deformativo nei vari punti dell'ammasso considerato e degli elementi strutturali collegati. Il programma PLAXIS è nato per specifiche esigenze di tipo geotecnico; esso permette di esaminare casi di stato piano di deformazione o di assialsimmetria. La sua caratteristica peculiare è di utilizzare materiali con caratteristiche elastoplastiche, seguendo passo passo gli incrementi di carico (fino a grandi deformazioni, nel qual caso è possibile aggiornare la mesh) utilizzando modelli matematici del terreno via via più complessi (Mohr Coulomb, Hardening Soil, Soft soil, ecc.). Il terreno è schematizzato mediante elementi finiti a forma triangolare a quindici nodi che forniscono una distribuzione cubica delle tensioni e delle deformazioni all'interno di ciascun elemento (essendo polinomi 4° ordine le funzioni di forma interpolanti il campo degli spostamenti); di conseguenza il programma individua con accuratezza campi di tensione e di deformazione complessi anche con un limitato numero di elementi. Esiste la possibilità di mettere a in conto la presenza di elementi lineari del tipo "beam", "truss" e geotessili resistenti solo a trazione, di considerare la presenza di molle elastoplastiche, e di ridurre le caratteristiche meccaniche del terreno a contatto con elementi di diversa natura.

Il calcolo prevede in genere la suddivisione delle diverse fasi (corrispondenti all'applicazione di carichi, o a modifiche della configurazione geometrica per scavi o riporti, o a modifiche delle pressioni isostatiche, o a dissipazione di pressioni neutre) in passi di calcolo, ed è possibile quindi seguire l'evoluzione delle condizioni del terreno parallelamente alle prevedibili fasi costruttive.

5.3.2 Criteri seguiti nelle analisi numeriche

Per ogni sezione tipo sono state individuate le condizioni più gravose e per queste sono state eseguite analisi numeriche agli elementi finiti, simulando la successione delle fasi esecutive.

5.3.2.1 Modellazione delle fasi esecutive

La sequenza delle fasi di scavo ha previsto:

- definizione dello stato tensionale e di plasticizzazione per la condizione geostatica di partenza;
- azzeramento degli spostamenti;

- simulazione dell'avvicinamento del fronte;
- getto rivestimento prima fase;
- avanzamento dello scavo, scavo per arco rovescio;
- getto arco rovescio e murette;
- avanzamento dello scavo, maturazione arco rovescio e getto calotta;
- scarico completo;
- configurazione finale e disattivazione del rivestimento di prima fase (trasferimento dei carichi al rivestimento definitivo).

Le analisi, come detto nei paragrafo precedenti, sono state svolte in 2D, in stato piano delle deformazioni, mentre l'andamento dello stato di sforzo in prossimità del fronte è tridimensionale, per modellare l'evoluzione dello stato tensodeformativo all'avanzare del fronte è stato necessario effettuare delle analisi preliminari (metodo delle linee caratteristiche) al fine di tarare la percentuale di riduzione delle forze di scavo in funzione delle varie fasi delle analisi.

Per le analisi bidimensionali l'effetto fisico dell'avvicinamento del fronte e il progressivo deconfinamento del profilo di scavo è stato ricostruito con la progressiva riduzione delle forze di scavo fittizie agenti sul contorno della galleria. Tali forze sono inizialmente pari alle forze esterne agenti sui nodi appartenenti al profilo di scavo nell'istante immediatamente successivo all'annullamento del nucleo di avanzamento: esse, in pratica, sono le forze che mantengono il sistema in equilibrio anche dopo l'annullamento del nucleo. L'effetto dell'avvicinamento del fronte si traduce in una diminuzione progressiva di queste forze attraverso il parametro di rilassamento *relax*: in pratica la condizione iniziale di equilibrio è caratterizzata da un valore di *relax* pari a 0, mentre la condizione finale (con fronte lontano dal punto di osservazione) corrisponde ad un valore di *relax* pari a 1 (100%). Contestualmente le forze di scavo variano secondo la seguente formula dipendente da *relax*:

$$F_i = F_0 \cdot (1 - relax_i)$$

nella quale F_0 è la generica forza di scavo su un nodo nella condizione iniziale di equilibrio immediatamente dopo l'annullamento del nucleo, mentre i è uno stadio generico del rilassamento. Con il programma di calcolo utilizzato è possibile definire, per ogni fase di calcolo, la percentuale di applicazione delle forze relative alle variazioni introdotte nel passo di calcolo corrente, tale percentuale viene calcolata a partire da *relax*.

Il fattore tempo e velocità di avanzamento, oltre che intervenire attraverso la definizione dei coefficienti di scarico, ha avuto anche influenza sulle caratteristiche dei materiali impiegati per il sostegno: il rivestimento di prima fase, infatti, presenta caratteristiche variabili in funzione del tempo di maturazione e quindi dalla distanza

dal fronte di scavo, condizione che va ad influire anche sulle verifiche degli elementi strutturali.

5.3.2.2 Modellazione variazione proprietà meccaniche dei rivestimenti

Lo sviluppo della resistenza col tempo del betoncino è stata valutata secondo le indicazioni fornite dal Model Code '98) e da una serie di dati di letteratura disponibili.

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) f_{cm}$$

dove: $\beta_{cc}(t) = \exp[s(1 - (28/t)^{0.5})]$

s = 0.20 rapid hardening high strength cement RS

0.25 normal rapid hardening cement N and R

0.28 slowly hardening cement SL

$f_{cm}(t)$: resistenza cilindrica media al tempo t

f_{cm} : resistenza cilindrica media a 28d

Lo sviluppo della resistenza è stato altresì monitorato in casi reali, e risulta disponibile in letteratura un "fuso" delle resistenze del betoncino misurate in sito, che viene riportato nella figura seguente.

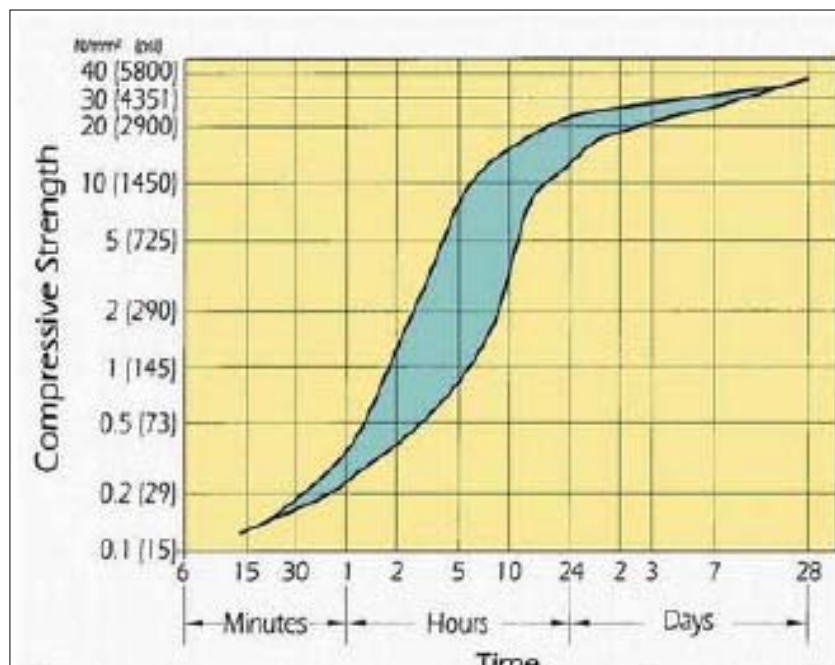


Figura 5-11 Diagramma evoluzione della resistenza del betoncino nel tempo

Tali indicazioni sono state poste a confronto, e con riferimento al cemento di tipo N o R, è stato osservato come la curva di comportamento descritta dal Model Code risulti cautelativa rispetto al fuso, da cui il suo utilizzo.

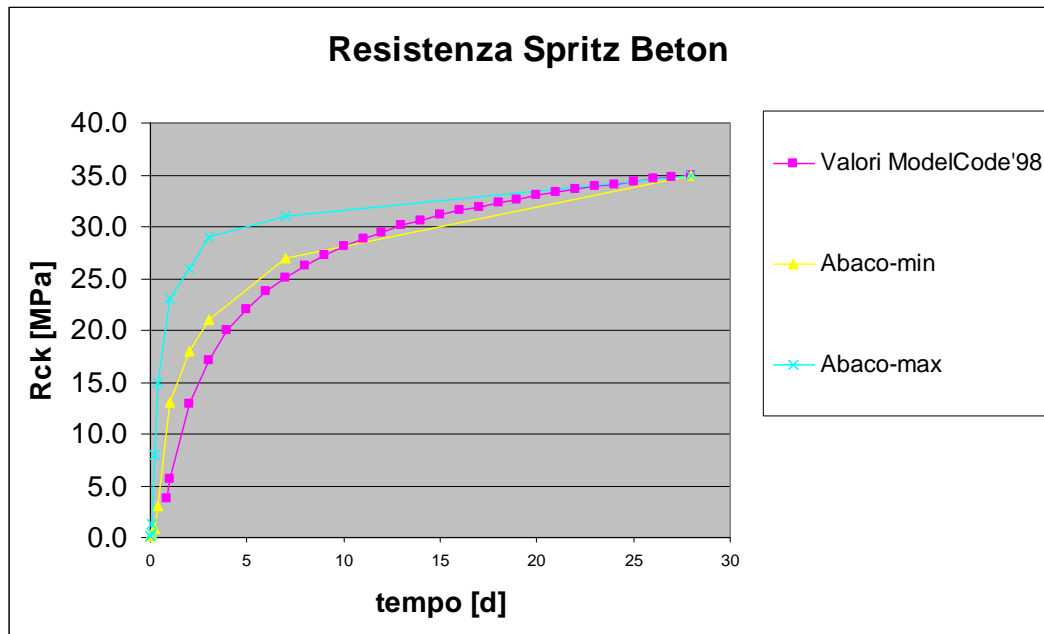


Figura 5-12 Diagramma evoluzione della resistenza del betoncino nel tempo. Confronto fra le metodologie illustrate

La medesima procedura è stata utilizzata per la valutazione della rigidità in funzione del tempo.

La formulazione del Model Code prevede un'evoluzione descritta dalla seguente legge:

$$E_{ci}(t) = \beta_E(t) E_{ci}$$

dove: $\beta_E(t) = [\beta_{cc}(t)]^{0.5}$

$E_{ci}(t)$: modulo di elasticità al tempo t

E_{ci} : modulo di elasticità a 28d

Il confronto è stato effettuato sulla scorta di dati di letteratura (basati su R_{ck} inferiori), e si è definita una legge di evoluzione che ben approssima i dati sperimentali nella loro porzione iniziale e raggiunge a 28gg i valori del Model Code:

$$E_{ci}(t) = 5266.4 \cdot \ln(t) + 16151$$

Il confronto viene presentato attraverso il grafico seguente.

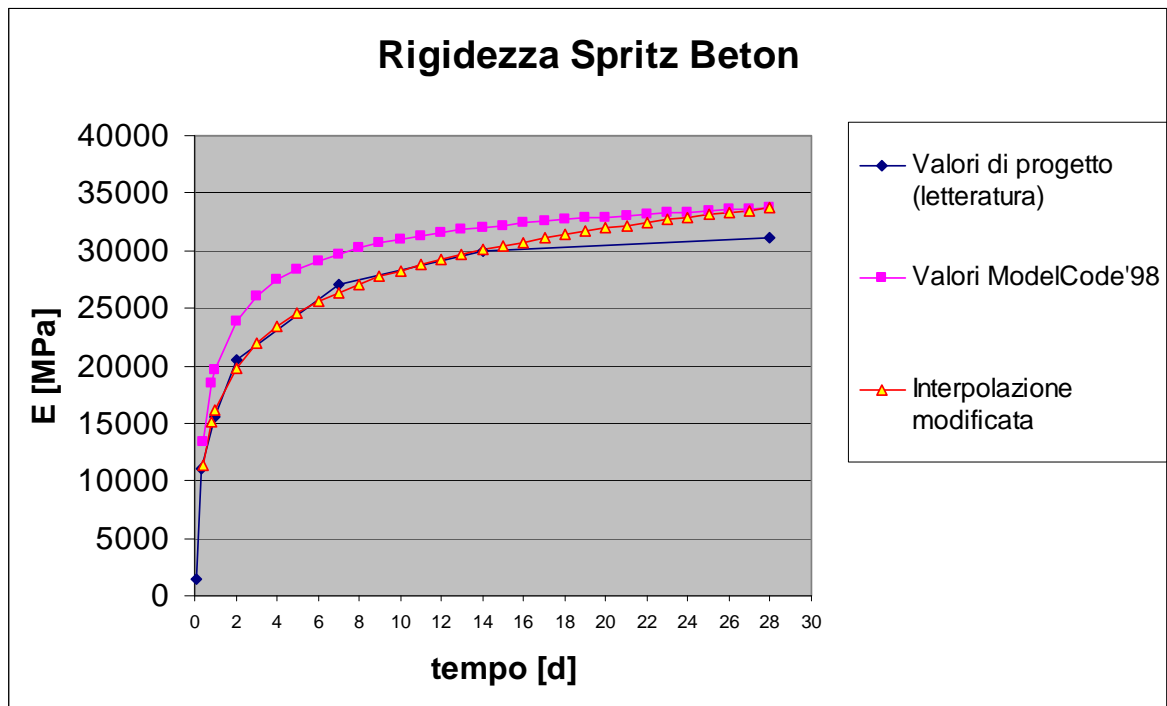


Figura 5-13 Diagramma evoluzione della rigidezza del betoncino nel tempo. Confronto fra le metodologie illustrate

Sulla sorta di tali dati sono state definite le proprietà del materiale omogeneizzato costituito dal betoncino e dalle centine.

5.3.3 Risultati delle analisi numeriche

I criteri seguiti nelle analisi numeriche, la descrizione delle fasi, i principali risultati sono riportati nei singoli allegati, che vengono di seguito elencati:

ALLEGATO 1 Sezioni Ab1, Ab2, Ab3

ALLEGATO 2 Sezione Ac

ALLEGATO 3 Sezione B0

ALLEGATO 4 Sezione B0V

ALLEGATO 5 Sezione B2V.

6 VERIFICHE STATICHE DELLE SEZIONI TIPO ADOTTATE

6.1 CRITERI DI VERIFICA

Per quanto riguarda i criteri seguiti nelle verifiche si rimanda a quanto riportato nell'elaborato TUN0001 - Linee guida per la progettazione e la costruzione delle gallerie naturali, che è parte integrante del presente progetto.

6.2 RISULTATI DELLE VERIFICHE STRUTTURALI DEI RIVESTIMENTI DI PRIMA FASE E DEFINITIVI

I risultati delle verifiche strutturali sono riportati nei singoli allegati, che vengono di seguito elencati:

ALLEGATO 1 Sezioni Ab1, Ab2, Ab3

ALLEGATO 2 Sezione Ac

ALLEGATO 3 Sezione B0

ALLEGATO 4 Sezione B0V

ALLEGATO 5 Sezione B2V.

7 CONCLUSIONI

Nella presente relazione sono stati esposti i criteri generali sulla base dei quali sono state condotte le analisi del comportamento allo scavo degli ammassi interessati dalla realizzazione delle gallerie Carvaggio e Fontanabuona. Sono stati altresì riportati i principali risultati delle analisi numeriche condotte preliminarmente con il metodo delle curve caratteristiche e successivamente con un programma di calcolo agli elementi finiti, oltre ai principali risultati delle verifiche strutturali condotte su rivestimenti di prima fase e definitivi.

Per il dettaglio delle analisi condotte per ogni sezione di calcolo si vedano gli allegati di calcolo.

COLLEGAMENTO FRA LA VALFONTANABUONA E L'AUTOSTRADA A12 GENOVA-ROMA

Adeguamento del sistema A7-A10-A12

Progetto Definitivo

Gallerie Naturali - Elaborati generali

Relazione di calcolo – Allegati di calcolo

Allegato 1 – Sezioni Ab1, Ab2, Ab3

Caratteristiche modello numerico, risultati delle analisi, verifiche

INDICE

1	INTRODUZIONE	3
2	MODELLAZIONE NUMERICA	4
2.1	CODICE DI CALCOLO.....	4
2.2	MODELLO DI CALCOLO.....	5
2.2.1	<i>Caratteristiche della sezione di scavo.....</i>	5
2.2.2	<i>Geometria del modello</i>	6
2.2.3	<i>Modello di comportamento del terreno.....</i>	8
2.2.4	<i>Stato di sforzo geostatico.....</i>	10
2.2.5	<i>Caratteristiche degli elementi strutturali.....</i>	10
2.2.5.1	Bulloni.....	10
2.2.5.2	Rivestimento di prima fase	11
2.2.5.3	Rivestimento definitivo.....	11
3	MODELLAZIONE DELLO SCAVO DELLE GALLERIE	13
3.1	GENERALITÀ.....	13
3.2	FASI DELL'ANALISI – CONFIGURAZIONE GEOMETRICA.....	14
3.3	FASI DELL'ANALISI – PRINCIPALI RISULTATI.....	18
3.3.1	<i>Configurazione iniziale</i>	18
3.3.2	<i>Avvicinamento del fronte.....</i>	20
3.3.3	<i>Installazione dei chiodi e getto spritz beton</i>	22
3.3.4	<i>Getto murette.....</i>	26
3.3.5	<i>Getto calotta</i>	28
3.3.6	<i>Completamento scarico.....</i>	31
3.3.7	<i>Configurazione finale.....</i>	33
4	VERIFICHE STRUTTURALI	39
4.1	CRITERI DI CALCOLO	39
4.2	RIVESTIMENTO DI PRIMA FASE	40
4.2.1	<i>Spritz beton</i>	40
4.2.1.1	SLU - pressoflessione	40
4.3	RIVESTIMENTO DEFINITIVO	41
4.3.1	<i>Calotta</i>	41
4.3.1.1	SLU - pressoflessione	41
4.3.2	<i>Murette</i>	41
4.3.2.1	SLU - pressoflessione	41

1 INTRODUZIONE

Il presente allegato riporta la descrizione del modello di calcolo realizzato allo scopo di simulare le fasi realizzative delle gallerie secondo le sezioni di scavo tipo Ab previste per le gallerie Caravaggio e Fontanabuona, ed i risultati di tali analisi, in modo da potere valutare l'effetto degli scavi e degli interventi previsti e (nel seguito) eseguire le verifiche delle strutture di sostegno e rivestimento, secondo quanto previsto da normativa.

La modellizzazione eseguita ha avuto lo scopo principale di analizzare le condizioni allo scavo sulla base degli interventi ipotizzati, derivanti dalle esperienze in casi simili e dalle valutazioni di base effettuate secondo metodologie empiriche, cercando di evidenziare eventuali problematiche a livello strutturale.

Le analisi, condotte in stato piano delle deformazioni, sono state eseguite con il programma ad elementi finiti Plaxis (si veda la relazione di calcolo per una sintetica descrizione delle caratteristiche di tale software).

Concordemente con quanto fatto per le analisi preliminari con le linee caratteristiche, per la modellazione del comportamento dell'ammasso è stato considerato il criterio di Mohr-Coulomb, i cui parametri sono stati ottenuti per linearizzazione del criterio di Hoek-Brown, in accordo con le massime coperture nella tratta di riferimento per la sezione in esame.

I pochi dati piezometrici a disposizione non evidenziano la presenza di un battente idraulico alle profondità di riferimento, pertanto la presenza della falda non è stata presa in considerazione nelle analisi numeriche.

2 MODELLAZIONE NUMERICA

2.1 CODICE DI CALCOLO

Le analisi tenso-deformative presentate nel seguito sono state condotte utilizzando il codice di calcolo Plaxis 2D, il quale consente di affrontare problemi di meccanica del continuo, determinando gli stati tensionali e deformativi in un dominio bidimensionale, le cui caratteristiche sono definite da leggi di comportamento di tipo elastico o plastico e da imposte condizioni al contorno, implementando il metodo degli elementi finiti. Per maggiori dettagli sul programma di analisi si rimanda alla relazione di calcolo di cui questo allegato è parte integrante.

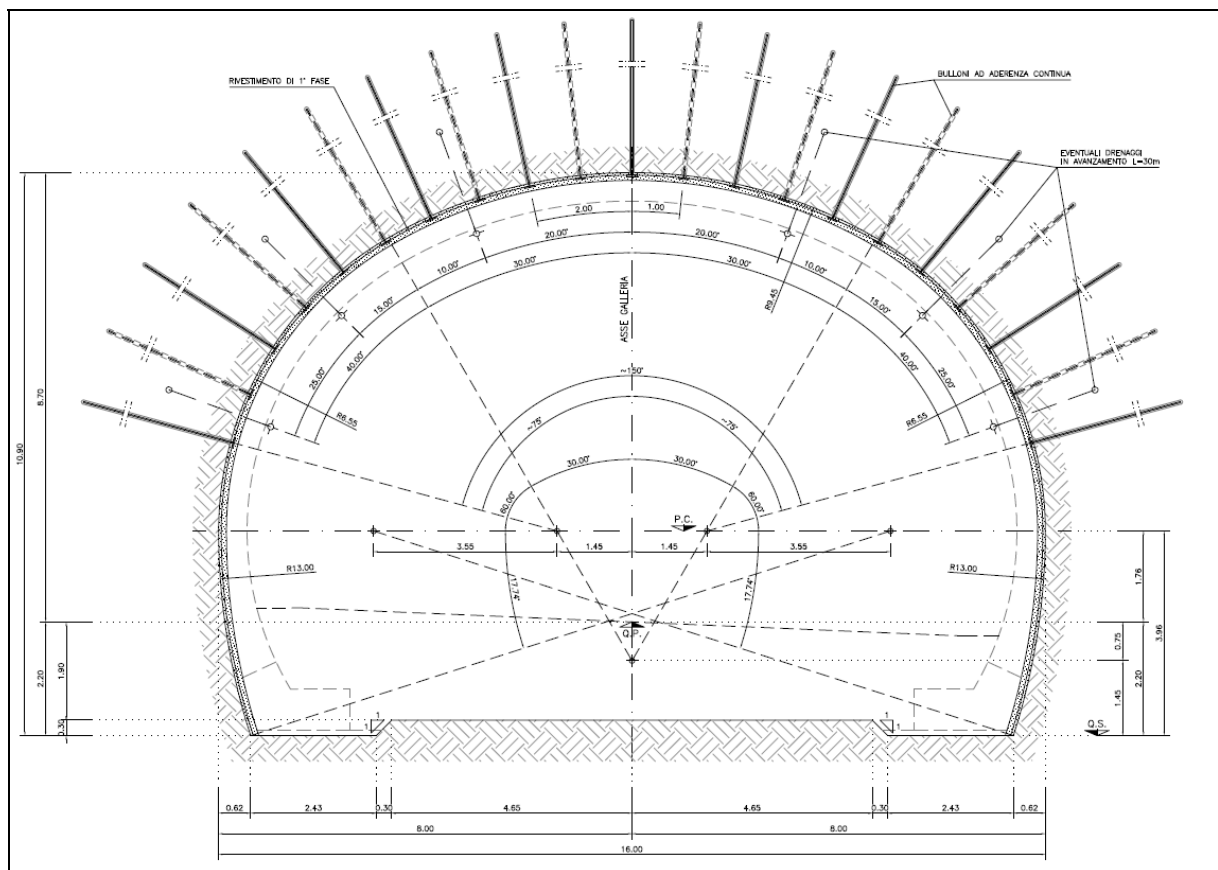


Figura 2-1 Ab2 – Sezione di scavo

2.2 MODELLO DI CALCOLO

2.2.1 Caratteristiche della sezione di scavo

La sezione tipo è costituita da (Figura 2-1, Figura 2-2):

- eventuali (solo in presenza d'acqua) 3+3 drenaggi in avanzamento, della lunghezza di 30 m con sovrapposizione di 10 m, microfessurati per 20 m da fondo foro e ciechi per 10 m verso boccaforo;
- strato di calcestruzzo proiettato al fronte di scavo pari a 5 cm o 10 cm nel caso dei fronti di avanzamento dal lato Rapallo per i quali gli strati al fronte di scavo si presenteranno a franapoggio;
- raggere di bulloni definitive costituite da 10 - 11 bulloni di acciaio B450C della lunghezza di 5.5 m da porre in opera dopo lo sfondo ad interasse trasversale pari a 2.0 m e longitudinale variabile

Sezione	Ab ₁	Ab ₂	Ab ₃
Passo longitudinale	2.5 m	2.0 m	1.5 m

- primo strato al contorno del cavo di 5 cm di calcestruzzo proiettato e secondo strato di calcestruzzo proiettato dello spessore di 10 cm;
- murette dello spessore di spessore 0.80 m;
- rivestimento definitivo costituito da un arco di calcestruzzo non armato avente spessore di 0.40 m.

La modellazione è stata effettuata per la configurazione intermedia, ovvero per la Ab₂.

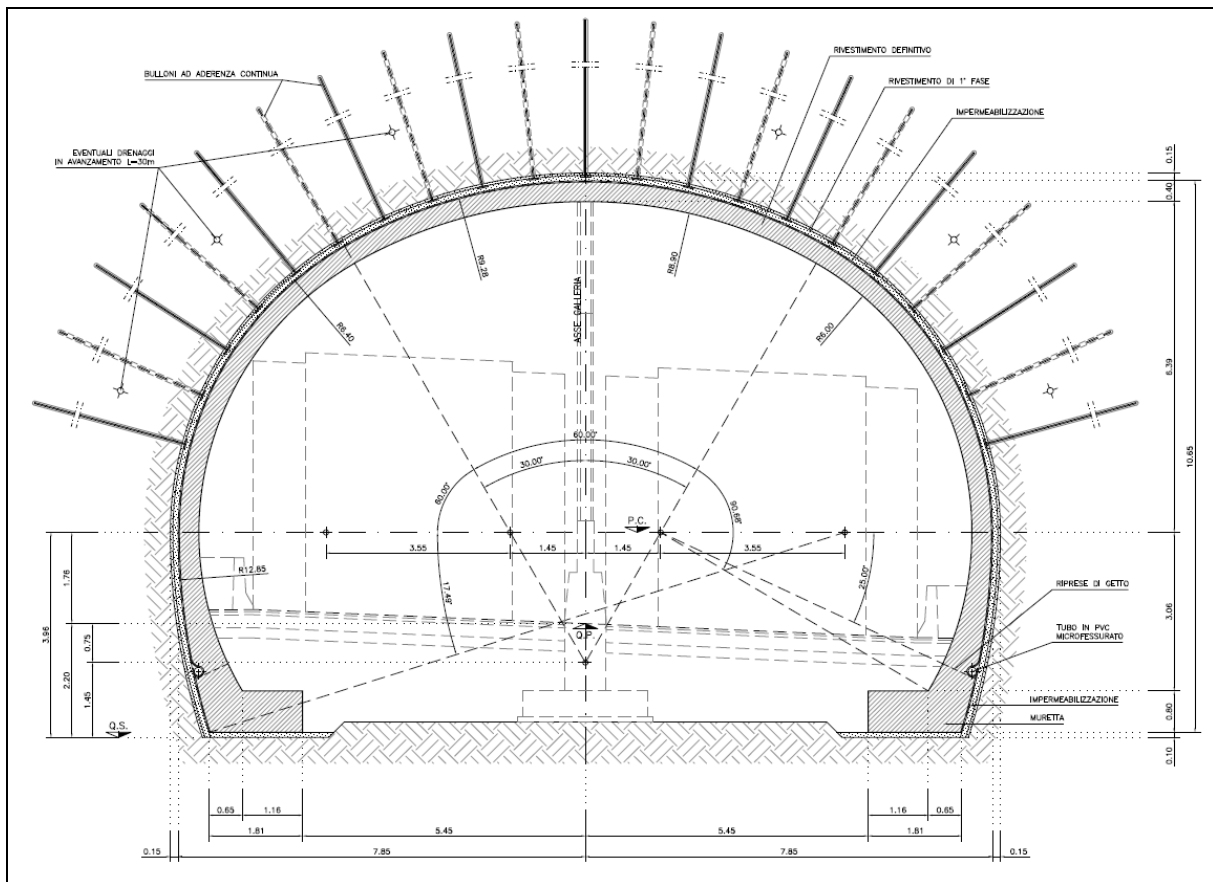


Figura 2-2 Ab2 – Rivestimento definitivo

2.2.2 Geometria del modello

Nella preparazione del modello è stata sfruttata la simmetria del problema rispetto all'asse della galleria, il modello (relativo alla metà destra della galleria) misura quindi 60m di larghezza e 120m di altezza, la discretizzazione adottata ha previsto la definizione di 29773 nodi e 2563 elementi. L'origine del sistema di riferimento è stata posizionata in asse galleria, all'altezza del piano dei centri (Figura 2-3).

La copertura di riferimento per l'analisi in oggetto è pari a 160m (per semplicità calcolata rispetto al piano dei centri, l'approssimazione introdotta è irrilevante ai fini del calcolo), le caratteristiche degli elementi strutturali (in particolare il passo delle chiodature) sono quelle relative alla sezione Ab2 (la sezione media, in termini di intensità dei consolidamenti, cfr. Figura 2-4)

Viste le elevate coperture previste in progetto, e le difficoltà nella gestione di modelli troppo grandi e/o con rapporto altezza/larghezza molto lontano dall'unità, il modello è stato preparato in modo da prevedere la presenza fra i 75 e i 100m di quota di uno strato di materiale a cui attribuire peso specifico variabile in modo da simulare alle profondità di interesse lo stato di sforzo geostatico

Il modello è stato creato con elementi triangolari a 15 nodi, in stato piano delle deformazioni, ove è stato ritenuto necessario sono stati inseriti elementi "plate" (piastra) di opportuna rigidità e interfacce per meglio simulare la presenza di materiali strutturali a contatto col terreno e la corrispondente riduzione della rigidità al contatto fra i materiali. In particolare, i rivestimenti di prima fase e definitivo sono stati modellati con il loro reale spessore ed attribuendo agli elementi soil caratteristiche meccaniche tali da simulare il comportamento del materiale in funzione anche della maturazione dei getti. Nel rivestimento definitivo, per agevolare l'identificazione delle zone maggiormente sollecitate, sono stati inseriti elementi plate con rigidità 1000 volte inferiore a quelle del rivestimento, tale quindi da non alterare i risultati dell'analisi. I chiodi sono stati modellati con elementi plate, di rigidità scalata per tenere in considerazione il loro passo. Interfacce sono state modellate al contatto fra chiodi e terreno, e nelle zone interessate dal posizionamento del telo di impermeabilizzazione del rivestimento definitivo.

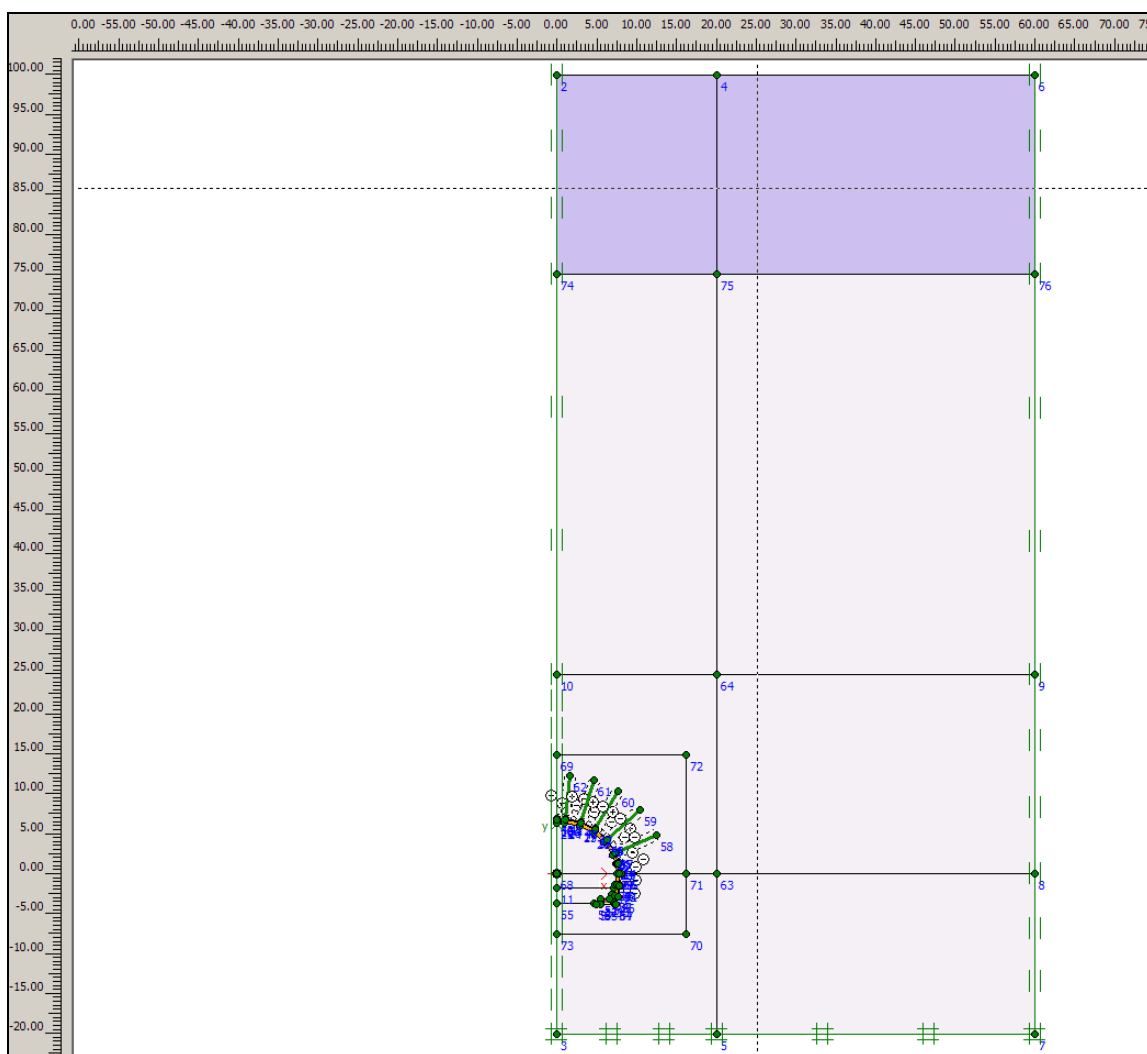


Figura 2-3 Ab2 – Geometria modello

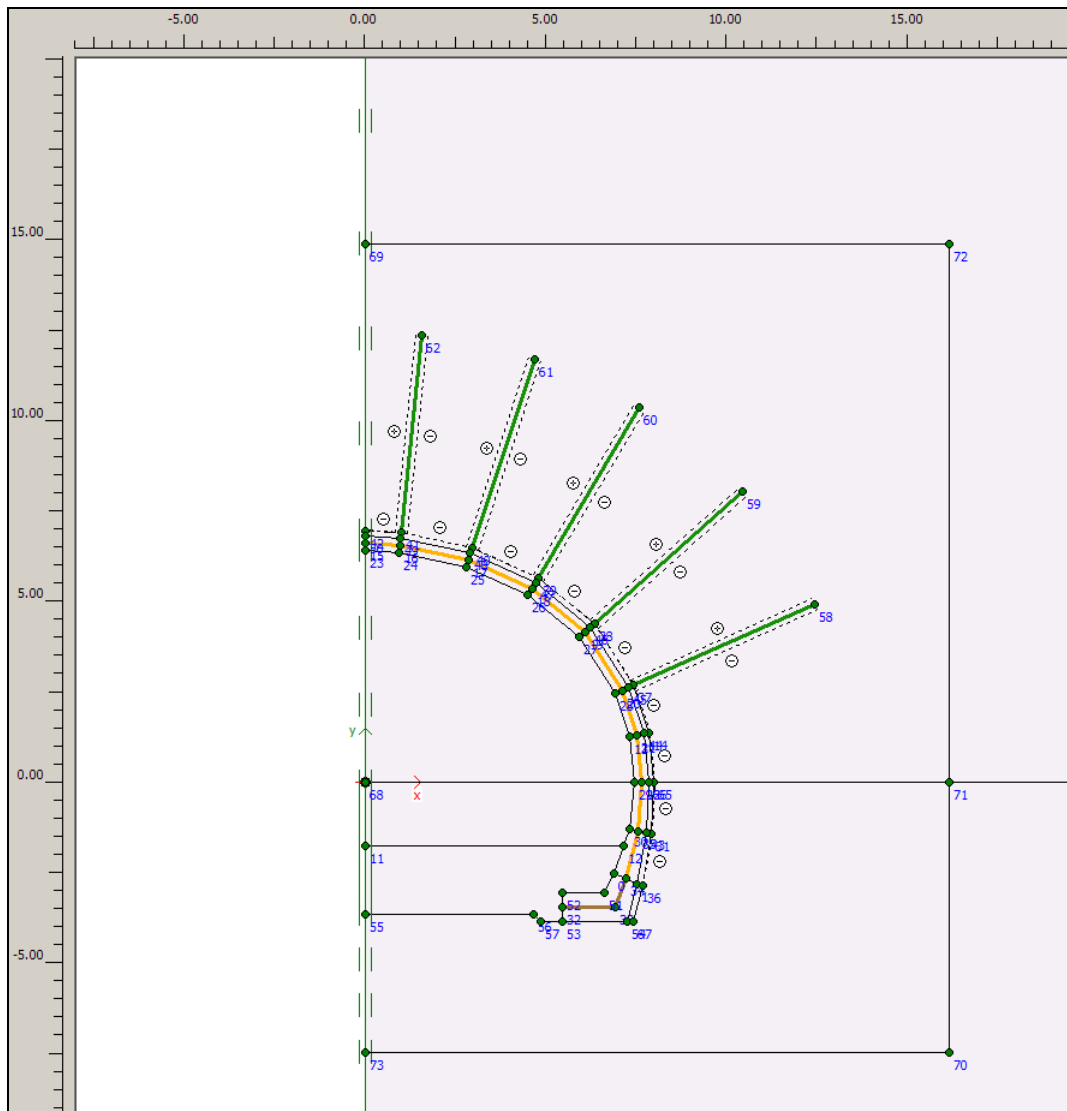


Figura 2-4 Ab2 – Geometria modello, dettaglio sezione

2.2.3 Modello di comportamento del terreno

Dalla caratterizzazione geomeccanica effettuata per l'ammasso in oggetto sono stati ricavati i parametri riportati in Tabella 2-1. Le analisi con il metodo delle linee caratteristiche e le analisi numeriche agli elementi finiti sono state condotte applicando il criterio di Mohr-Coulomb, i cui parametri sono stati determinati per linearizzazione del criterio di Hoek-Brown per le profondità di interesse (nel caso specifico pari a 160m, cfr Figura 2-5). I risultati della linearizzazione sono riportati in Tabella 2-2.

GALLERIE FONTANABUONA E CARAVAGGIO		
FORMAZIONE DEL MONTE ANTOLA		
γ (kN/m ³)	Valore medio	27.0
σ_{ci} (MPa)	Valore medio	65.0
	Deviazione standard	20.0
	Valore caratteristico	65.0
	Valore caratteristico inferiore	32
	Valore caratteristico superiore	98
m_i	Valore medio	8.0
	Deviazione standard	1.0
	Valore caratteristico	8.0
	Valore caratteristico inferiore	6
	Valore caratteristico superiore	10
GSI	Valore medio	42.0
	Deviazione standard	2.5
	Valore caratteristico	42
	Valore caratteristico inferiore	38
	Valore caratteristico superiore	46

Tabella 2-1 Caratterizzazione formazione Monte Antola, criterio Hoek & Brown

Formazione	Copertura m	γ' kN/m ³	Coesione			Angolo di resist taglio			Modulo deformabilità			Coeff Poisson
			$C'_{k,inf}$ MPa	C'_k MPa	$C'_{k,sup}$ MPa	$\phi'_{k,inf}$ (°)	ϕ'_k (°)	$\phi'_{k,sup}$ (°)	$E_{k,inf}$ MPa	E_k MPa	$E_{k,sup}$ MPa	
Monte Antola	160	27	0.47	0.75	1.10	34	43	49	2800	5100	7900	0.20

Tabella 2-2 Caratterizzazione formazione Monte Antola, criterio Mohr-Coulomb (copertura 160m)

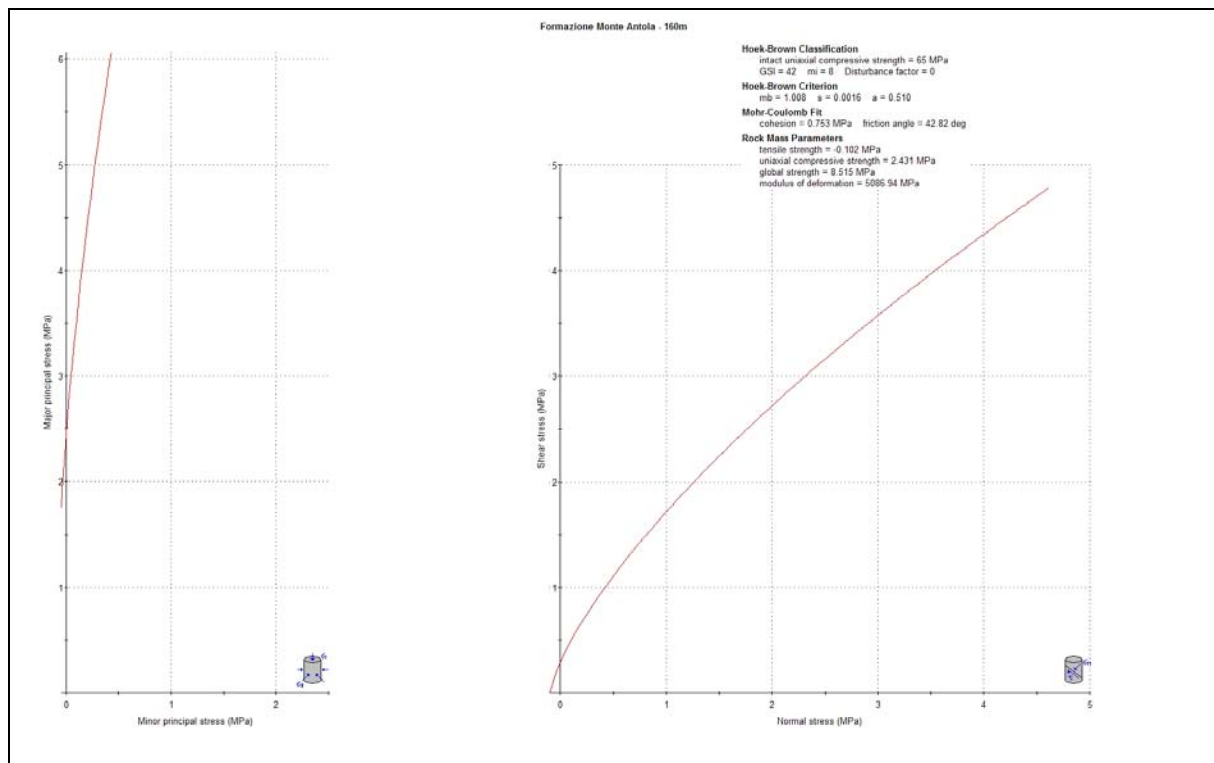


Figura 2-5 FAN - Linearizzazione criterio H-B, coperture 160m

2.2.4 Stato di sforzo geostatico

Come detto precedentemente, per contenere le dimensioni del modello e renderlo gestibile è necessario limitarne le dimensioni in altezza. Per ottenere una corretta distribuzione dello stato di sforzo geostatico è quindi necessario applicare opportune condizioni al contorno: nella fattispecie si è scelto di attribuire agli elementi soil presenti fra $z = 75\text{m}$ e $z = 100\text{m}$ un peso specifico fittizio γ_f , in modo da avere, a $z=75\text{m}$, un valore corretto degli sforzi verticali.

Dovendo essere, teoricamente, il modello limitato a $z = 160\text{m}$, si dovrebbe avere

$$\text{per } z = 75\text{m} \quad \sigma_y = (160 - 75)\text{m} * 27 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 2295\text{kPa} \quad \gamma_f = \frac{\sigma_f}{100 - 75} \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 91.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}.$$

Per quanto riguarda la componente orizzontale, si osserva che, viste le elevate coperture in gioco, definire il coefficiente di spinta a riposo come

$$k_0 = 1 - \text{sen}\phi$$

Risulterebbe poco realistico, inoltre introdurrebbe un andamento della componente orizzontale dello stato di sforzo dipendente dalla linearizzazione del criterio di Hoek-Brown adottata. Si ritiene più realistico, nel caso specifico e in mancanza di ulteriori valutazioni e dati, assumere

$$k_0 = 1.$$

2.2.5 Caratteristiche degli elementi strutturali

2.2.5.1 Bulloni

Si prevede l'impiego di bulloni radiali ad aderenza continua $\phi 24$, in acciaio B450C, lunghezza 5.50m, inghisati con boiaccia a basso rapporto A/C. La disposizione deve essere a quinconce, passo radiale 2.00m (n°10-11 bulloni), interasse longitudinale 2.00m (min 1.50m, max 2.50m).

La modellazione è stata effettuata con elementi plate, separati dall'ammasso da interfacce (abbattimento dei parametri dell'ammasso del 30%), pertanto è necessario determinare i parametri equivalenti dei bulloni, ripartendo la loro rigidità per metro lineare di modello (per un passo longitudinale dei bulloni pari a 2.00m).

Considerando

$$E_{\text{bull}} = 2.07\text{E}8 \text{ kPa}$$

$$E_{\text{malta}} = 2.85\text{E}7 \text{ kPa}$$

$$\phi_{\text{perf}} = 30\text{mm}$$

si determinano i parametri equivalenti da introdurre nel calcolo:

$$A_{\text{bull}} = 4.52\text{E}-4\text{m}^2$$

$$A_{\text{malta}} = 2.54\text{E}-4\text{m}^2$$

$$EA_{eq} = \frac{A_{bull} * E_{bull} + A_{malta} * E_{malta}}{passo} = 5.04E4kN$$

2.2.5.2 Rivestimento di prima fase

Il rivestimento di prima fase, costituito da calcestruzzo proiettato fibrorinforzato ($R_{ck}=35$, fibre $\geq 30\text{kg/m}^3$), è stato modellato con elementi soil, quindi tenendo in considerazione lo spessore reale dei getti (0.15m), ai quali sono state attribuite le caratteristiche riportate in Tabella 2-3. In particolare si segnala che è stato considerato il processo di maturazione dei getti, con variazione del modulo del calcestruzzo in funzione del tempo intercorso fra il getto e la fase di calcolo in esame. Tale valutazione è stata effettuata sulla base del Model Code (si veda la relazione di calcolo di cui questo allegato è parte integrante).

	t = 1d	t = 7d	t = 28d
Modello comportamento	Linear elastic	Linear elastic	Linear elastic
Porous...	Non porous	Non porous	Non porous
γ (kN/m ³)	25	25	25
E (MPa)	16'150	26'400	33'700
ν	0.2	0.2	0.2

Tabella 2-3 Elementi soil per rivestimento prima fase – parametri adottati in funzione della maturazione del getto

2.2.5.3 Rivestimento definitivo

Il rivestimento definitivo, costituito da calcestruzzo non armato C28/35 ($R_{ck}=35\text{MPa}$), è stato modellato con elementi soil, quindi tenendo in considerazione lo spessore reale dei getti (0.40m in calotta, circa 0.70÷0.80m in corrispondenza delle murette), ai quali sono state attribuite le caratteristiche riportate in Tabella 2-4. In particolare si segnala che è stato considerato il processo di maturazione dei getti, con variazione del modulo del calcestruzzo in funzione del tempo intercorso fra il getto e la fase di calcolo in esame. Tale valutazione è stata effettuata sulla base del Model Code (si veda la relazione di calcolo di cui questo allegato è parte integrante)

Per questioni di praticità (avere a disposizione un andamento qualitativo delle sollecitazioni nel rivestimento, in modo da individuare più agevolmente le sezioni da sottoporre a verifica) in asse al rivestimento sono stati posizionati elementi “plate” aventi rigidità 1000 volte inferiore a quella del getto.

	t = 3d	t = 28d
Modello comportamento	Linear elastic	Linear elastic
Porous...	Non porous	Non porous
γ (kN/m ³)	25	25
E (MPa)	19'800	33'700
ν	0.2	0.2

Tabella 2-4

Elementi soil per rivestimento definitivo – parametri adottati in funzione della maturazione del getto

3 MODELLAZIONE DELLO SCAVO DELLE GALLERIE

3.1 GENERALITÀ

La modellazione numerica ha previsto una sequenza di operazioni allo scopo di determinare lo stato di sforzo iniziale agente nell'ammasso, simulare le fasi realizzative della galleria in progetto (avvicinamento del fronte, scavo, installazione del rivestimento di prima fase, avanzamento del fronte con realizzazione delle murette e del getto di calotta, configurazione finale con trasferimento di tutti i carichi al rivestimento definitivo). Si ricoda che per modellare lo scavo di una galleria si rimuovono gli elementi corrispondenti all'area da scavare e si applica al contorno dello scavo lo stato di sforzo agente su di esso, tali sollecitazioni verranno successivamente ridotte (scarico) fino al loro completo annullamento.

La sequenza delle fasi di scavo ha previsto:

- definizione dello stato tensionale e di plasticizzazione per la condizione geostatica di partenza;
- azzeramento degli spostamenti;
- simulazione dell'avvicinamento del fronte;
- installazione dei chiodi;
- getto rivestimento prima fase;
- avanzamento dello scavo e getto murette;
- avanzamento dello scavo, maturazione murette e getto calotta;
- scarico completo;
- configurazione finale e disattivazione del rivestimento di prima fase (trasferimento dei carichi al rivestimento definitivo).

Le analisi, come detto nei paragrafo precedenti, sono state svolte in 2D, in stato piano delle deformazioni, mentre l'andamento dello stato di sforzo in prossimità del fronte è tridimensionale, per modellare l'evoluzione dello stato tensodeformativo all'avanzare del fronte è stato necessario effettuare delle analisi preliminari (metodo delle linee caratteristiche) al fine di determinare gli scarichi in funzione delle varie fasi delle analisi. Tali valori, unitamente ai criteri seguiti per la loro determinazione e l'andamento della maturazione dei getti sono riportati in Tabella 3-1

Fasi		Scarico %	Distanza fronte m	Maturazione getti		
num	descr			spritz	murette	calotta
0-1	geostatico	0				
1-1	avvicinamento fronte	35				
1-2	installazione chiodi	47	2			
1-3	spritz beton	53	3	1 day		
2-1	getto murette	84	20	7 day	2 day	
2-2	getto calotta	94	60	28 d	28 d	28 d
3-1	scarico 100%	100	90	28 d	28 d	28 d
3-2	configurazione finale	100		-	28 d	28 d

Tabella 3-1 Fasi dell'analisi - scarichi adottati e andamento maturazione getti.

3.2 FASI DELL'ANALISI – CONFIGURAZIONE GEOMETRICA

In Figura 3-1÷Figura 3-7 è riportata la geometria della zona interessata dallo scavo della galleria nelle varie fasi delle analisi.

- Avvicinamento fronte (Figura 3-1): vengono disattivati gli elementi corrispondenti all'area da scavare, e le forze di scavo (forze applicate alle pareti dello scavo in sostituzione degli elementi rimossi) vengono ridotte al 35% del valore iniziale;
- Installazione chiodi (Figura 3-2): attivazione dei plate che modellano la presenza dei chiodi e delle interfacce fra questi e l'ammasso, forze di scavo al 47% del valore iniziale;
- Getto spritz beton (Figura 3-3): attivazione elementi rivestimento prima fase, forze di scavo al 53% del valore iniziale;
- Getto murette (Figura 3-4): attivazione elementi murette, modifica parametri elementi rivestimento prima fase, forze di scavo al 84% del valore iniziale;
- Getto calotta (Figura 3-5): attivazione elementi calotta e interfaccia calotta-rivestimento prima fase, modifica parametri meccanici murette, modifica parametri elementi rivestimento prima fase, forze di scavo al 94% del valore iniziale;
- Scarico 100% (Figura 3-6): azzeramento delle forze di scavo;
- Configurazione finale (Figura 3-7): rimozione chiodi e loro interfacce, attribuzione delle caratteristiche dell'ammasso allo strato corrispondente al rivestimento di prima fase, realizzazione piano viario.

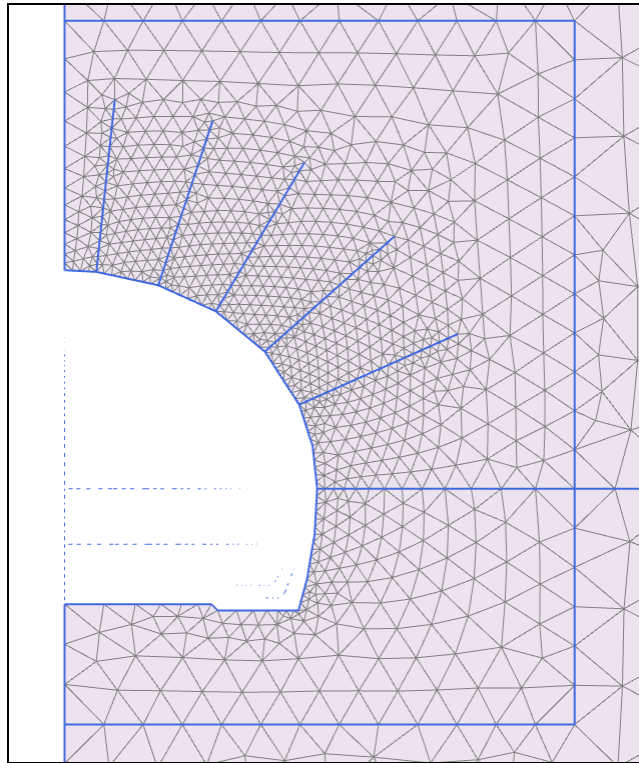


Figura 3-1 1-1: Avvicinamento del fronte

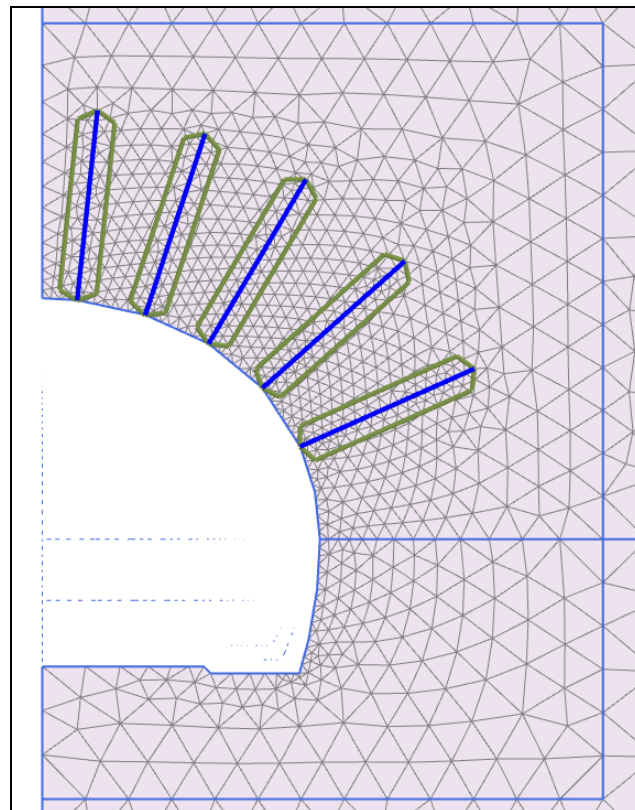


Figura 3-2 1-2: Installazione chiodi

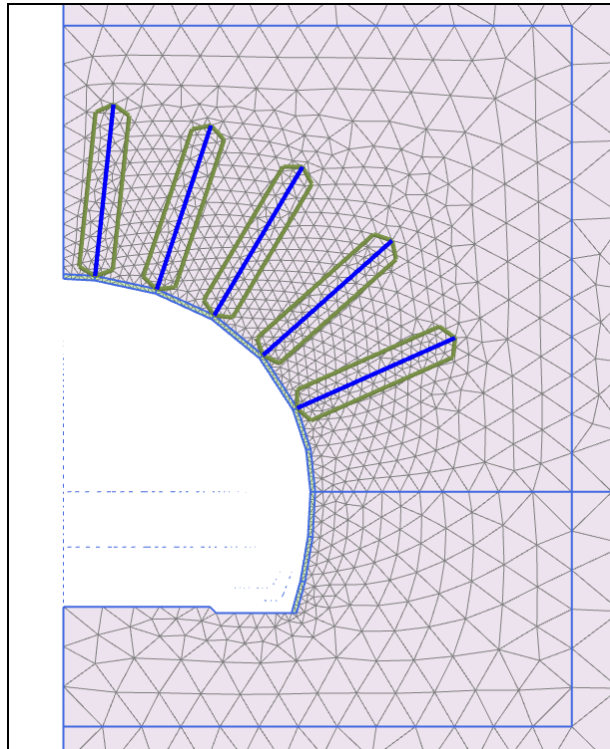


Figura 3-3 1-3: Spritz beton 1 giorno

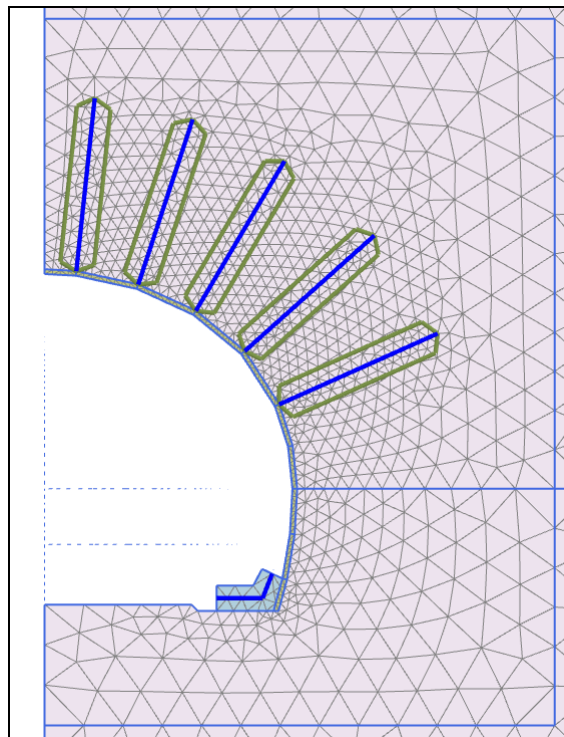


Figura 3-4 2-1: Getto murette

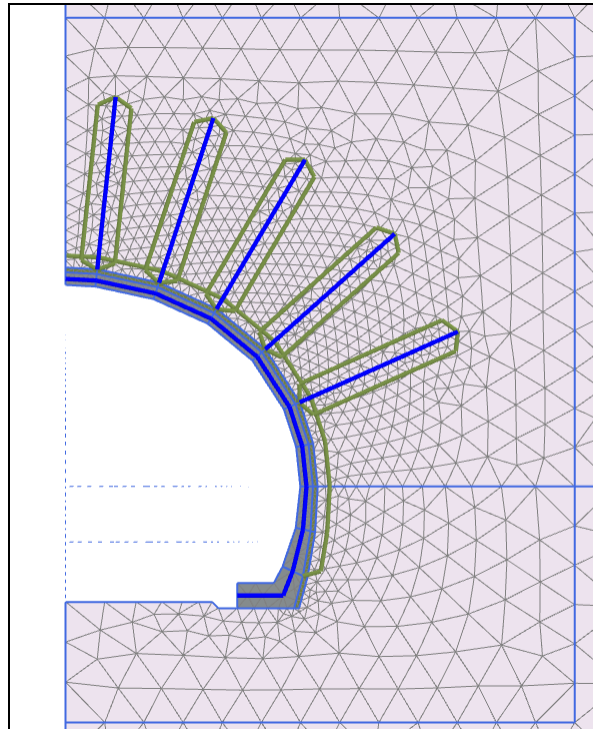


Figura 3-5 **2-2: Getto calotta**

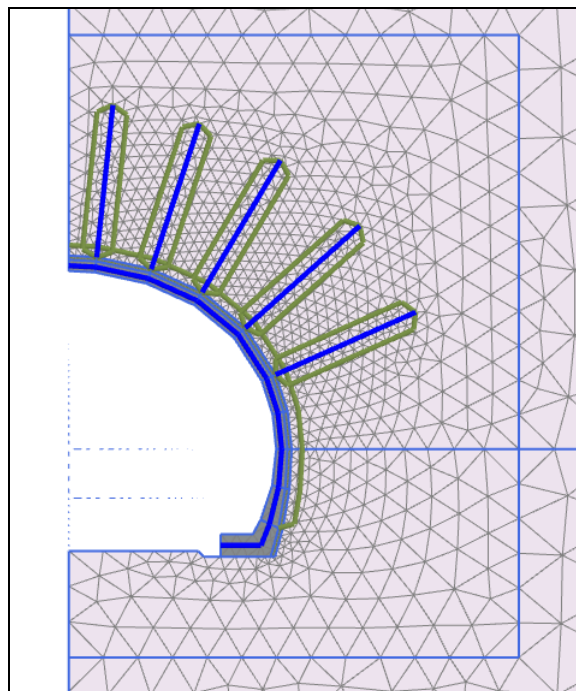


Figura 3-6 **3-1: Scarico 100%**

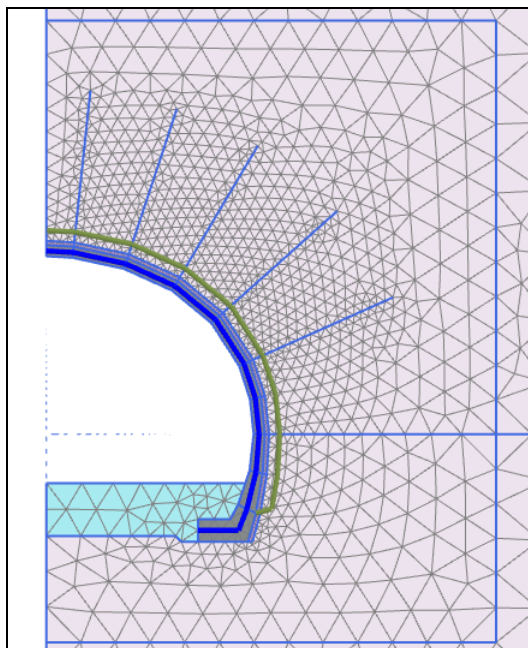


Figura 3-7 3-2: Configurazione finale

3.3 FASI DELL'ANALISI – PRINCIPALI RISULTATI

3.3.1 Configurazione iniziale

In Figura 3-8 e in Figura 3-9 è riportato l'andamento dello stato di sforzo geostatico, per l'intero modello. Si ricorda che i primi 25m del modello sono caratterizzati da un materiale con peso specifico fittizio, calcolato in modo da simulare le elevate coperture presenti, di conseguenza lo stato di sforzo è realistico per $y \leq 75\text{m}$.

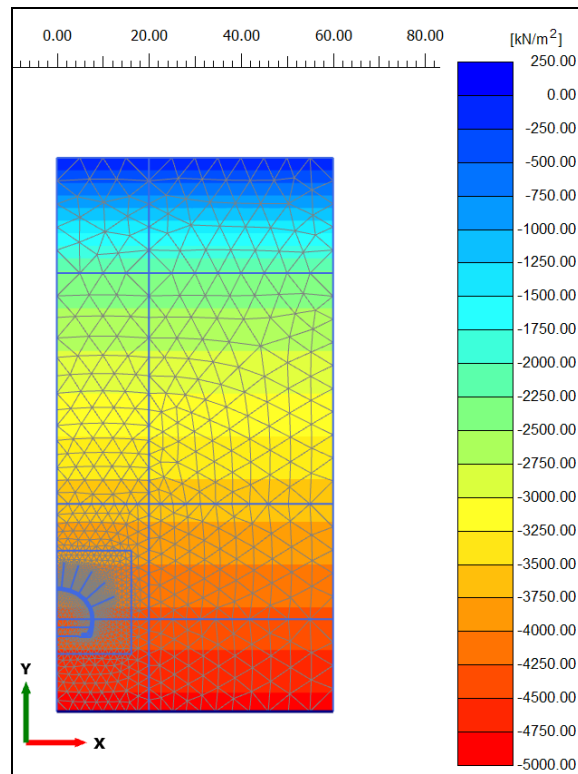


Figura 3-8 **0-1, stato di sforzo geostatico - σ'_y (kPa)**

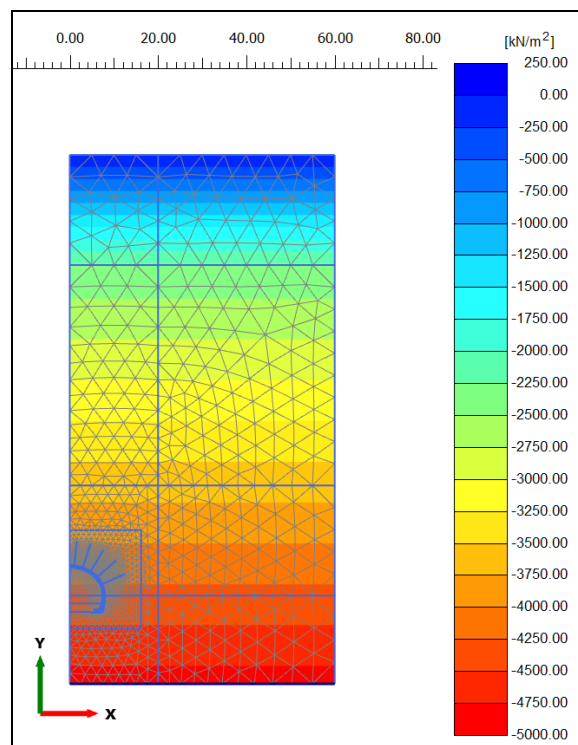


Figura 3-9 **0-1, stato di sforzo geostatico - σ'_x (kPa)**

3.3.2 Avvicinamento del fronte

Riducendo le forze di scavo si simula l'avvicinamento del fronte alla sezione di calcolo. Lo stato di sforzo e deformazione che ne consegue è quindi la conseguenza nel piano del comportamento tipicamente tridimensionale in prossimità del fronte. Si riportano quindi le rappresentazioni grafiche dello stato di sforzo (Figura 3-10, Figura 3-11) e del campo degli spostamenti (Figura 3-12, Figura 3-13) nella zona limitrofa all'area interessata direttamente dallo scavo.

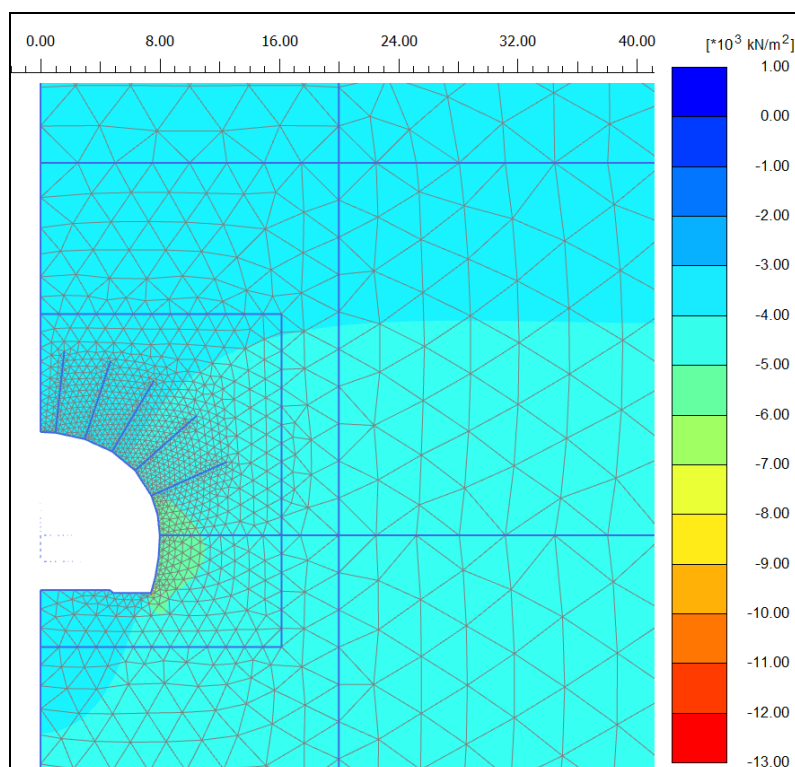


Figura 3-10 1-1, avvicinamento fronte - σ'_y (kPa)

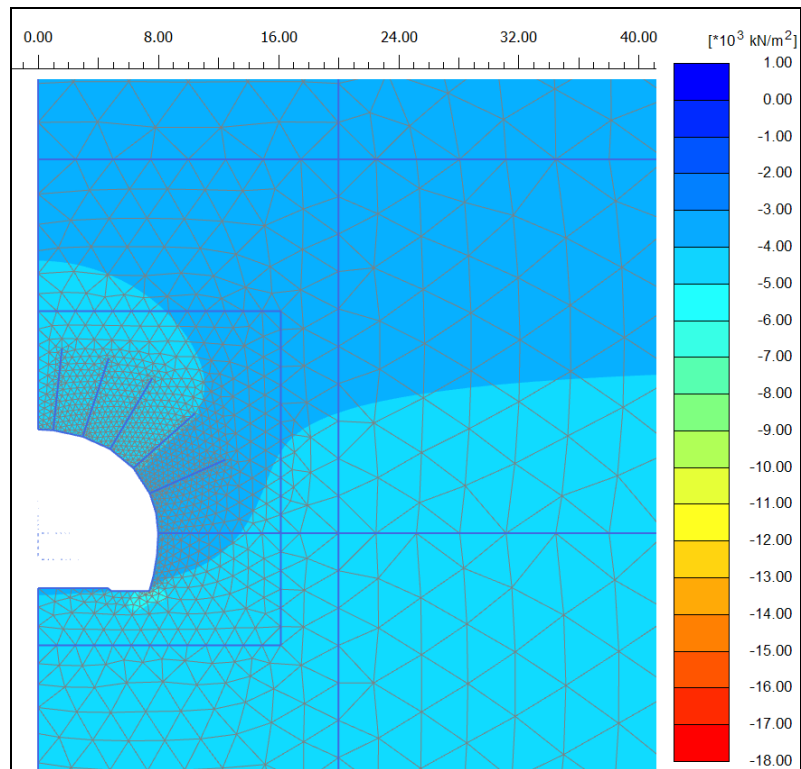


Figura 3-11 1-1, avvicinamento fronte - σ'_x (kPa)

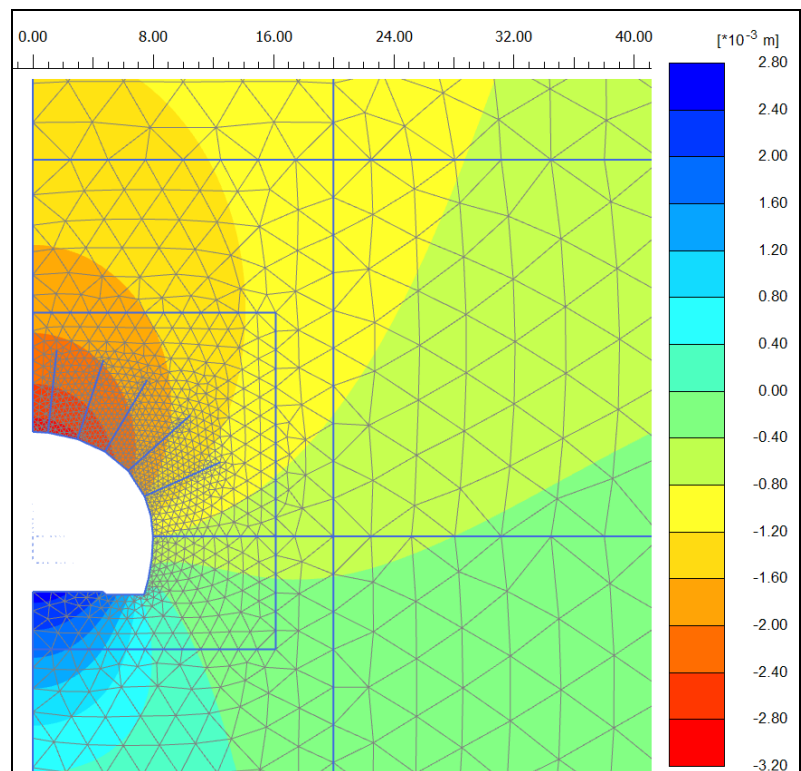


Figura 3-12 1-1, avvicinamento fronte - u_y (m)

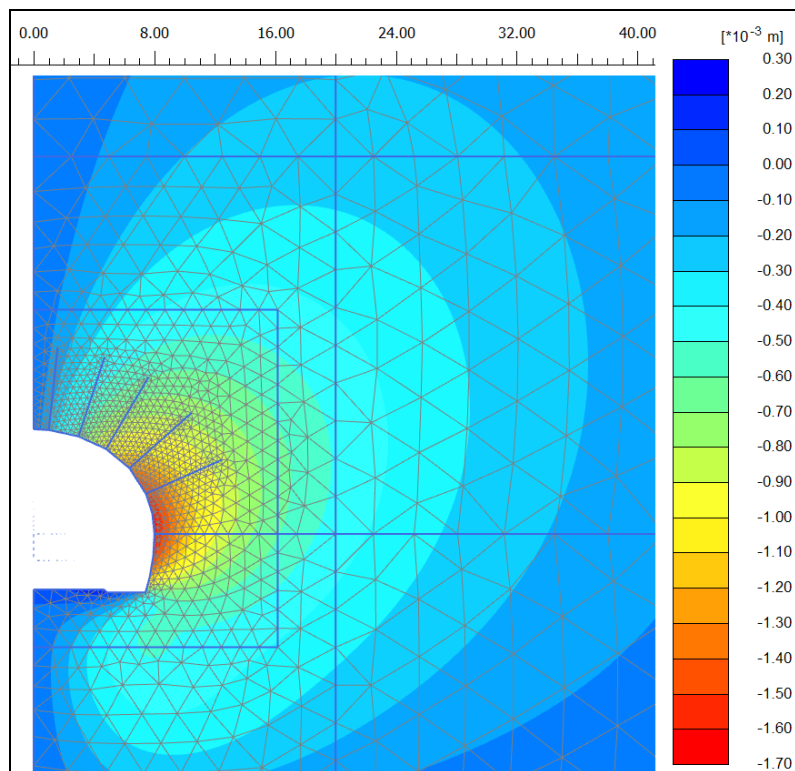


Figura 3-13 1-1, avvicinamento fronte - u_x (m)

3.3.3 Installazione dei chiodi e getto spritz beton

Si procede successivamente ad una successiva riduzione delle forze di scavo e all'installazione dei chiodi (si veda Figura 3-14 e Figura 3-15 per l'andamento dello stato di sforzo nella zona del cavo), e ad una ulteriore riduzione delle f.s. per modellare l'allontanamento del fronte necessario alla realizzazione dello strato di spritz beton. In Figura 3-16 e Figura 3-17 è rappresentato lo stato di sforzo successivamente alla realizzazione del rivestimento di prima fase, in Figura 3-18 e in Figura 3-19 il campo degli spostamenti.

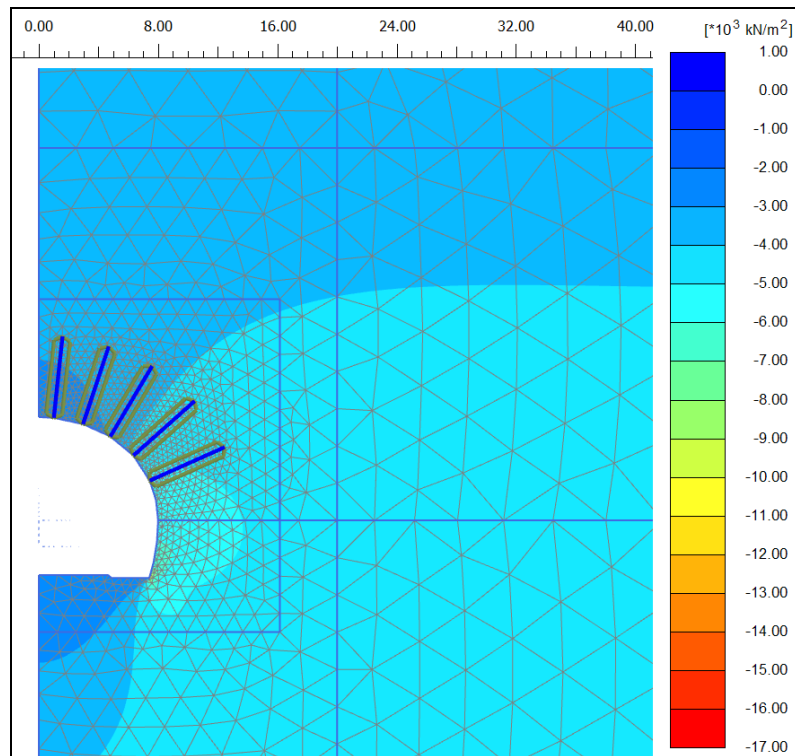


Figura 3-14 **1-2, installazione chiodi - σ'_y (kPa)**

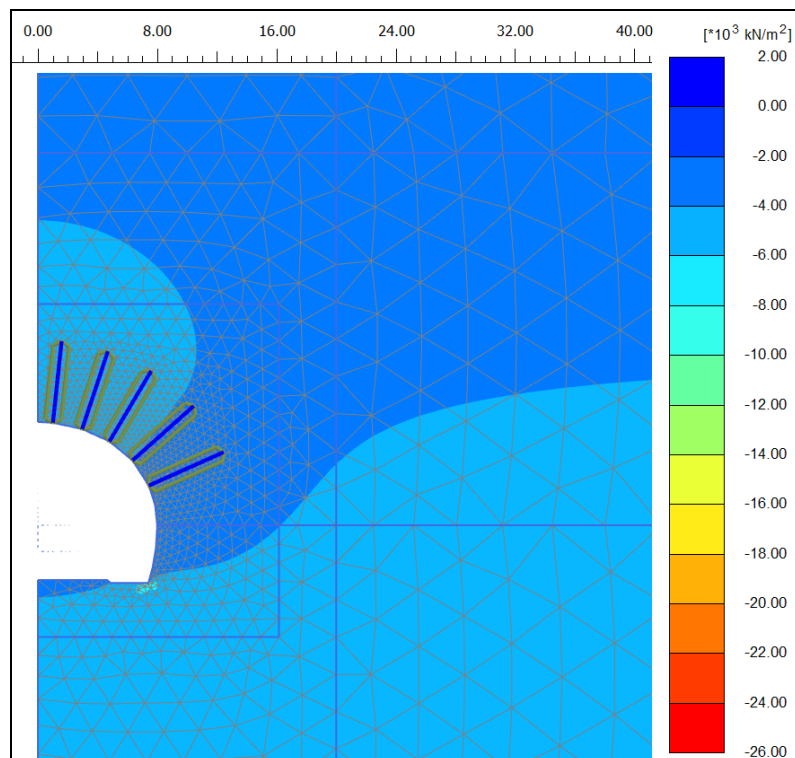


Figura 3-15 **1-2, installazione chiodi - σ'_x (kPa)**

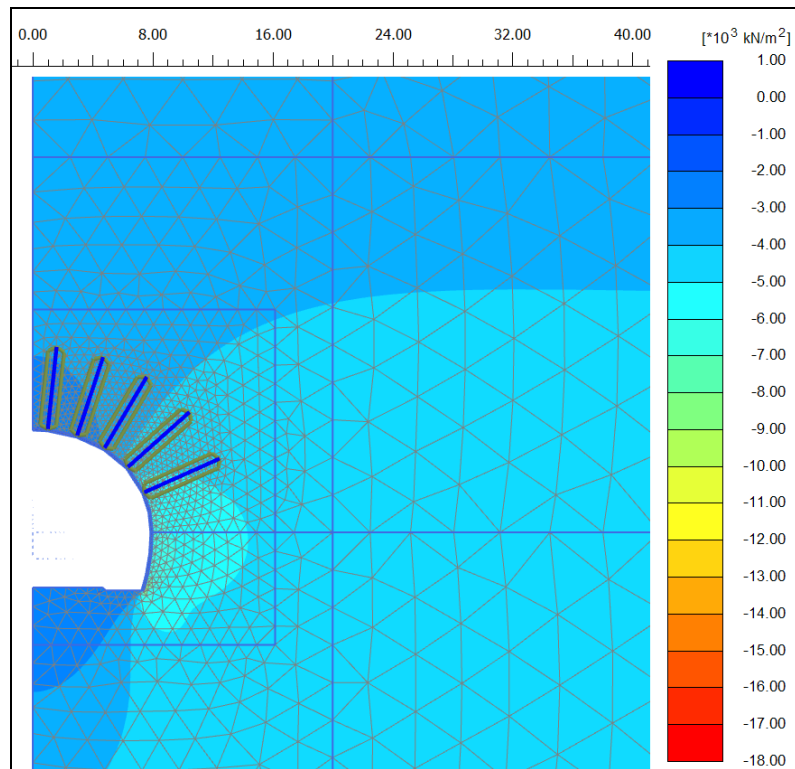


Figura 3-16 **1-3, getto spritz beton - σ'_y (kPa)**

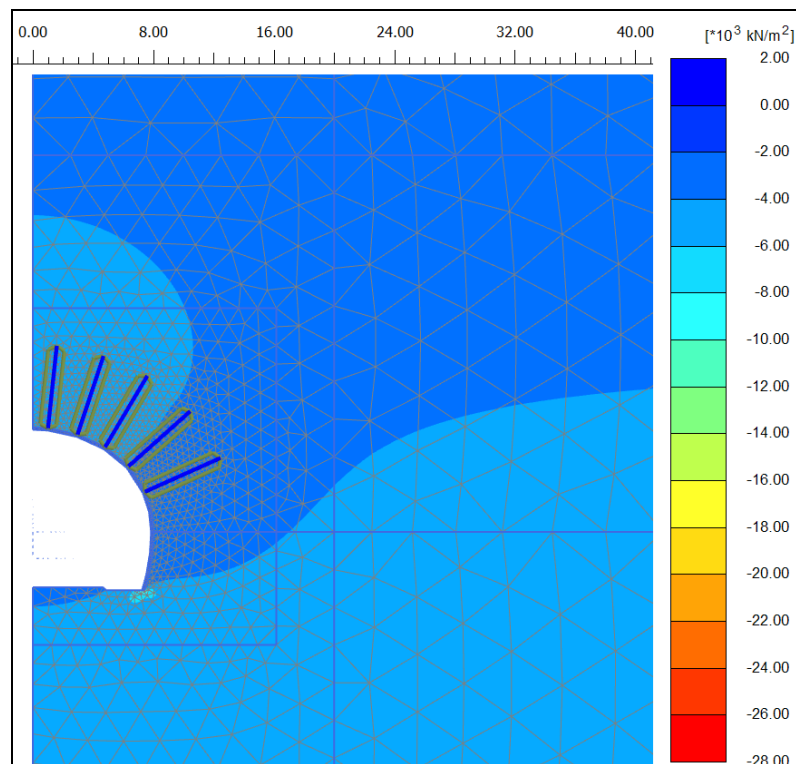


Figura 3-17 **1-3, getto spritz beton - σ'_x (kPa)**

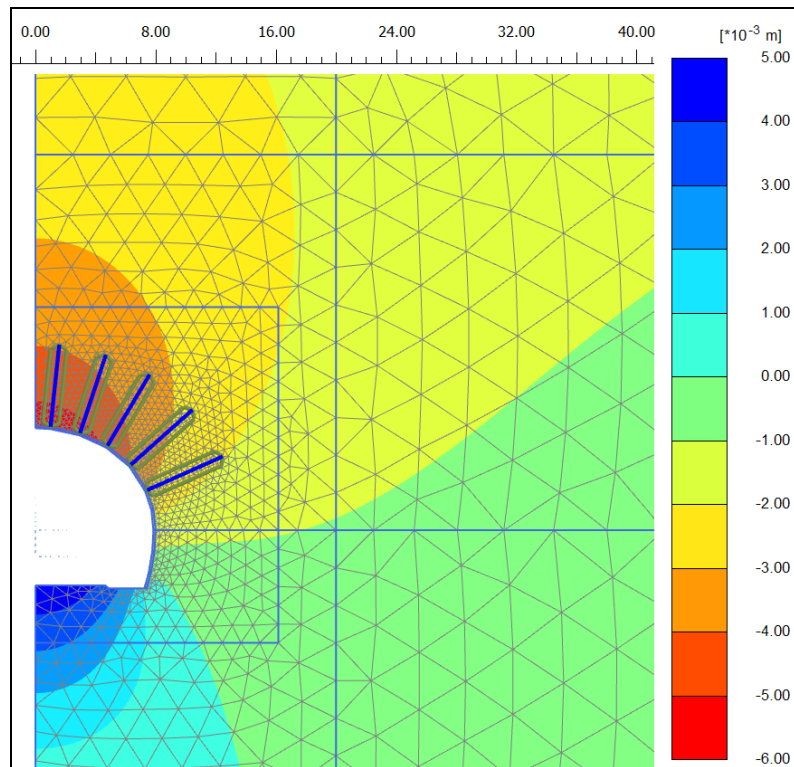


Figura 3-18 1-3, getto spritz beton - u_y (m)

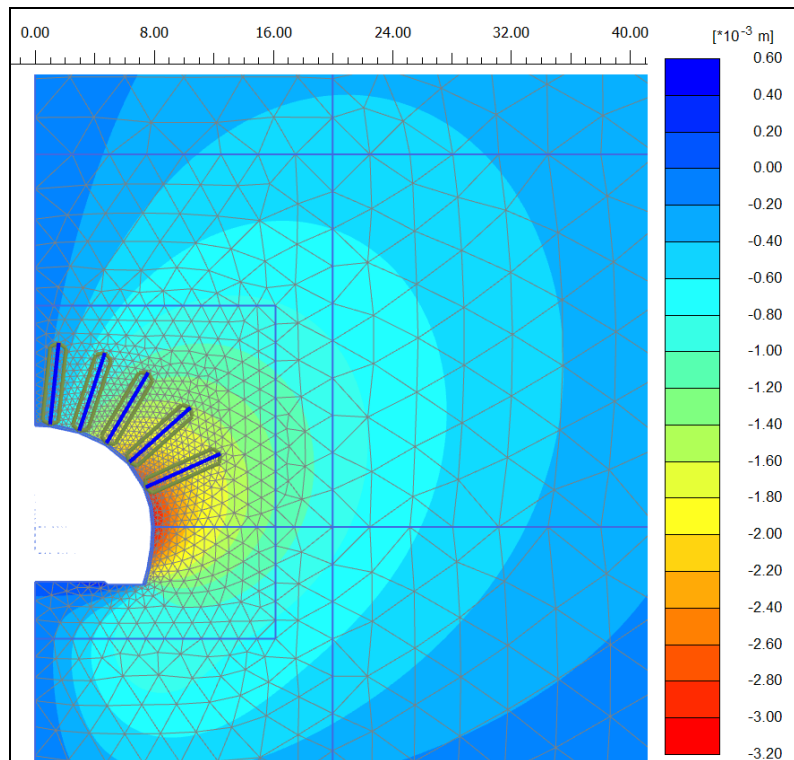


Figura 3-19 1-3, getto spritz beton - u_x (m)

3.3.4 Getto murette

Si riducono le forze di scavo in accordo con quanto indicato nei paragrafi precedenti e si attivano gli elementi delle murette, si modificano le proprietà meccaniche del rivestimento di prima fase. In Figura 3-20 e Figura 3-21 è rappresentato l'andamento delle tensioni nell'ammasso e negli elementi strutturali, in Figura 3-22 e Figura 3-23 è rappresentato l'andamento degli spostamenti.

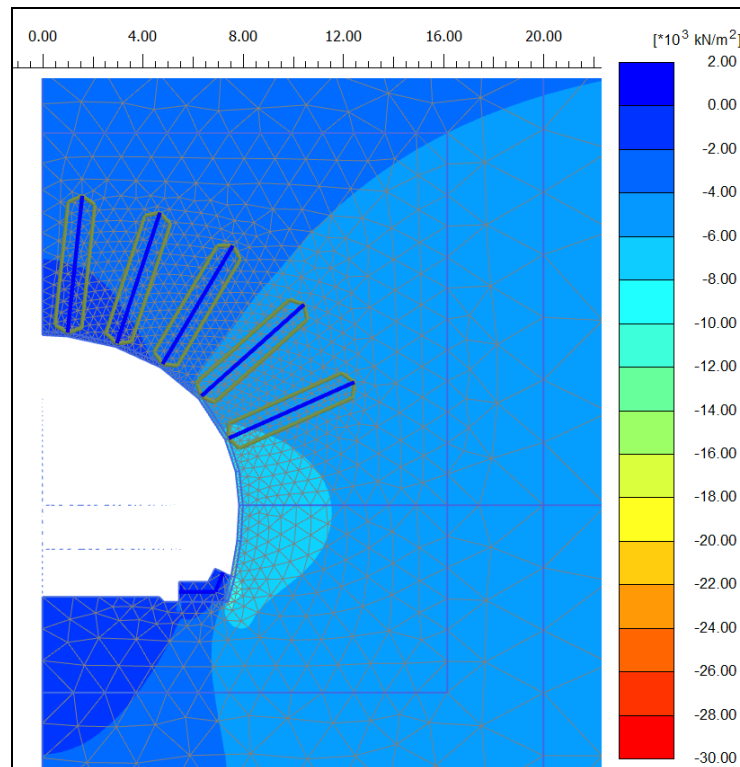


Figura 3-20 2-1, getto murette - σ'_y (kPa)

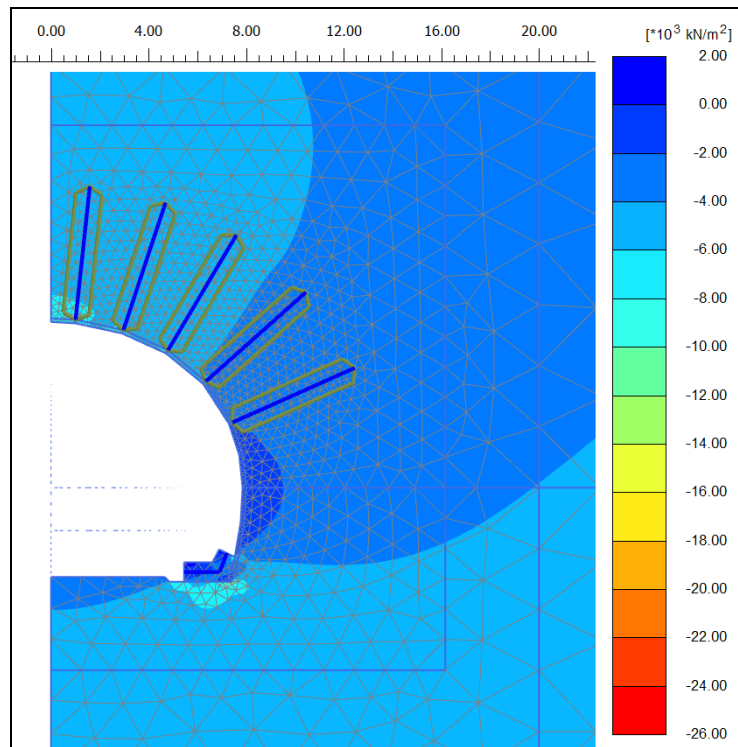


Figura 3-21 **2-1, getto murette - σ'_x (kPa)**

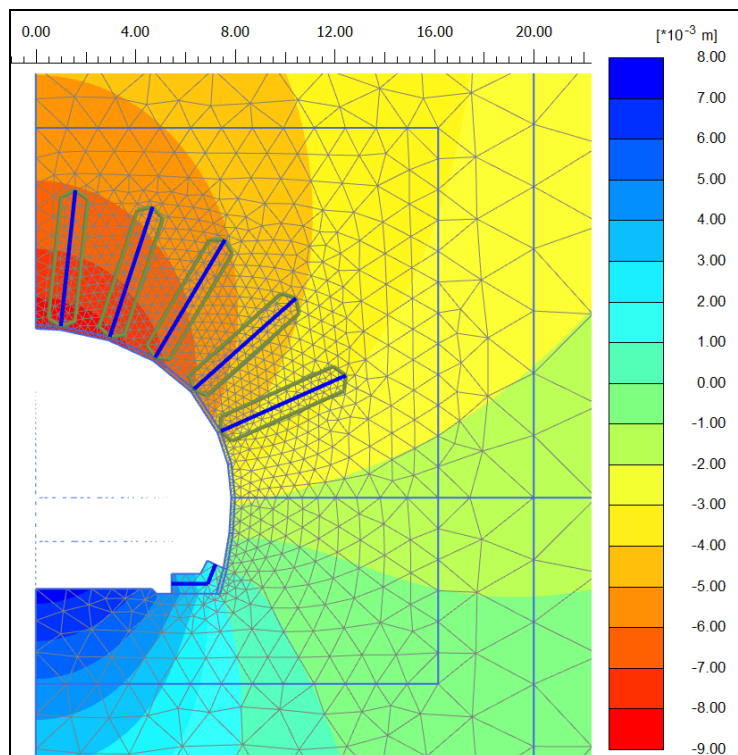


Figura 3-22 **2-1, getto murette - u_y (m)**

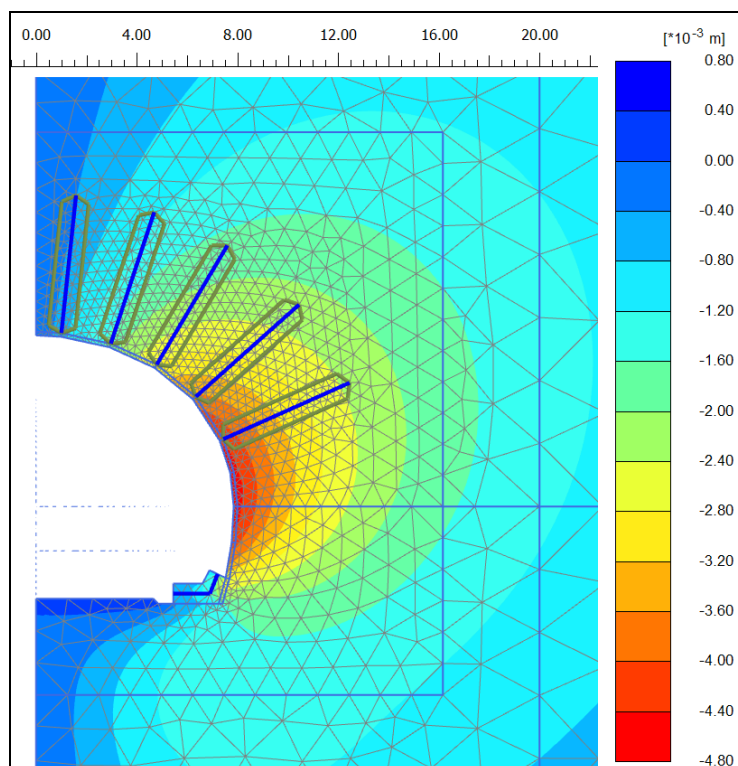


Figura 3-23 2-1, getto murette - u_x (m)

3.3.5 Getto calotta

Si riducono le forze di scavo in accordo con quanto indicato nei paragrafi precedenti, si modificano le proprietà meccaniche delle murette e del rivestimento di prima fase (raggiungono resistenza finale) e si attivano gli elementi della calotta e l'interfaccia fra rivestimento definitivo e di prima fase. In Figura 3-24 e Figura 3-25 è rappresentato l'andamento delle tensioni nell'ammasso e negli elementi strutturali, in Figura 3-26 e Figura 3-27 è rappresentato l'andamento degli spostamenti.

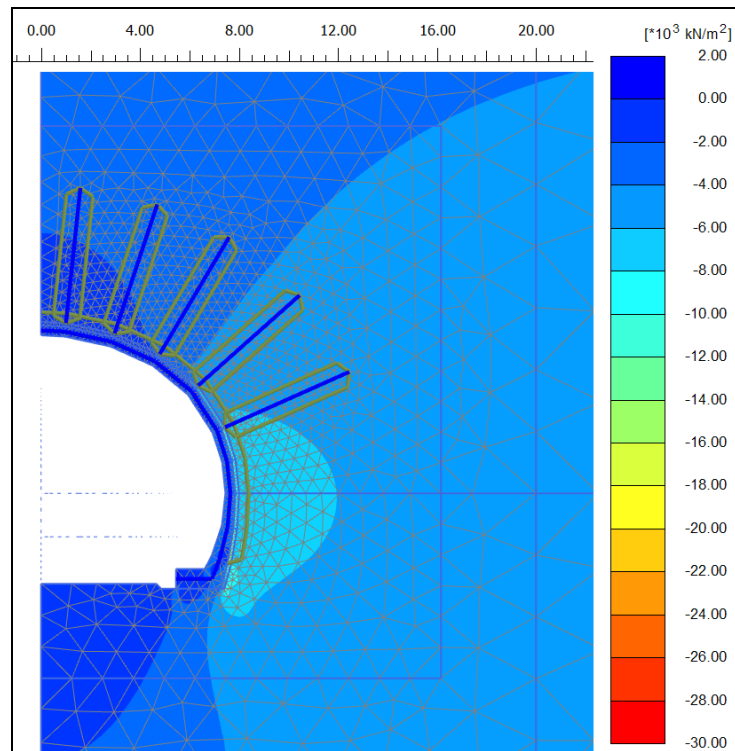


Figura 3-24 **2-2, getto calotta - σ'_y (kPa)**

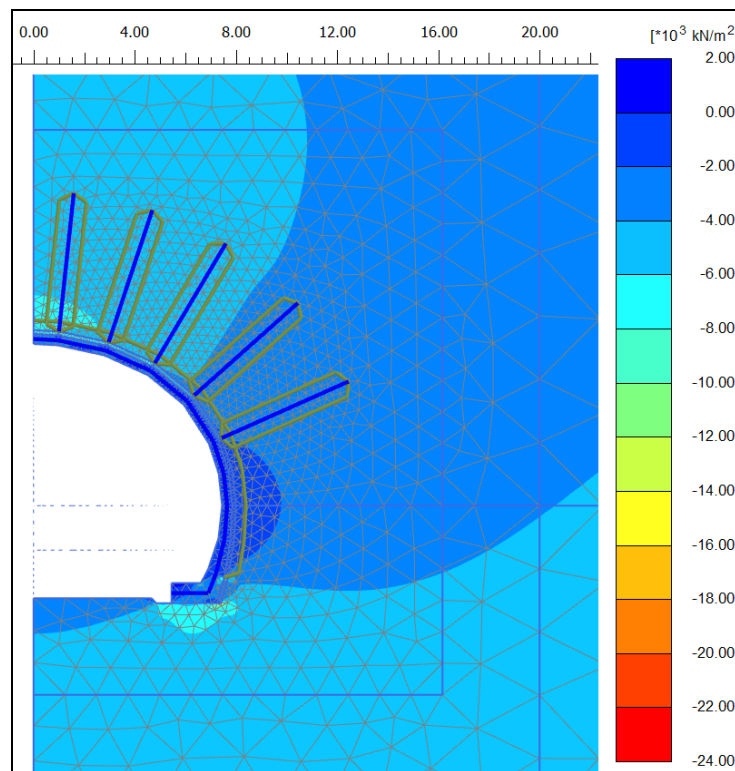


Figura 3-25 **2-2, getto calotta - σ'_x (kPa)**

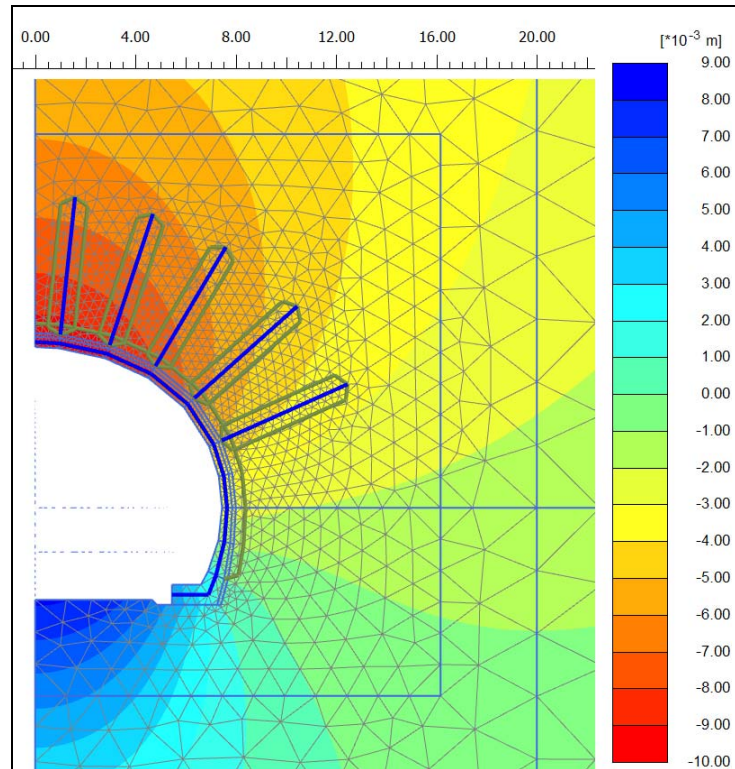


Figura 3-26 **2-2, getto calotta - u_y (m)**

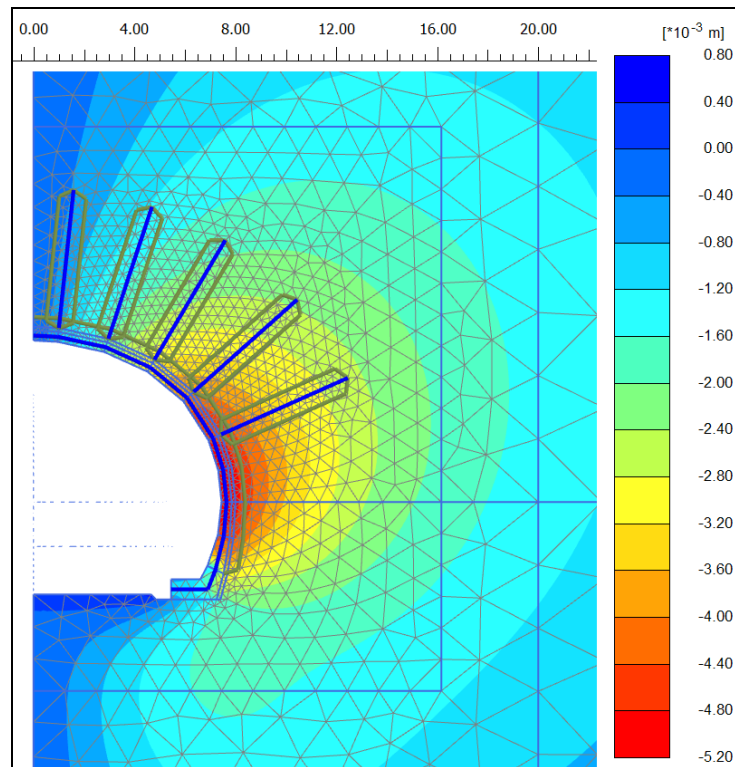


Figura 3-27 **2-2, getto calotta - u_x (m)**

3.3.6 Completamento scarico

Si annullano le forze di scavo In Figura 3-28 e Figura 3-29 è rappresentato l'andamento delle tensioni nell'ammasso e negli elementi strutturali, in Figura 3-30 e Figura 3-31 è rappresentato l'andamento degli spostamenti.

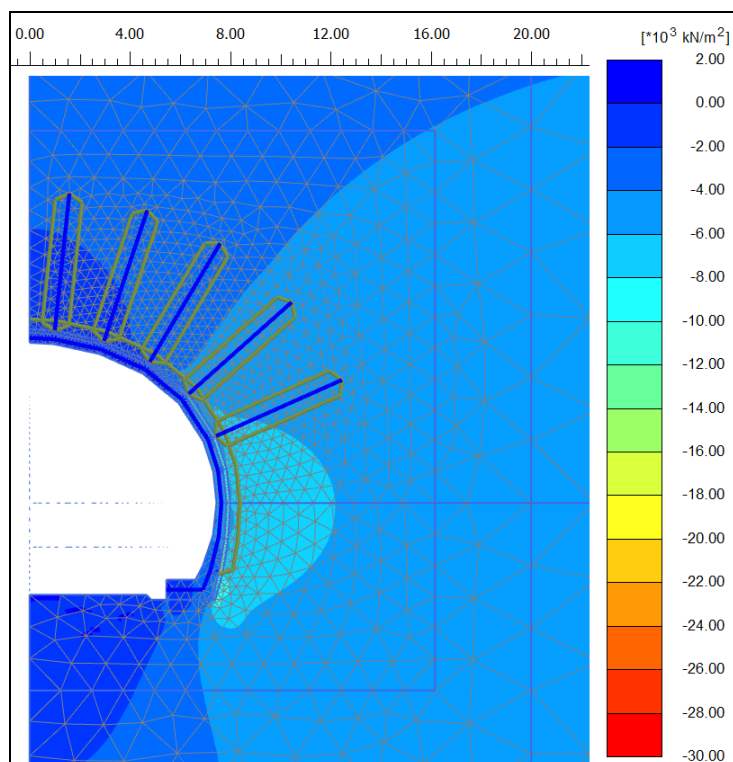


Figura 3-28 3-1, completamento scarico - σ'_y (kPa)

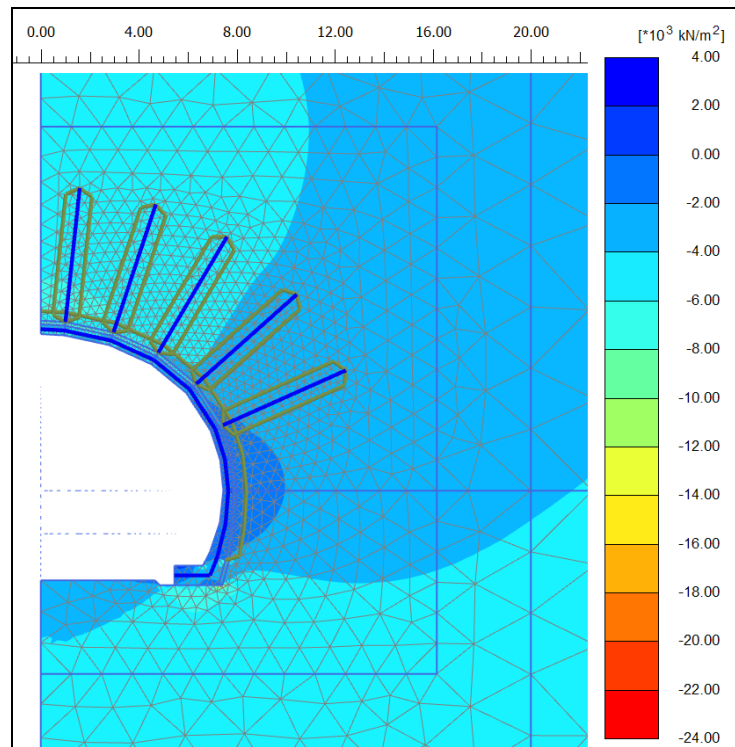


Figura 3-29 **3-1, completamento scarico - σ'_x (kPa)**

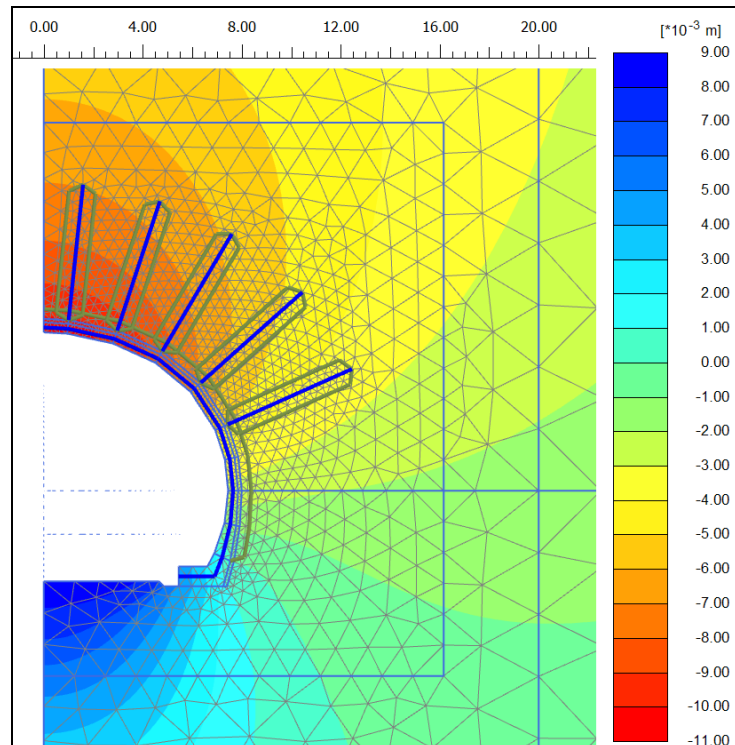


Figura 3-30 **3-1, completamento scarico - u_y (m)**

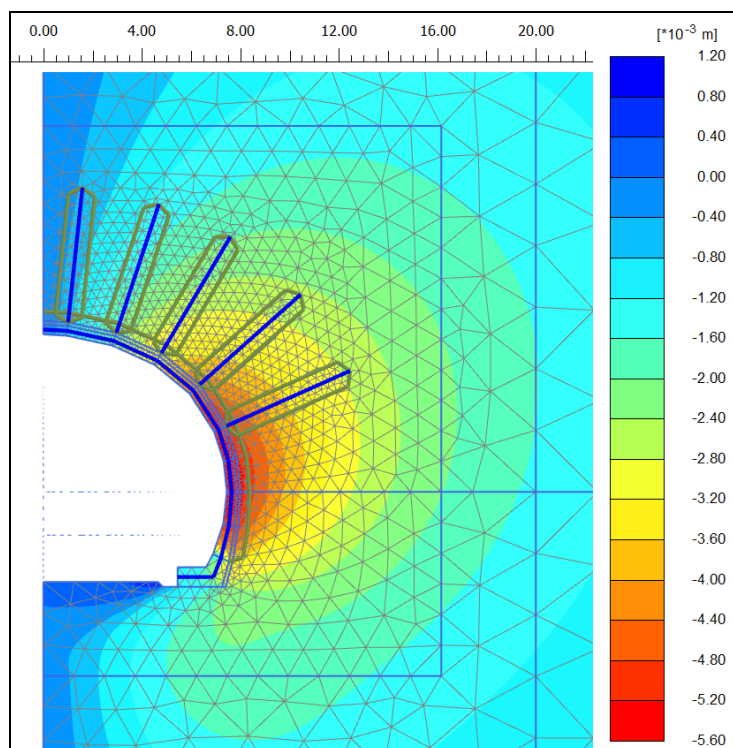


Figura 3-31 3-1, completamento scarico - u_x (m)

3.3.7 Configurazione finale

Vengono disattivati i rivestimenti di prima fase (allo spritz beton si attribuiscono le caratteristiche dell'ammasso) e si attivano gli elementi del riempimento fino a quota pavimentazione. In Figura 3-32 e Figura 3-33 è rappresentato l'andamento delle tensioni nell'ammasso e negli elementi strutturali, in Figura 3-34 e Figura 3-35 è rappresentato l'andamento degli spostamenti. I medesimi grafici sono riportati per l'intero modello in Figura 3-36÷Figura 3-39. In Figura 3-40 sono rappresentate le aree plasticizzate nella configurazione in esame.

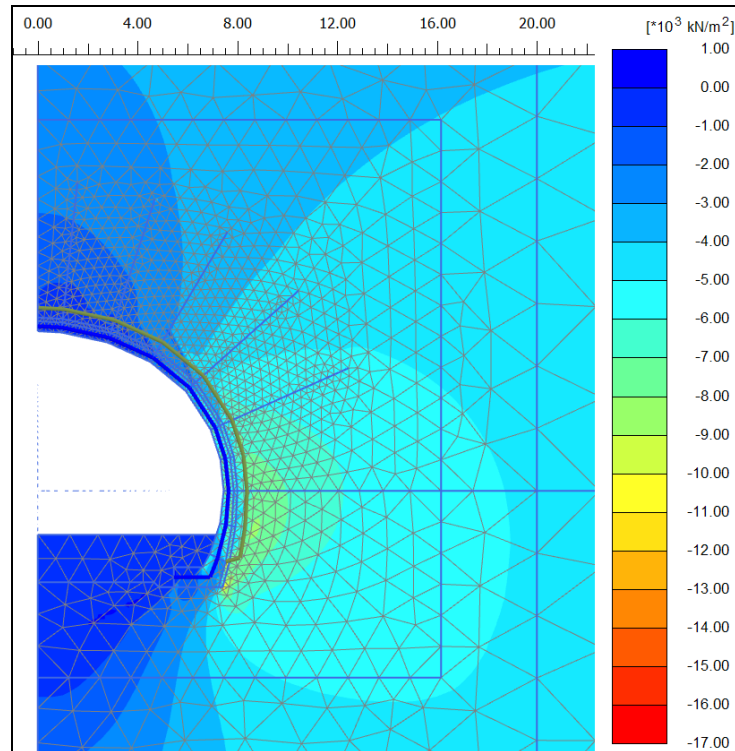


Figura 3-32 **3-2, configurazione finale - σ'_y (kPa)**

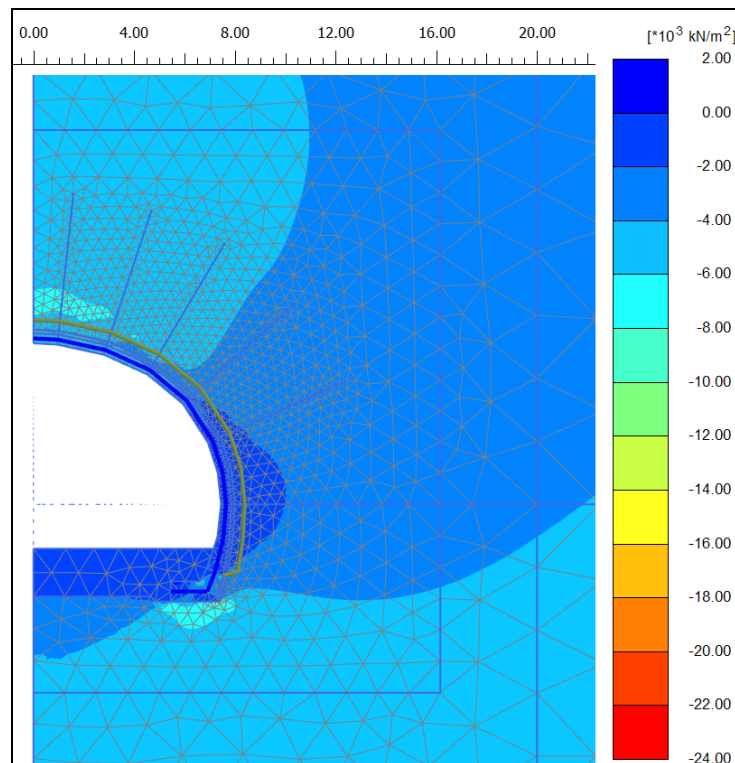


Figura 3-33 **3-2, configurazione finale - σ'_x (kPa)**

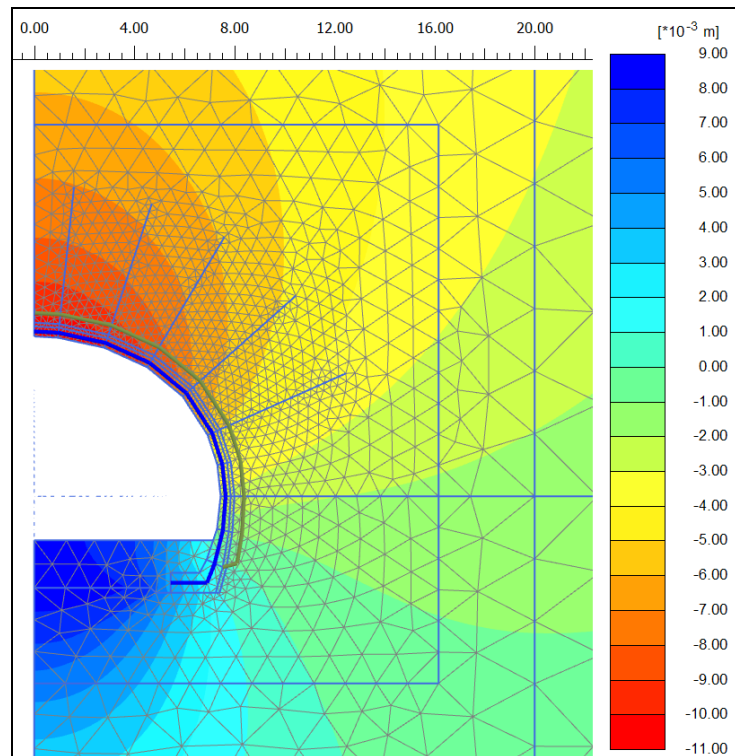


Figura 3-34 3-2, configurazione finale - u_y (m)

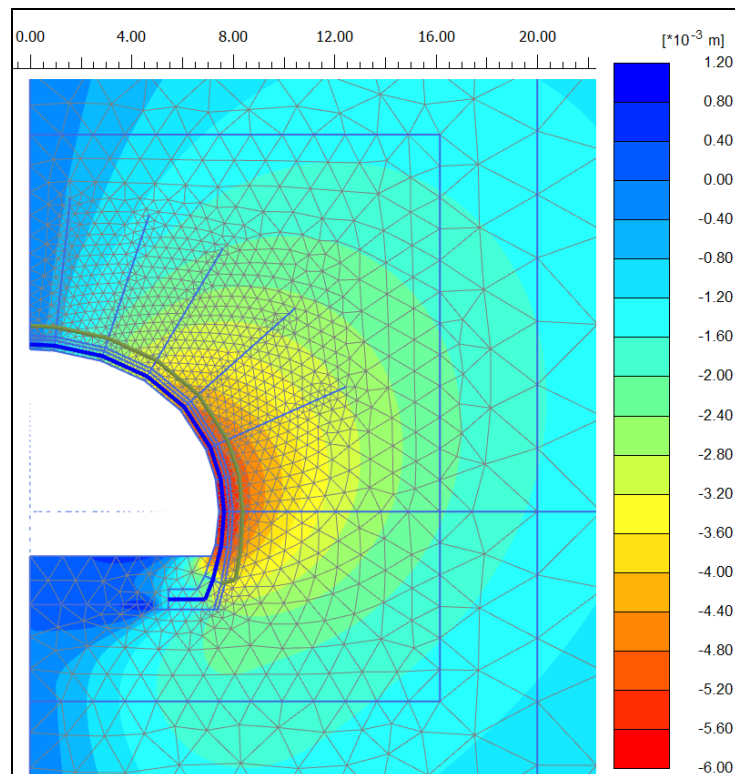


Figura 3-35 3-2, configurazione finale - u_x (m)

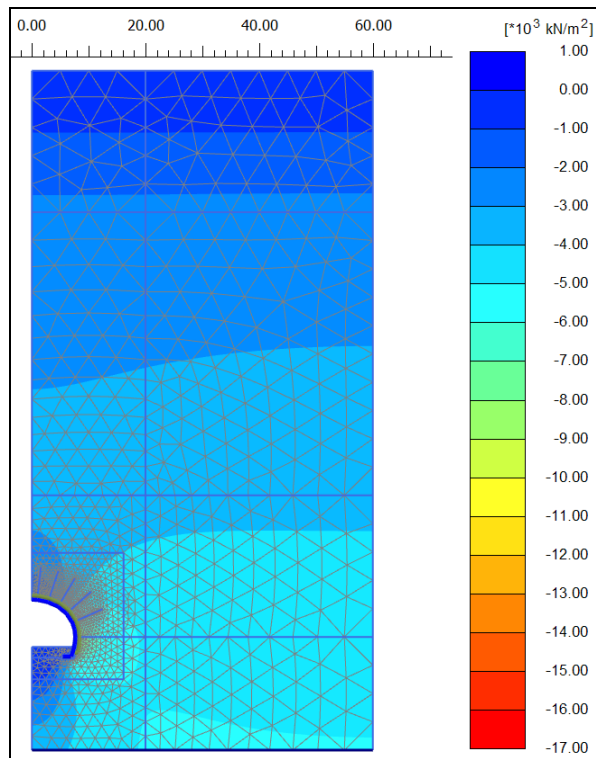


Figura 3-36 **3-2, configurazione finale - σ'_y (kPa)**

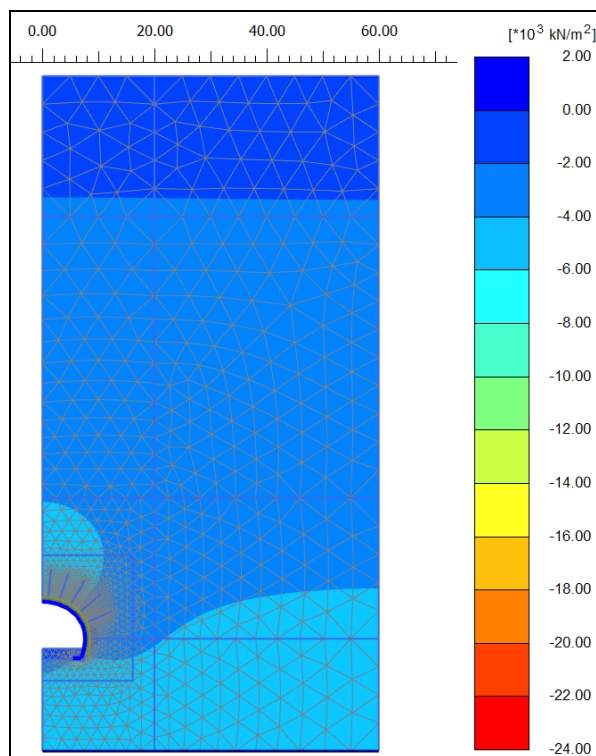


Figura 3-37 **3-2, configurazione finale - σ'_x (kPa)**

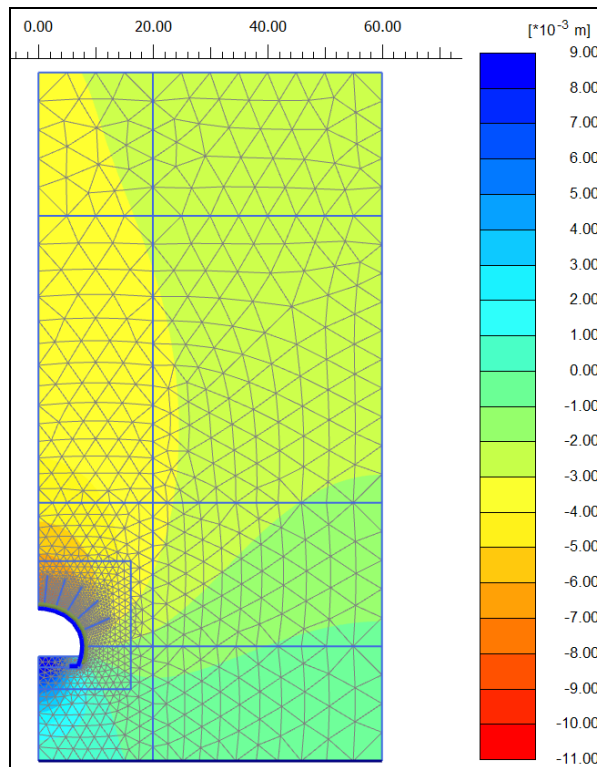


Figura 3-38 **3-2, configurazione finale - u_y (m)**

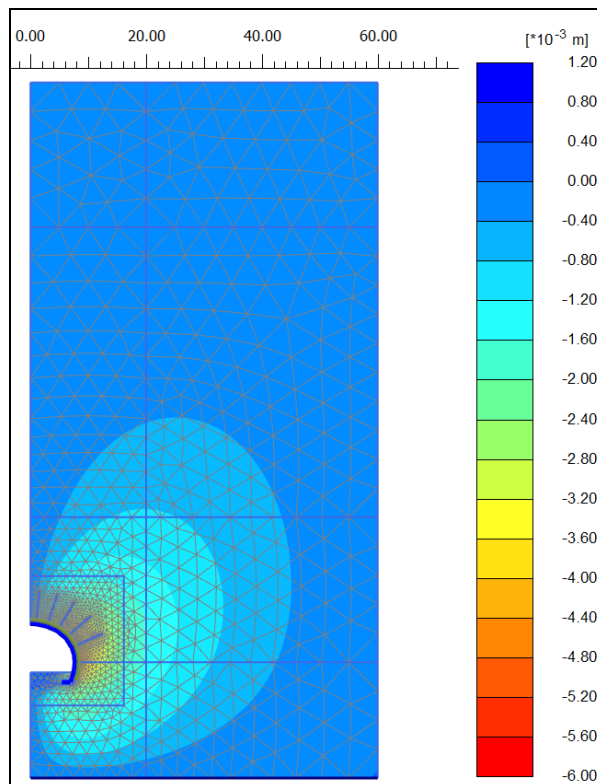


Figura 3-39 **3-2, configurazione finale - u_x (m)**

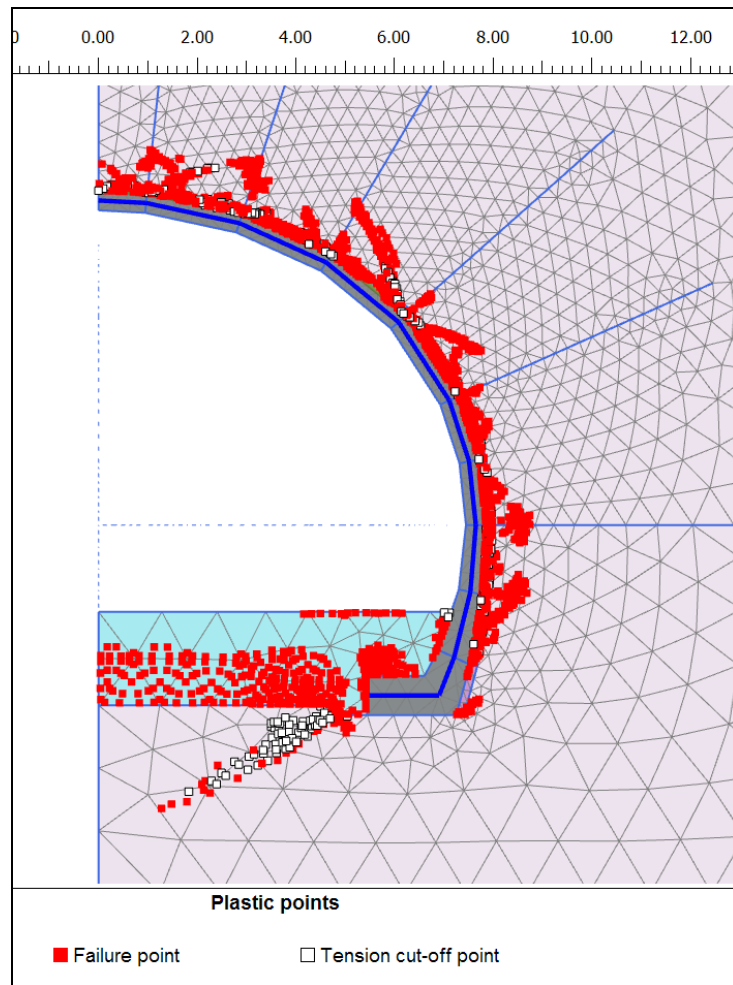


Figura 3-40 3-2, configurazione finale - zone plasticizzate

4 VERIFICHE STRUTTURALI

4.1 CRITERI DI CALCOLO

Le verifiche vengono effettuate in accordo a quanto riportato nelle linee guida e nelle NCT 2008.

Per rivestimento di prima fase e definitivo le sollecitazioni sono state determinate per interpolazione delle sollecitazioni nelle sezioni considerate rappresentative (Figura 4-1).

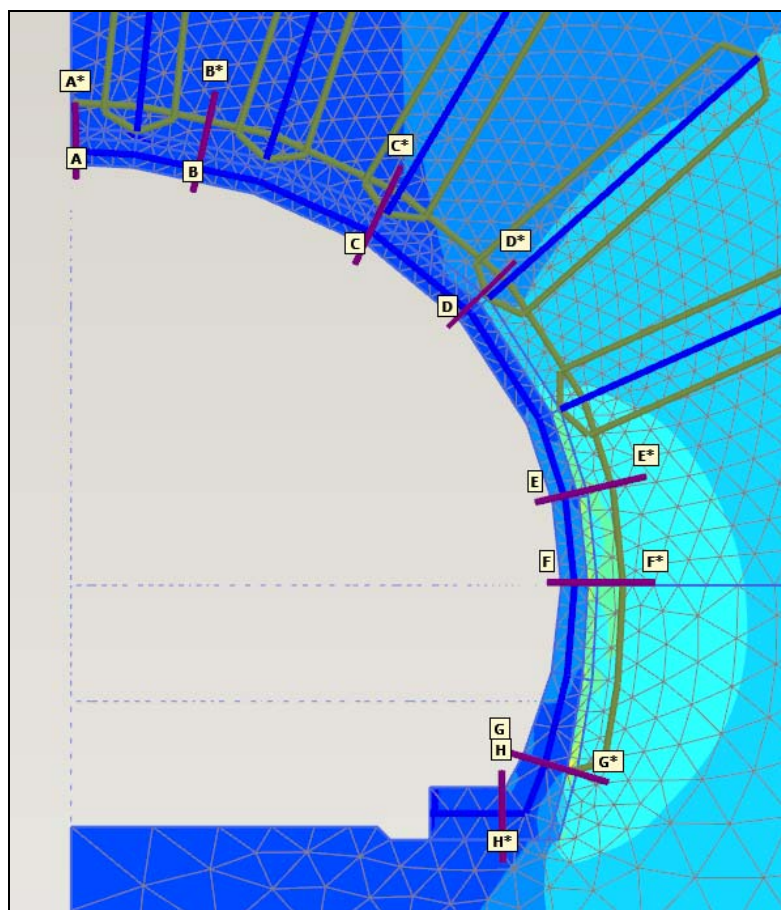


Figura 4-1 Ubicazione sezioni di verifica

4.2 RIVESTIMENTO DI PRIMA FASE

4.2.1 Spritz beton

4.2.1.1 SLU - pressoflessione

			SLU - pressoflessione					
Nd	Md	Vd	e	e<0.3h	Nrd	NRd0	Nd <= Nrd	Nd >= NRd0
kN	kNm	kN	m	-	kN	kN	-	-
-146.5	-0.2	4.8	0.0	Verif	-1139.4	-54.3	Verif.	Verif.
-128.3	0.1	0.0	0.0	Verif	-1139.4	-54.3	Verif.	Verif.
-188.2	-0.4	13.2	0.0	Verif	-1139.4	-54.3	Verif.	Verif.
-204.1	-0.4	-6.5	0.0	Verif	-1139.4	-54.3	Verif.	Verif.
-192.8	-0.6	-5.5	0.0	Verif	-1139.4	-54.3	Verif.	Verif.
-177.5	-0.6	-7.9	0.0	Verif	-1139.4	-54.3	Verif.	Verif.

Tabella 4-1 Verifica rivestimento di prima fase sp 0.15m, maturazione 1 giorno - verifica tabellare pressoflessione

			SLU - pressoflessione					
Nd	Md	Vd	e	e<0.3h	Nrd	NRd0	Nd <= Nrd	Nd >= NRd0
kN	kNm	kN	m	-	kN	kN	-	-
-1331.2	-2.7	45.2	0.0	Verif	-1862.5	-88.7	Verif.	Verif.
-1202.3	1.1	0.0	0.0	Verif	-1862.5	-88.7	Verif.	Verif.
-1664.4	-4.9	107.6	0.0	Verif	-1862.5	-88.7	Verif.	Verif.
-1804.5	-5.3	-64.5	0.0	Verif	-1862.5	-88.7	Verif.	Verif.
-1838.3	-7.5	-52.4	0.0	Verif	-1862.5	-88.7	Verif.	Verif.
-1804.1	-7.6	-76.1	0.0	Verif	-1862.5	-88.7	Verif.	Verif.

Tabella 4-2 Verifica rivestimento di prima fase sp 0.15m, maturazione 7 giorni - verifica tabellare pressoflessione

			SLU - pressoflessione					
Nd	Md	Vd	e	e<0.3h	Nrd	NRd0	Nd <= Nrd	Nd >= NRd0
kN	kNm	kN	m	-	kN	kN	-	-
-1366.1	-3.1	0.0	0.0	Verif	-2469.2	-117.7	Verif.	Verif.
-1378.0	-3.5	0.0	0.0	Verif	-2469.2	-117.7	Verif.	Verif.
-1265.6	1.3	0.0	0.0	Verif	-2469.2	-117.7	Verif.	Verif.
-1338.9	1.5	0.0	0.0	Verif	-2469.2	-117.7	Verif.	Verif.
-1678.2	-5.8	0.0	0.0	Verif	-2469.2	-117.7	Verif.	Verif.
-1646.8	-8.1	0.0	0.0	Verif	-2469.2	-117.7	Verif.	Verif.
-1819.2	-5.9	0.0	0.0	Verif	-2469.2	-117.7	Verif.	Verif.
-1786.7	-7.4	0.0	0.0	Verif	-2469.2	-117.7	Verif.	Verif.
-1861.3	-8.2	0.0	0.0	Verif	-2469.2	-117.7	Verif.	Verif.
-1861.1	-9.3	0.0	0.0	Verif	-2469.2	-117.7	Verif.	Verif.
-1824.6	-8.5	0.0	0.0	Verif	-2469.2	-117.7	Verif.	Verif.
-1853.7	-9.7	0.0	0.0	Verif	-2469.2	-117.7	Verif.	Verif.

Tabella 4-3 Verifica rivestimento di prima fase sp 0.15m, maturazione 28 giorni - verifica tabellare pressoflessione

4.3 RIVESTIMENTO DEFINITIVO

4.3.1 Calotta

4.3.1.1 SLU - pressoflessione

Nd	Md	Vd	SLU - pressoflessione					
			e	e<0.3h	Nrd	NRd0	Nd <= Nrd	Nd >= NRd0
kN	kNm	kN	m	-	kN	kN	-	-
-1255.4	-12.2	30.1	0.0	Verif	-6584.6	-313.7	Verif.	Verif.
-2298.2	-33.9	53.1	0.0	Verif	-6584.6	-313.7	Verif.	Verif.
-2986.3	-48.4	68.4	0.0	Verif	-6584.6	-313.7	Verif.	Verif.
-1285.6	27.1	-1.7	0.0	Verif	-6584.6	-313.7	Verif.	Verif.
-2352.5	62.9	4.0	0.0	Verif	-6584.6	-313.7	Verif.	Verif.
-2922.0	66.0	0.9	0.0	Verif	-6584.6	-313.7	Verif.	Verif.
-1533.1	-55.9	152.0	0.0	Verif	-6584.5	-313.7	Verif.	Verif.
-2707.3	-113.4	261.9	0.0	Verif	-6584.5	-313.7	Verif.	Verif.
-3583.7	-138.1	333.7	0.0	Verif	-6584.5	-313.7	Verif.	Verif.
-1556.5	-65.2	38.5	0.0	Verif	-6584.5	-313.7	Verif.	Verif.
-2679.1	-126.4	71.4	0.0	Verif	-6584.5	-313.7	Verif.	Verif.
-3782.5	-85.0	146.7	0.0	Verif	-6584.6	-313.7	Verif.	Verif.
-1661.0	-42.4	11.6	0.0	Verif	-6584.6	-313.7	Verif.	Verif.
-2778.5	-79.5	26.5	0.0	Verif	-6584.6	-313.7	Verif.	Verif.
-3704.2	-77.7	38.2	0.0	Verif	-6584.6	-313.7	Verif.	Verif.
-1742.9	-41.8	-17.8	0.0	Verif	-6584.6	-313.7	Verif.	Verif.
-2904.1	-68.8	-36.8	0.0	Verif	-6584.6	-313.7	Verif.	Verif.
-3986.6	-76.2	-23.8	0.0	Verif	-6584.6	-313.7	Verif.	Verif.

Tabella 4-4 Verifica calotta sp 0.40m, non armata, maturazione 28 giorni - verifica tabellare pressoflessione

4.3.2 Murette

4.3.2.1 SLU - pressoflessione

Nd	Md	Vd	SLU - pressoflessione					
			e	e<0.3h	Nrd	NRd0	Nd <= Nrd	Nd >= NRd0
kN	kNm	kN	m	-	kN	kN	-	-
-3121.1	-33.0	-1432.0	0.0	Verif	-4247.1	-202.4	Verif.	Verif.

Tabella 4-5 Verifica Verifica muretta sp 0.70m, non armata, maturazione 3 giorni - verifica tabellare pressoflessione

SLU - pressoflessione								
Nd	Md	Vd	e	e<0.3h	Nrd	NRd0	Nd <= Nrd	Nd >= NRd0
kN	kNm	kN	m	-	kN	kN	-	-
-3238.1	-224.3	264.8	0.1	Verif	-11522.9	-549.0	Verif.	Verif.
-7903.0	164.4	273.2	0.0	Verif	-11523.1	-549.0	Verif.	Verif.
-5072.7	-310.8	-2437.8	0.1	Verif	-11523.0	-549.0	Verif.	Verif.
-5372.8	-468.5	-2804.9	0.1	Verif	-11522.9	-549.0	Verif.	Verif.
-5825.0	-618.2	-2960.4	0.1	Verif	-11522.8	-549.0	Verif.	Verif.

Tabella 4-6 **Verifica Verifica muretta sp 0.70m, non armata, maturazione 28 giorni -**
verifica tabellare pressoflessione

COLLEGAMENTO FRA LA VALFONTANABUONA E L'AUTOSTRADA A12 GENOVA-ROMA

Adeguamento del sistema A7-A10-A12

Progetto Definitivo

Gallerie Naturali - Elaborati generali

Relazione di calcolo – Allegati di calcolo

Allegato 2 – Sezione Ac

Caratteristiche modello numerico, risultati delle analisi, verifiche

INDICE

1	INTRODUZIONE	3
2	MODELLAZIONE NUMERICA	4
2.1	CODICE DI CALCOLO.....	4
2.2	MODELLO DI CALCOLO.....	5
2.2.1	<i>Caratteristiche della sezione di scavo.....</i>	5
2.2.2	<i>Geometria del modello</i>	6
2.2.3	<i>Modello di comportamento del terreno.....</i>	8
2.2.4	<i>Stato di sforzo geostatico.....</i>	10
2.2.5	<i>Caratteristiche degli elementi strutturali.....</i>	11
2.2.5.1	Rivestimento di prima fase	11
2.2.5.2	Rivestimento definitivo.....	12
3	MODELLAZIONE DELLO SCAVO DELLE GALLERIE	13
3.1	GENERALITÀ.....	13
3.2	FASI DELL'ANALISI – CONFIGURAZIONE GEOMETRICA	14
3.3	FASI DELL'ANALISI – PRINCIPALI RISULTATI.....	18
3.3.1	<i>Configurazione iniziale</i>	18
3.3.2	<i>Avvicinamento del fronte</i>	20
3.3.3	<i>Getto spritz beton</i>	22
3.3.4	<i>Scavo e getto arco rovescio.....</i>	25
3.3.5	<i>Getto calotta</i>	28
3.3.6	<i>Completamento scarico.....</i>	31
3.3.7	<i>Configurazione finale.....</i>	33
4	VERIFICHE STRUTTURALI	39
4.1	CRITERI DI CALCOLO	39
4.2	RIVESTIMENTO DI PRIMA FASE	40
4.3	RIVESTIMENTO DEFINITIVO	43
4.3.1	<i>Arco rovescio.....</i>	43
4.3.1.1	SLU - pressoflessione	43
4.3.1.2	SLU - taglio.....	45
4.3.1.3	SLE	45
4.3.2	<i>Calotta e muretta</i>	46
4.3.2.1	SLU – pressoflessione.....	46
4.3.2.2	SLU - taglio.....	48
4.3.2.3	SLE	49

1 INTRODUZIONE

Il presente allegato riporta la descrizione del modello di calcolo realizzato allo scopo di simulare le fasi realizzative delle gallerie secondo le sezioni di scavo tipo Ac previste per le gallerie Caravaggio e Fontanabuona, ed i risultati di tali analisi, in modo da potere valutare l'effetto degli scavi e degli interventi previsti e (nel seguito) eseguire le verifiche delle strutture di sostegno e rivestimento, secondo quanto previsto da normativa.

La modellizzazione eseguita ha avuto lo scopo principale di analizzare le condizioni allo scavo sulla base degli interventi ipotizzati, derivanti dalle esperienze in casi simili e dalle valutazioni di base effettuate secondo metodologie empiriche, cercando di evidenziare eventuali problematiche a livello strutturale.

Le analisi, condotte in stato piano delle deformazioni, sono state eseguite con il programma ad elementi finiti Plaxis (si veda la relazione di calcolo per una sintetica descrizione delle caratteristiche di tale software).

Concordemente con quanto fatto per le analisi preliminari con le linee caratteristiche, per la modellazione del comportamento dell'ammasso è stato considerato il criterio di Mohr-Coulomb, i cui parametri sono stati ottenuti per linearizzazione del criterio di Hoek-Brown, in accordo con le massime coperture nella tratta di riferimento per la sezione in esame.

I pochi dati piezometrici a disposizione non evidenziano la presenza di un battente idraulico alle profondità di riferimento, pertanto la presenza della falda non è stata presa in considerazione nelle analisi numeriche.

2 MODELLAZIONE NUMERICA

2.1 CODICE DI CALCOLO

Le analisi tenso-deformative presentate nel seguito sono state condotte utilizzando il codice di calcolo Plaxis 2D, il quale consente di affrontare problemi di meccanica del continuo, determinando gli stati tensionali e deformativi in un dominio bidimensionale, le cui caratteristiche sono definite da leggi di comportamento di tipo elastico o plastico e da imposte condizioni al contorno, implementando il metodo degli elementi finiti. Per maggiori dettagli sul programma di analisi si rimanda alla relazione di calcolo di cui questo allegato è parte integrante.

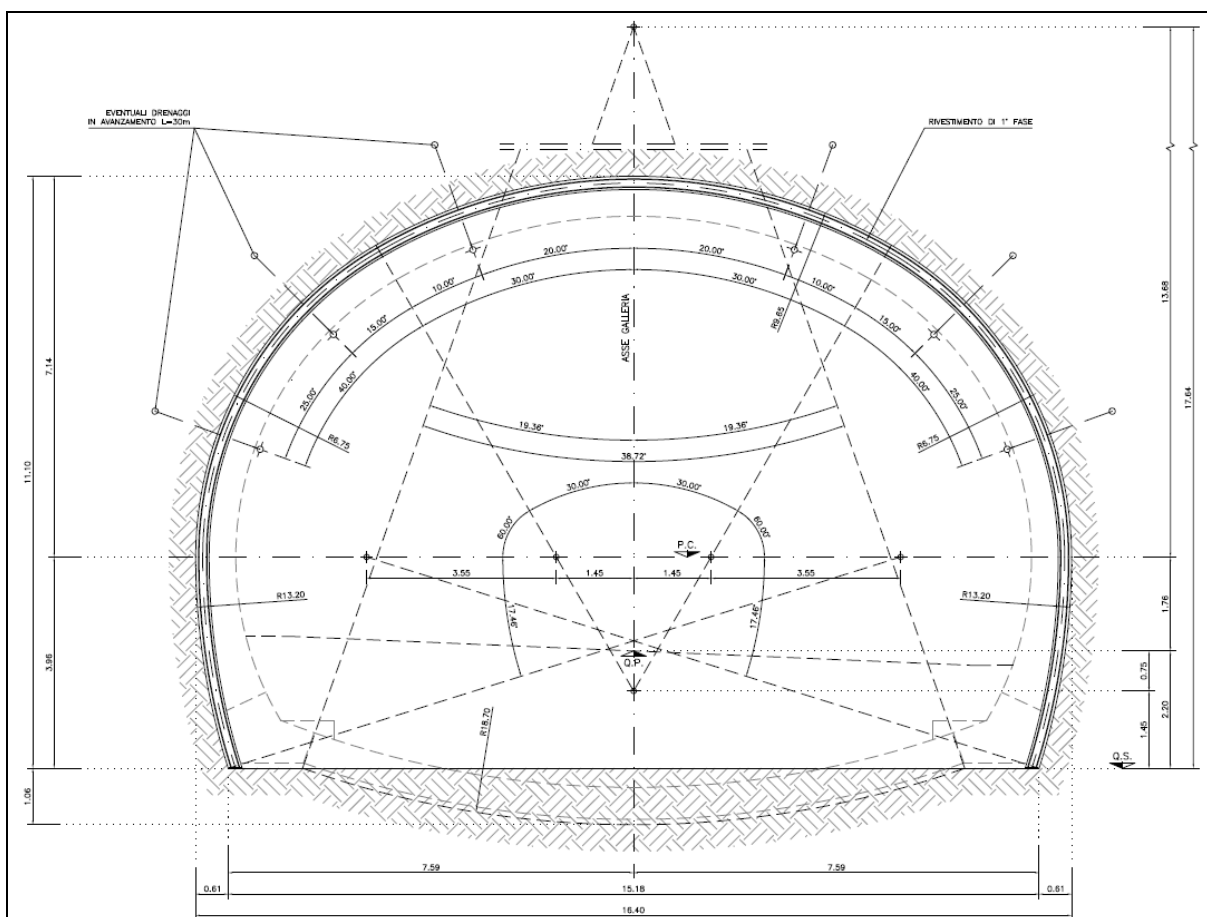


Figura 2-1 Ac – Sezione di scavo

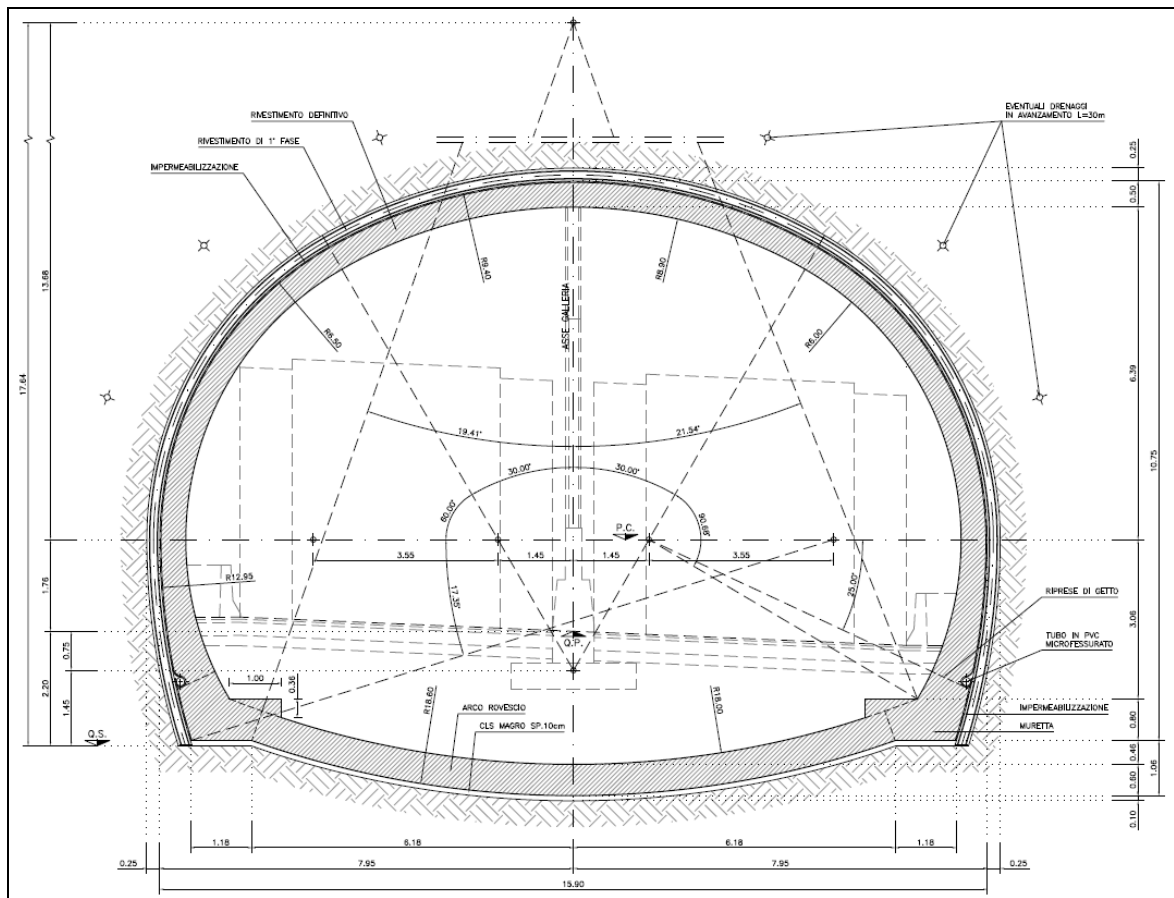


Figura 2-2 Ac – Rivestimento definitivo

2.2 MODELLO DI CALCOLO

2.2.1 Caratteristiche della sezione di scavo

La sezione tipo è costituita da (Figura 2-1, Figura 2-2):

- eventuali (solo in presenza d'acqua) 3+3 drenaggi in avanzamento, della lunghezza di 30 m con sovrapposizione di 10 m, microfessurati per 20 m da fondo foro e ciechi per 10 m verso boccaforno;
- strato di calcestruzzo proiettato al fronte di scavo pari a 5 cm o 10 cm nel caso dei fronti di avanzamento dal lato Rapallo per i quali gli strati al fronte di scavo si presenteranno a franapoggio;
- primo strato al contorno del cavo di 5 cm di calcestruzzo proiettato e secondo strato di calcestruzzo proiettato dello spessore di 20 cm;

- centine 2IPN160 passo medio 1.50m (var. 1.20÷1.80)
- arco rovescio spessore 0.60m, murette dello spessore di spessore 0.80 m;
- rivestimento definitivo costituito da un arco di calcestruzzo armato avente spessore di 0.50 m.

2.2.2 Geometria del modello

Nella preparazione del modello è stata sfruttata la simmetria del problema rispetto all'asse della galleria, il modello (relativo alla metà destra della galleria) misura quindi 60m di larghezza e 120m di altezza, la discretizzazione adottata ha previsto la definizione di 25119 nodi e 3089 elementi. L'origine del sistema di riferimento è stata posizionata in asse galleria, all'altezza del piano dei centri (Figura 2-3).

La copertura di riferimento per l'analisi in oggetto è pari a 200m (per semplicità calcolata rispetto al piano dei centri, l'approssimazione introdotta è irrilevante ai fini del calcolo), le caratteristiche degli elementi strutturali (in particolare il passo delle centine) sono quelle relative alla sezione media, in termini di intensità dei consolidamenti (cfr. Figura 2-4)

Viste le elevate coperture previste in progetto, e le difficoltà nella gestione di modelli troppo grandi e/o con rapporto altezza/larghezza molto lontano dall'unità, il modello è stato preparato in modo da prevedere la presenza fra i 75 e i 100m di quota di uno strato di materiale a cui attribuire peso specifico variabile in modo da simulare alle profondità di interesse lo stato di sforzo geostatico

Il modello è stato creato con elementi triangolari a 15 nodi, in stato piano delle deformazioni, ove è stato ritenuto necessario sono stati inseriti elementi "plate" (piastra) di opportuna rigidità e interfacce per meglio simulare la presenza di materiali strutturali a contatto col terreno e la corrispondente riduzione della rigidità al contatto fra i materiali. In particolare, i rivestimenti di prima fase e definitivo sono stati modellati con il loro reale spessore ed attribuendo agli elementi soil caratteristiche meccaniche tali da simulare il comportamento del materiale in funzione anche della maturazione dei getti. Nel rivestimento definitivo, per agevolare l'identificazione delle zone maggiormente sollecitate, sono stati inseriti elementi plate con rigidità 1000 volte inferiore a quelle del rivestimento, tale quindi da non alterare i risultati dell'analisi. Interfacce sono state modellate nelle zone interessate dal posizionamento del telo di impermeabilizzazione del rivestimento definitivo.

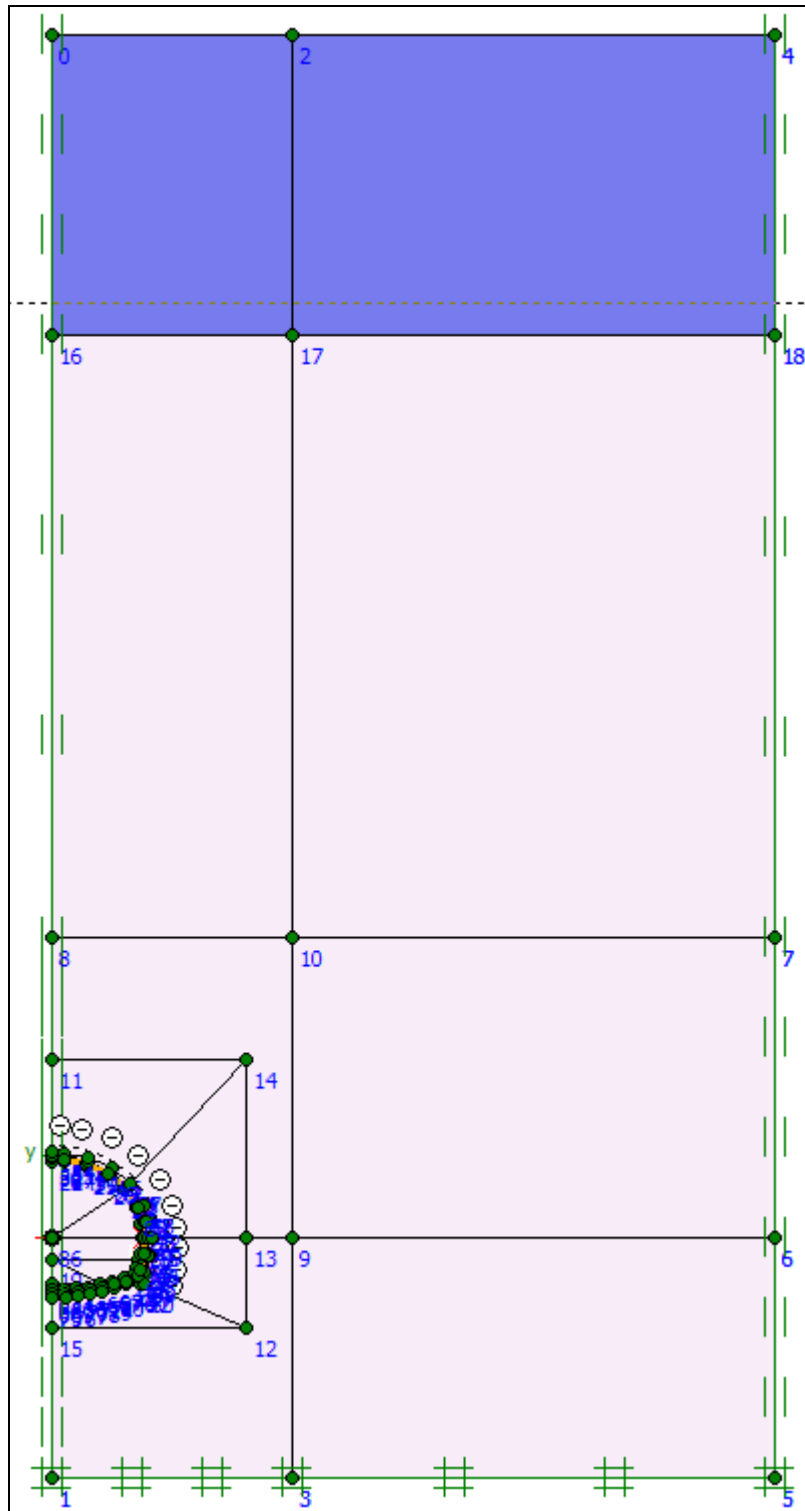


Figura 2-3 Ac – Geometria modello

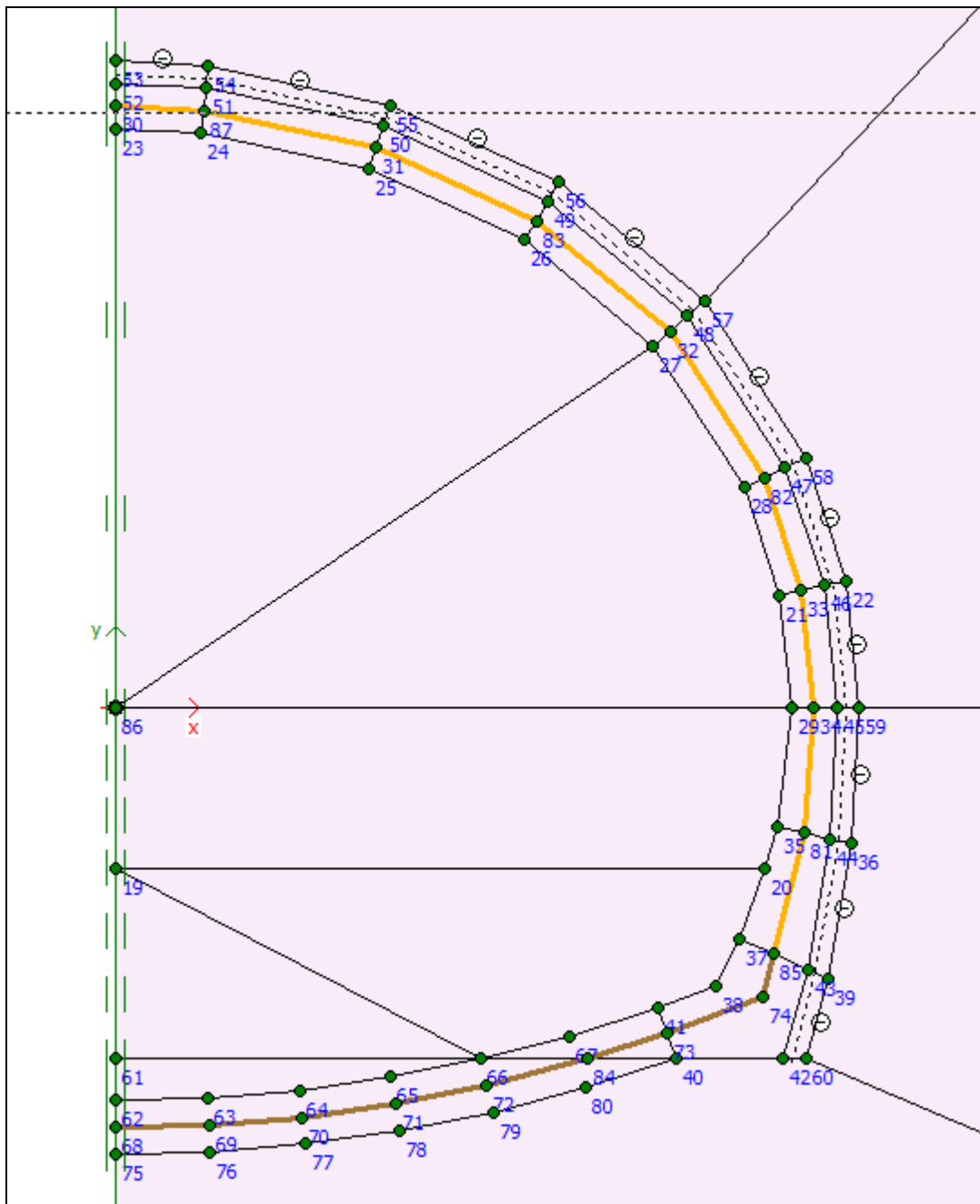


Figura 2-4 Ac – Geometria modello, dettaglio sezione

2.2.3 Modello di comportamento del terreno

Dalla caratterizzazione geomeccanica effettuata per l'ammasso in oggetto sono stati ricavati i parametri riportati in Tabella 2.1. Le analisi con il metodo delle linee caratteristiche e le analisi numeriche agli elementi finiti sono state condotte applicando il criterio di Mohr-Coulomb, i cui parametri sono stati determinati per linearizzazione del criterio di Hoek-Brown per le profondità di interesse (nel caso

specifico la profondità è stata assunta pari a 240m, cfr Figura 2-5). I risultati della linearizzazione sono riportati in Tabella 2.2.

GALLERIE FONTANABUONA E CARAVAGGIO		
FORMAZIONE DEL MONTE ANTOLA		
γ (kN/m ³)	Valore medio	27.0
σ_{ci} (MPa)	Valore medio	65.0
	Deviazione standard	20.0
	Valore caratteristico	65.0
	Valore caratteristico inferiore	32
	Valore caratteristico superiore	98
m_i	Valore medio	8.0
	Deviazione standard	1.0
	Valore caratteristico	8.0
	Valore caratteristico inferiore	6
	Valore caratteristico superiore	10
GSI	Valore medio	42.0
	Deviazione standard	2.5
	Valore caratteristico	42
	Valore caratteristico inferiore	38
	Valore caratteristico superiore	46

Tabella 2.1 Caratterizzazione formazione Monte Antola, criterio Hoek & Brown

Formazione	Copertura m	γ' kN/m ³	Coesione			Angolo di resist taglio			Modulo deformabilità			Coeff Poisson
			$c'_{k,inf}$ MPa	c'_k MPa	$c'_{k,sup}$ MPa	$\phi'_{k,inf}$ (°)	ϕ'_k (°)	$\phi'_{k,sup}$ (°)	$E_{k,inf}$ MPa	E_k MPa	$E_{k,sup}$ MPa	
Monte Antola	240	27	0.60	0.94	1.30	31	40	46	2800	5100	7900	0.20

Tabella 2.2 Caratterizzazione formazione Monte Antola, criterio Mohr-Coulomb (copertura 240m)

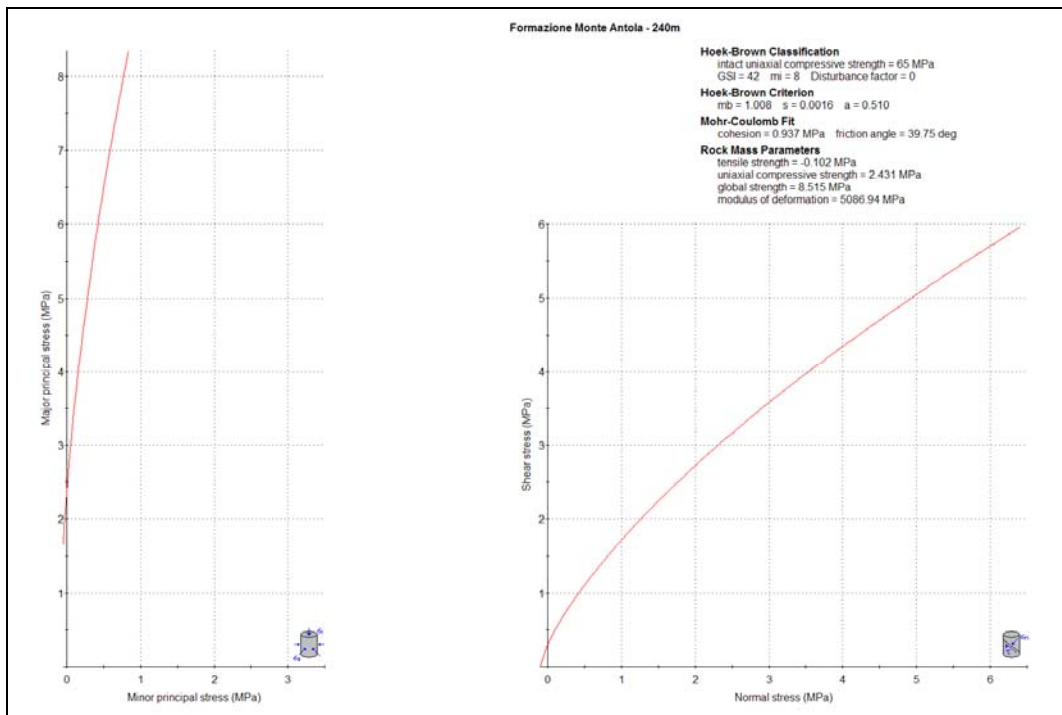


Figura 2-5 FAN - Linearizzazione criterio H-B, coperture 240m

2.2.4 Stato di sforzo geostatico

Come detto precedentemente, per contenere le dimensioni del modello e renderlo gestibile è necessario limitarne le dimensioni in altezza. Per ottenere una corretta distribuzione dello stato di sforzo geostatico è quindi necessario applicare opportune condizioni al contorno: nella fattispecie si è scelto di attribuire agli elementi soil presenti fra $z = 75\text{m}$ e $z = 100\text{m}$ un peso specifico fittizio γ_f , in modo da avere, a $z=75\text{m}$, un valore corretto degli sforzi verticali. Dovendo essere, teoricamente, il modello limitato a $z = 200\text{m}$, si dovrebbe avere

$$\text{per } z = 75\text{m} \quad \sigma_y = (200 - 75)\text{m} * 27 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 3375\text{kPa} \quad \gamma_f = \frac{\sigma_y}{100 - 75} \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 135 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}.$$

Per quanto riguarda la componente orizzontale, si osserva che, viste le elevate coperture in gioco, definire il coefficiente di spinta a riposo come

$$k_0 = 1 - \text{sen}\phi$$

risulterebbe poco realistico, inoltre introdurrebbe un andamento della componente orizzontale dello stato di sforzo dipendente dalla linearizzazione del criterio di Hoek-Brown adottata. Si ritiene più realistico, nel caso specifico e in mancanza di ulteriori valutazioni e dati, assumere

$$k_0 = 1.$$

2.2.5 Caratteristiche degli elementi strutturali

2.2.5.1 Rivestimento di prima fase

Il rivestimento di prima fase, costituito da calcestruzzo proiettato fibrorinforzato ($R_{ck}=35$, fibre $\geq 30\text{kg/m}^3$), è stato modellato con elementi soil, quindi tenendo in considerazione lo spessore reale dei getti (0.25m), ai quali sono state attribuite le caratteristiche riportate in Tabella 2.3. In particolare si segnala che è stato considerato il processo di maturazione dei getti, con variazione del modulo del calcestruzzo in funzione del tempo intercorso fra il getto e la fase di calcolo in esame. Tale valutazione è stata effettuata sulla base del Model Code (si veda la relazione di calcolo di cui questo allegato è parte integrante). Si segnala inoltre che il modulo di Young (E) indicato è un modulo equivalente, omogeneizzato rispetto allo spritz beton, che tiene in considerazione la presenza delle centine (Figura 2-6), in quanto data la tipologia di elementi utilizzati per modellare la presenza del rivestimento di prima fase non è possibile agire sullo spessore equivalente.

PROFILATI LAMINATI			
Sceita Diametro	Sceita spessore	Caratteristiche Profilato Laminato	
HSE	IPN 160	Tipologia Profilato	IPN 160
HSH	IPN 180	Peso profilato	m [kg/m] 17.90
HSL	IPN 200	Altezza Profilato	h [mm] 160.0
HSU	IPN 220	Larghezza Profilo	b [mm] 74.0
IPE	IPN 240	Spessore Anima	t_w [mm] 6.30
IPEA	IPN 260	Spessore Ala	t_f [mm] 9.5
IPEO	IPN 280	raggio raccordo Ala-Anima	r/r_1 [mm] 6.3
IPEX	IPN 300	raggio raccordo d'Ala	r_2 [mm] 3.8
IPN	IPN 320	A	[mm ²] 2280
ISE	IPN 340	J_y	[mm ⁴]*10 ⁶ 9.35
		$n z a_y$	W_y [mm ³]*10 ³ 117
		$n z a_{pl,y}$	$W_{y,pl}$ [mm ³]*10 ³ 136
		a_y	ρ_y/i_y [mm] 64
		J_z	[mm ⁴]*10 ⁶ 0.547
		$n z a_z$	W_z [mm ³]*10 ³ 14.8
		$n z a_{pl,z}$	$W_{z,pl}$ [mm ³]*10 ³ 24.9
		a_z	ρ_z/i_z [mm] 15.5
		inertia	J_T [mm ⁴]*10 ⁶ 0.0833
		inertia	J_w [mm ⁴]*10 ⁶ 463.6

DATI DI INPUT				RISULTATI		
Dati Armatura				Peso equivalente al metro		
Modulo Elasticità	E_{acc}	[MPa]	206000	w	[kN/m/m]	6.2
Interasse	i	[m]	0.75	Struttura equivalente: rigidzze		
Dati Betoncino				ASSIALE FLESSIONALE		
Spessore	H	[m]	0.25	Area	Inerzia	Altezza
Peso di volume	γ	[kN/m ³]	24.00	equivalente	equivalente	equivalente
Rigidezza Betoncino				n	A'	J'
Valori di riferimento in funzione del tempo di presa				[-]	[m ²]	[m ⁴]
Modulo Elasticità	$t_1=8h$	E	10365	19.87	0.3104	0.0015499
Modulo Elasticità	$t_2=1d$	E	16150	12.76	0.2888	0.0014611
Modulo Elasticità	$t_3=2d$	E	19800	10.40	0.2816	0.0014318
Modulo Elasticità	$t_4=4d$	E	23454	8.78	0.2767	0.0014116
Modulo Elasticità	$t_5=7d$	E	26400	7.80	0.2737	0.0013994
Modulo Elasticità	$t_6=14d$	E	30050	6.86	0.2708	0.0013875
Modulo Elasticità	$t_7=28d$	E	33700	6.11	0.2686	0.0013783

Figura 2-6 Calcolo sezione equivalente al sistema spritz beton - centine

	t = 8h	t = 1d	t = 7d	t = 28d
Modello comportamento	Linear elastic	Linear elastic	Linear elastic	Linear elastic
Porous...	Non porous	Non porous	Non porous	Non porous
γ (kN/m ³)	25	25	25	25
E (MPa)	12'870	18'650	28'900	36'200
ν	0.2	0.2	0.2	0.2

Tabella 2.3 Elementi soil per rivestimento prima fase – parametri adottati in funzione della maturazione del getto

2.2.5.2 Rivestimento definitivo

Il rivestimento definitivo, costituito da calcestruzzo armato C28/35 ($R_{ck}=35\text{MPa}$), è stato modellato con elementi soil, quindi tenendo in considerazione lo spessore reale dei getti (0.50m in calotta, 0.60m in arco rovescio, circa 0.80m in corrispondenza delle murette), ai quali sono state attribuite le caratteristiche riportate in Tabella 2.4. In particolare si segnala che è stato considerato il processo di maturazione dei getti, con variazione del modulo del calcestruzzo in funzione del tempo intercorso fra il getto e la fase di calcolo in esame. Tale valutazione è stata effettuata sulla base del Model Code (si veda la relazione di calcolo di cui questo allegato è parte integrante)

Per questioni di praticità (avere a disposizione un andamento qualitativo delle sollecitazioni nel rivestimento, in modo da individuare più agevolmente le sezioni da sottoporre a verifica) in asse al rivestimento sono stati posizionati elementi “plate” aventi rigidezza 1000 volte inferiore a quella del getto.

	t = 3d	t = 14d	t = 28d
Modello comportamento	Linear elastic	Linear elastic	Linear elastic
Porous...	Non porous	Non porous	Non porous
γ (kN/m ³)	25	25	25
E (MPa)	19'800	30'050	33'700
ν	0.2	0.2	0.2

Tabella 2.4 Elementi soil per rivestimento definitivo – parametri adottati in funzione della maturazione del getto

3 MODELLAZIONE DELLO SCAVO DELLE GALLERIE

3.1 GENERALITÀ

La modellazione numerica ha previsto una sequenza di operazioni allo scopo di determinare lo stato di sforzo iniziale agente nell'ammasso, simulare le fasi realizzative della galleria in progetto (avvicinamento del fronte, scavo, installazione del rivestimento di prima fase, avanzamento del fronte con realizzazione delle murette e del getto di calotta, configurazione finale con trasferimento di tutti i carichi al rivestimento definitivo). Si ricorda che per modellare lo scavo di una galleria si rimuovono gli elementi corrispondenti all'area da scavare e si applica al contorno dello scavo lo stato di sforzo agente su di esso, tali sollecitazioni verranno successivamente ridotte (scarico) fino al loro completo annullamento.

La sequenza delle fasi di scavo ha previsto:

- definizione dello stato tensionale e di plasticizzazione per la condizione geostatica di partenza;
- azzeramento degli spostamenti;
- simulazione dell'avvicinamento del fronte;
- getto rivestimento prima fase;
- avanzamento dello scavo, scavo per arco rovescio;
- getto arco rovescio e murette;
- avanzamento dello scavo, maturazione arco rovescio e getto calotta;
- scarico completo;
- configurazione finale e disattivazione del rivestimento di prima fase (trasferimento dei carichi al rivestimento definitivo).

Le analisi, come detto nei paragrafo precedenti, sono state svolte in 2D, in stato piano delle deformazioni, mentre l'andamento dello stato di sforzo in prossimità del fronte è tridimensionale, per modellare l'evoluzione dello stato tensodeformativo all'avanzare del fronte è stato necessario effettuare delle analisi preliminari (metodo delle linee caratteristiche) al fine di determinare gli scarichi in funzione delle varie fasi delle analisi. Tali valori, unitamente ai criteri seguiti per la loro determinazione e l'andamento della maturazione dei getti sono riportati in Tabella 3.1

Fasi		Scarico %	stanza fron m	Maturazione getti		
num	descr			spritz	AR	calotta
0-1	geostatico	0				
1-1	avvicinamento fronte	28				
1-2	spritz beton 8h	38	1	8 h		
1-3	spritz beton 1d	52	3	1 day		
2-0	scavo AR	77	12	7 day		
2-1	getto AR	78	12	7 day	2 day	
2-2	getto calotta	86	24	21 day	14 day	2 day
3-1	scarico 100%	100	90	28 day	28 day	28 day
3-2	configurazione finale	100		-	28 day	28 day

Tabella 3.1 Fasi dell'analisi - scarichi adottati e andamento maturazione getti.

3.2 FASI DELL'ANALISI – CONFIGURAZIONE GEOMETRICA

In Figura 3-1÷Figura 3-7 è riportata la geometria della zona interessata dallo scavo della galleria nelle varie fasi delle analisi.

- Avvicinamento fronte (Figura 3-1): vengono disattivati gli elementi corrispondenti all'area da scavare, e le forze di scavo (forze applicate alle pareti dello scavo in sostituzione degli elementi rimossi) vengono ridotte al 28% del valore iniziale;
- Getto spritz beton (Figura 3-2): attivazione elementi rivestimento prima fase, forze di scavo al 38% del valore iniziale;
- Scavo arco rovescio (Figura 3-3): rimozione elementi corrispondenti alla zona in cui va realizzato il getto, modifica proprietà dello spritz beton, forze di scavo al 77% del valore iniziale;
- Getto arco rovescio (Figura 3-4): attivazione elementi arco rovescio e murette, forze di scavo al 78% del valore iniziale;
- Getto calotta (Figura 3-5): attivazione elementi calotta e interfaccia calotta-rivestimento prima fase, modifica parametri meccanici arco rovescio, modifica parametri elementi rivestimento prima fase, forze di scavo al 86% del valore iniziale;
- Scarico 100% (Figura 3-6): azzeramento delle forze di scavo;
- Configurazione finale (Figura 3-7):, attribuzione delle caratteristiche dell'ammasso allo strato corrispondente al rivestimento di prima fase, realizzazione piano viario.

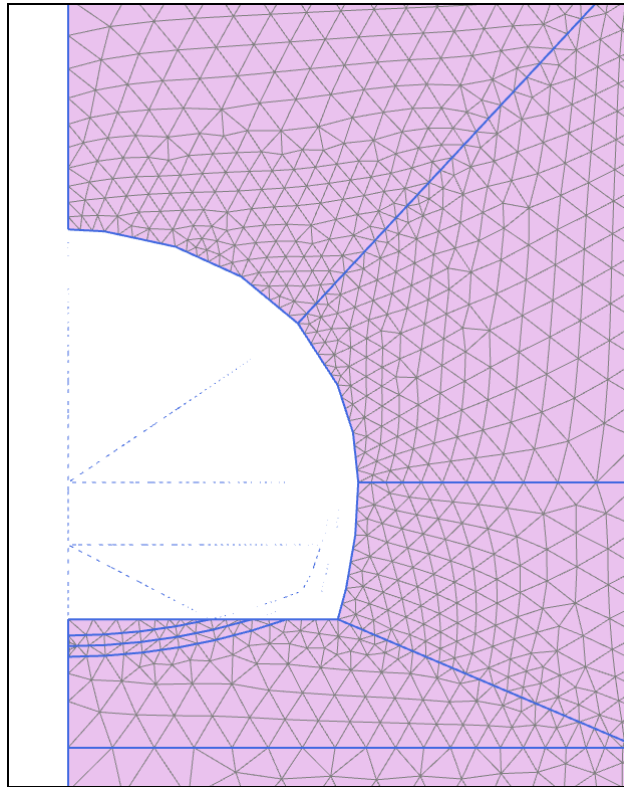


Figura 3-1 1-1: Avvicinamento del fronte

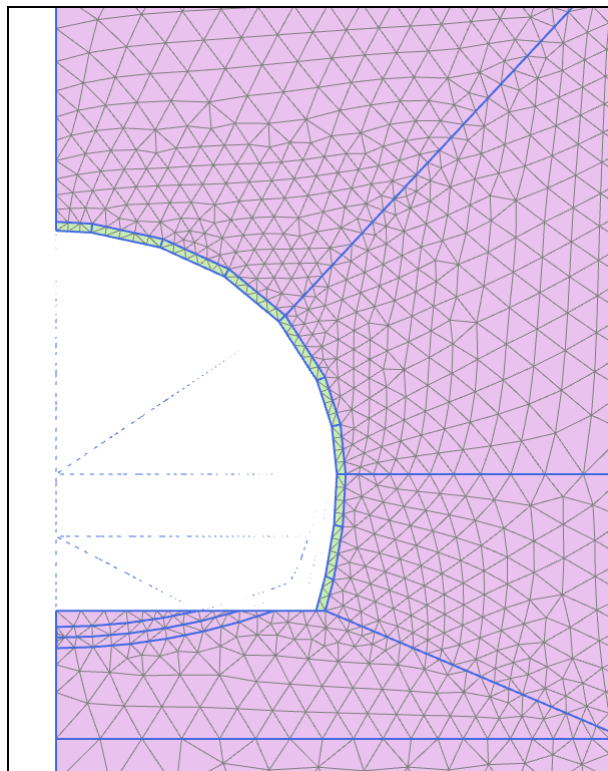


Figura 3-2 1-3: Spritz beton 1 giorno

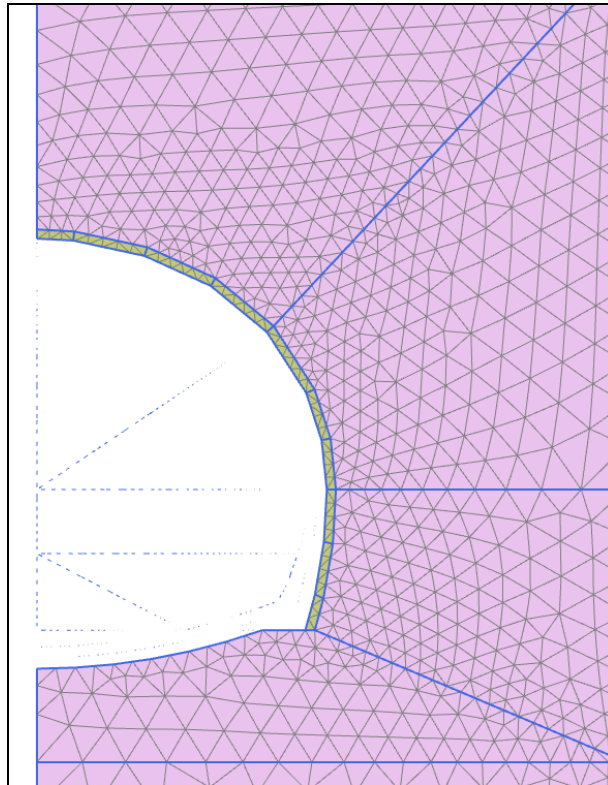


Figura 3-3 2-0: Scavo arco rovescio

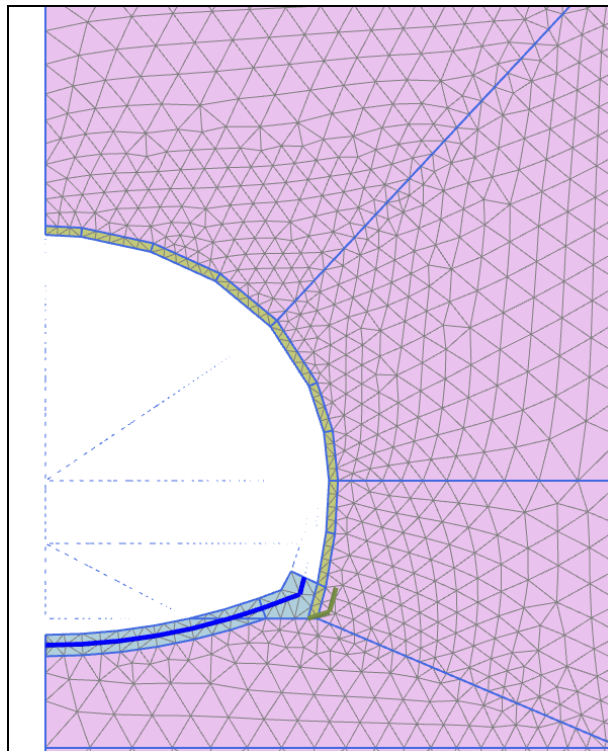


Figura 3-4 2-1: Getto arco rovescio

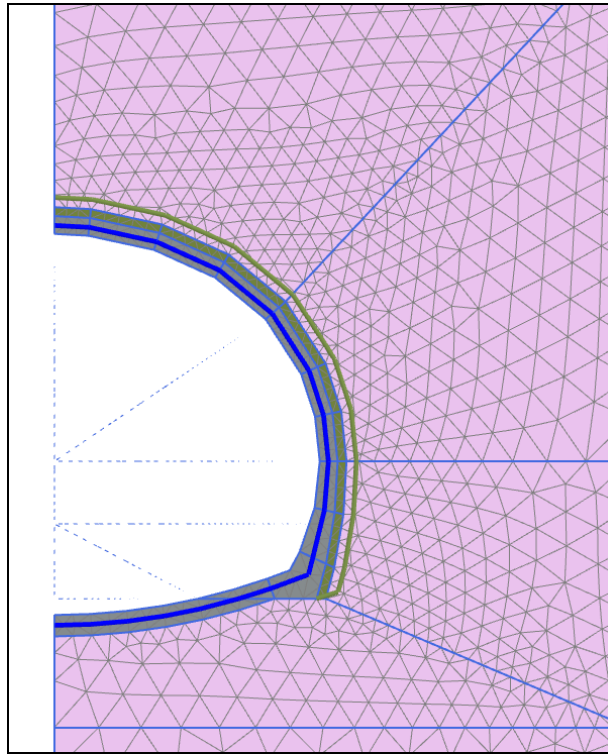


Figura 3-5 **2-2: Getto calotta**

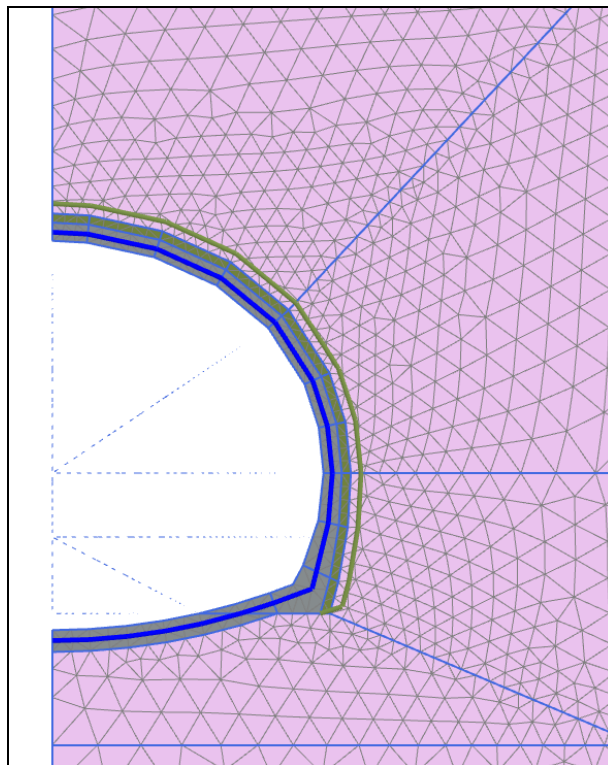


Figura 3-6 **3-1: Scarico 100%**

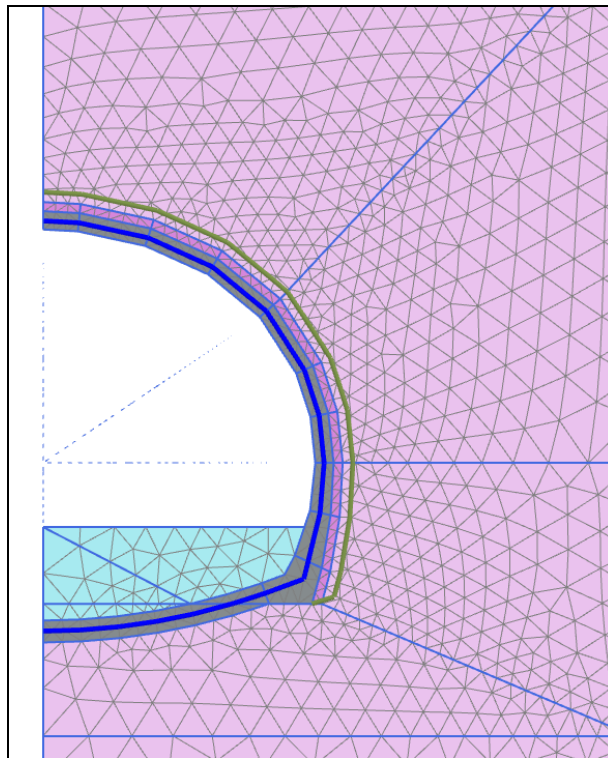


Figura 3-7 3-2: Configurazione finale

3.3 FASI DELL'ANALISI – PRINCIPALI RISULTATI

3.3.1 Configurazione iniziale

In Figura 3-8 e in Figura 3-9 è riportato l'andamento dello stato di sforzo geostatico, per l'intero modello. Si ricorda che i primi 25m del modello sono caratterizzati da un materiale con peso specifico fittizio, calcolato in modo da simulare le elevate coperture presenti, di conseguenza lo stato di sforzo è realistico per $y \leq 75m$.

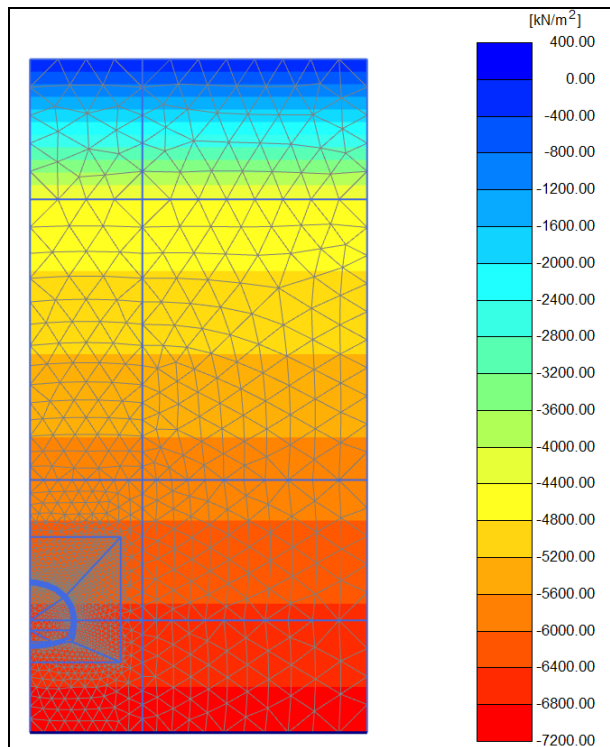


Figura 3-8 **0-1, stato di sforzo geostatico - σ'_y (kPa)**

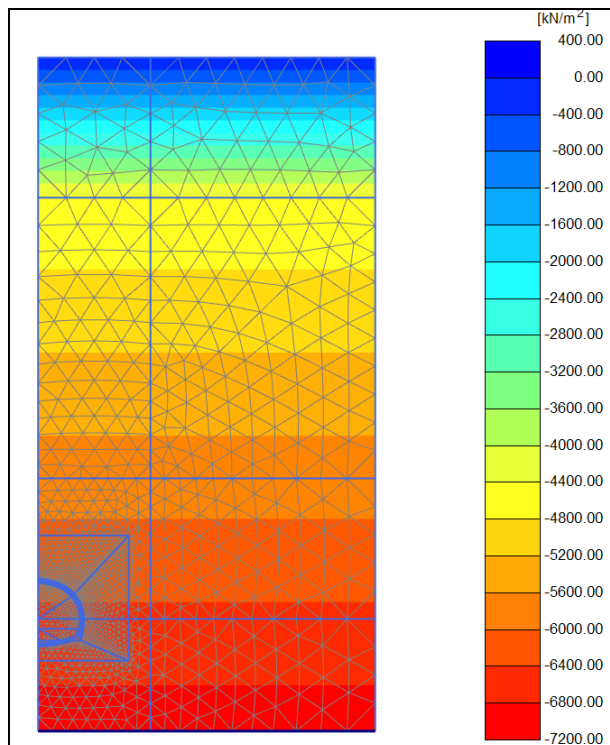


Figura 3-9 **0-1, stato di sforzo geostatico - σ'_x (kPa)**

3.3.2 Avvicinamento del fronte

Riducendo le forze di scavo si simula l'avvicinamento del fronte alla sezione di calcolo. Lo stato di sforzo e deformazione che ne consegue è quindi la conseguenza nel piano del comportamento tipicamente tridimensionale in prossimità del fronte. Si riportano quindi le rappresentazioni grafiche dello stato di sforzo (Figura 3-10, Figura 3-11) e del campo degli spostamenti (Figura 3-12, Figura 3-13) nella zona limitrofa all'area interessata direttamente dallo scavo.

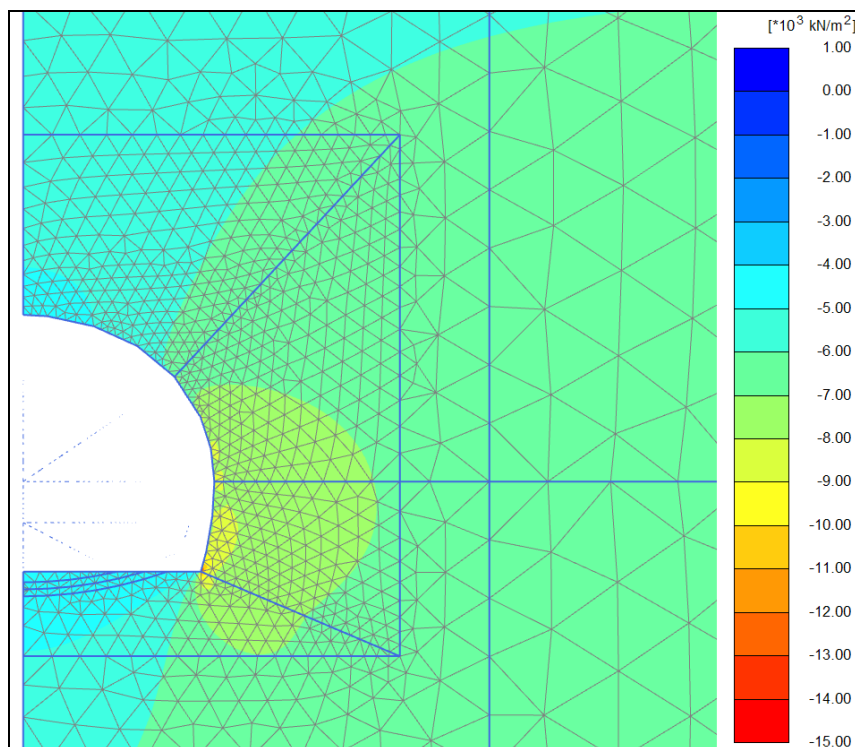


Figura 3-10 1-1, avvicinamento fronte - σ'_v (kPa)

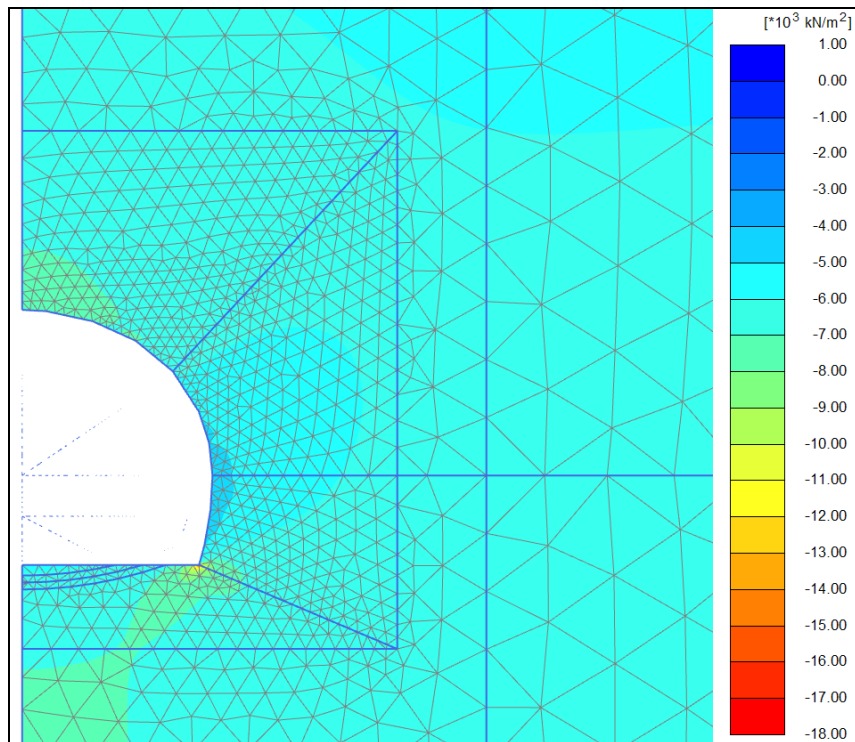


Figura 3-11 1-1, avvicinamento fronte - σ'_x (kPa)

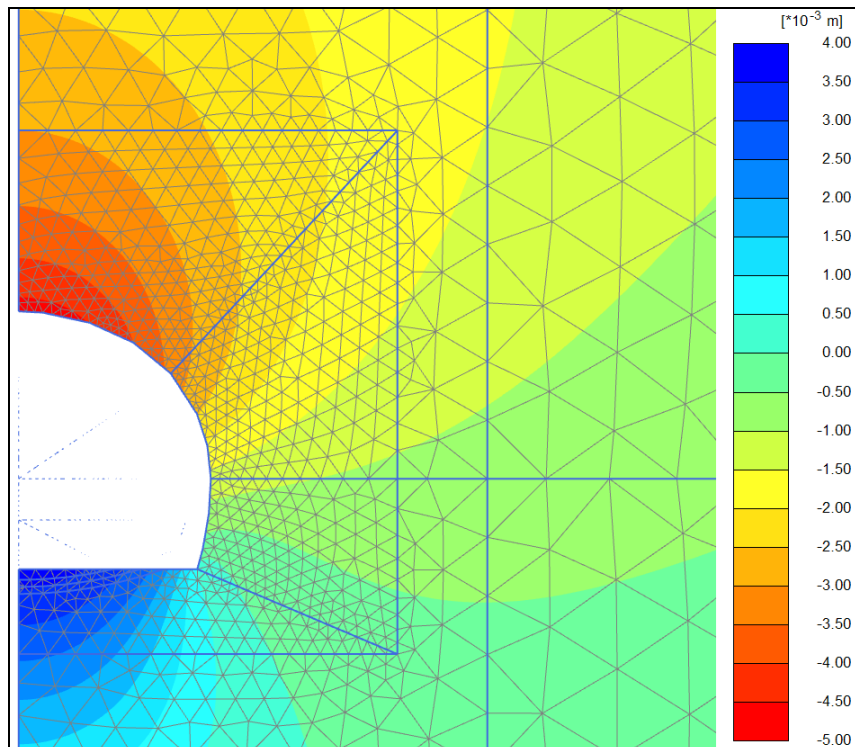


Figura 3-12 1-1, avvicinamento fronte - u_y (m)

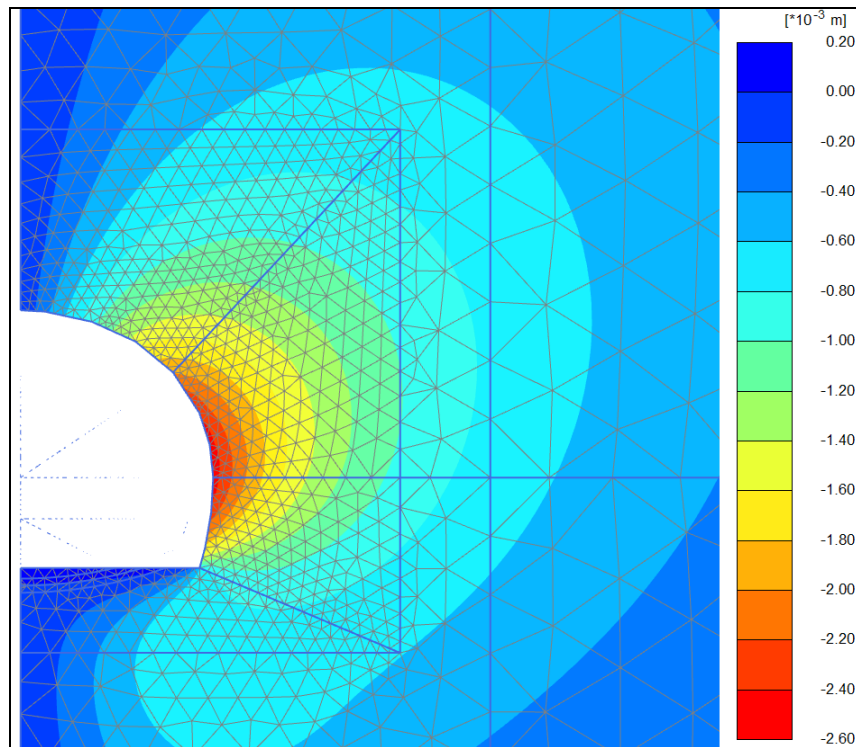


Figura 3-13 1-1, avvicinamento fronte - u_x (m)

3.3.3 Getto spritz beton

Si procede successivamente ad una successiva riduzione delle forze di scavo e alla modellazione della realizzazione dello strato di spritz beton. In Figura 3-14 e Figura 3-15 è rappresentato lo stato di sforzo successivamente alla realizzazione del rivestimento di prima fase, in Figura 3-16 e in Figura 3-17 il campo degli spostamenti.

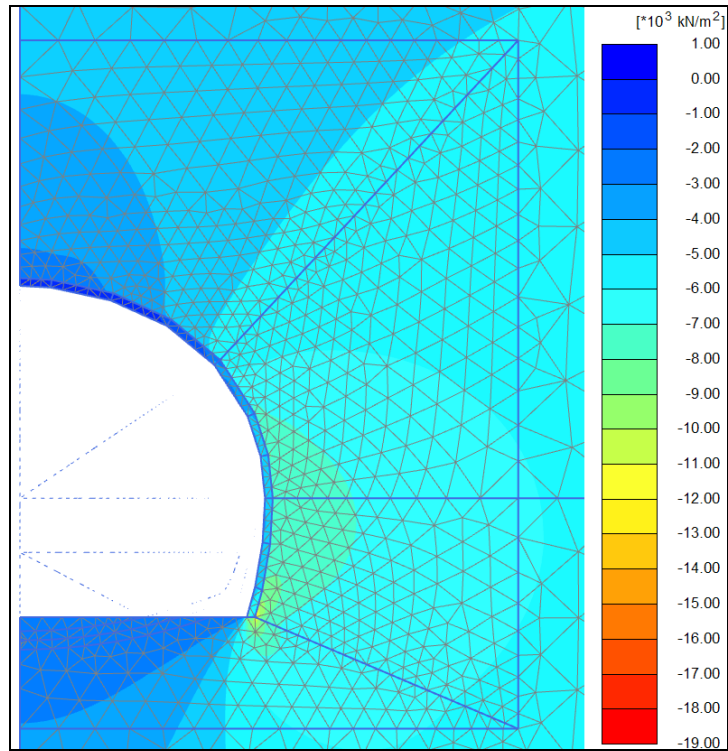


Figura 3-14 **1-3, getto spritz beton - σ'_y (kPa)**

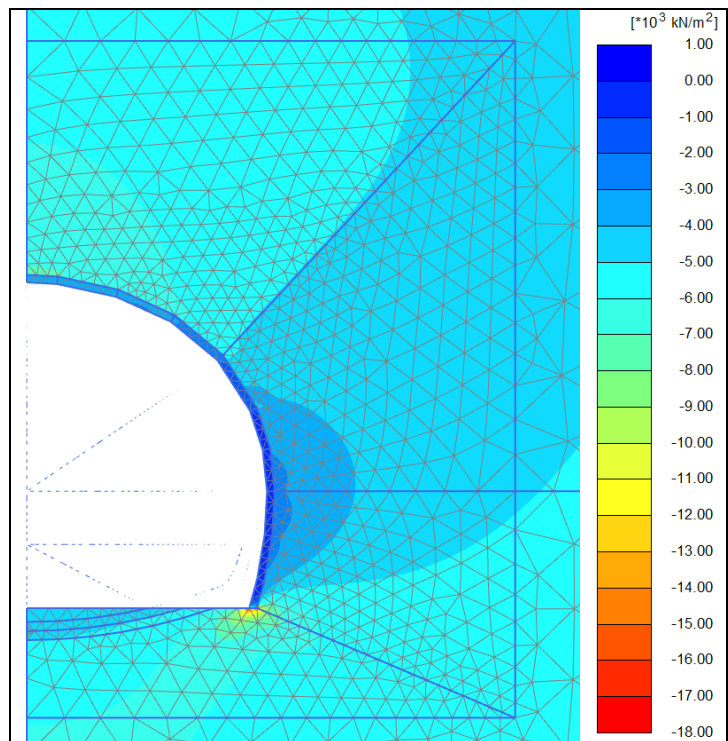


Figura 3-15 **1-3, getto spritz beton - σ'_x (kPa)**

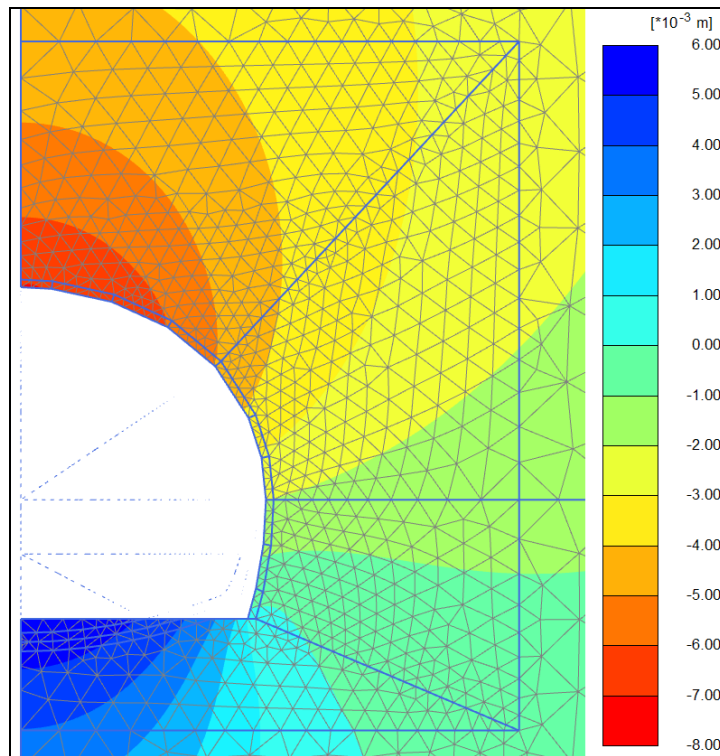


Figura 3-16 **1-3, getto spritz beton - u_y (m)**

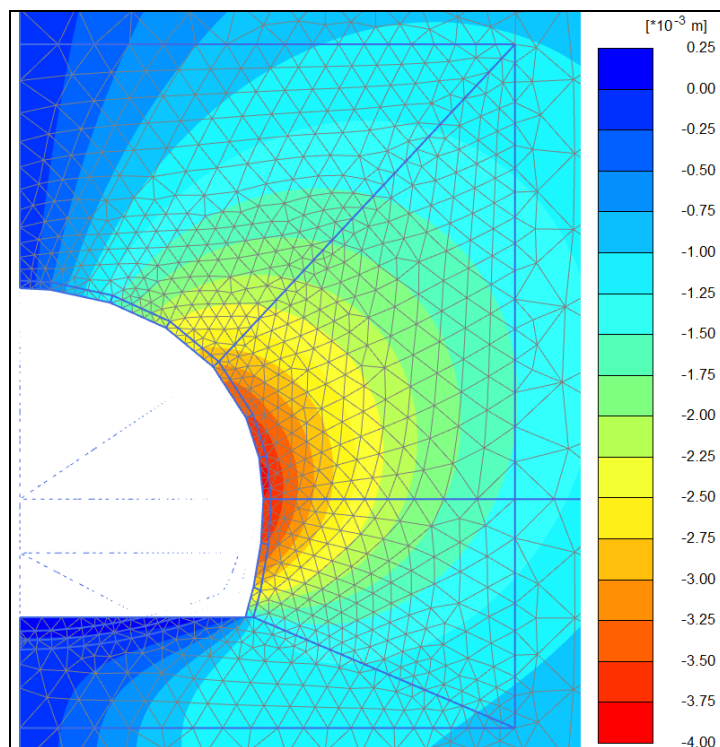


Figura 3-17 **1-3, getto spritz beton - u_x (m)**

3.3.4 Scavo e getto arco rovescio

Si riducono le forze di scavo in accordo con quanto indicato nei paragrafi precedenti, inizialmente si rimuovono gli elementi corrispondenti all'area da scavare e si modificano le proprietà meccaniche del rivestimento di prima fase. In Figura 3-18 e Figura 3-19 è rappresentato l'andamento delle tensioni nell'ammasso e negli elementi strutturali. Successivamente si attivano arco rovescio e murette. In Figura 3-20 e Figura 3-21 è rappresentato l'andamento delle tensioni nell'ammasso e negli elementi strutturali, in Figura 3-22 e Figura 3-23 è rappresentato l'andamento degli spostamenti.

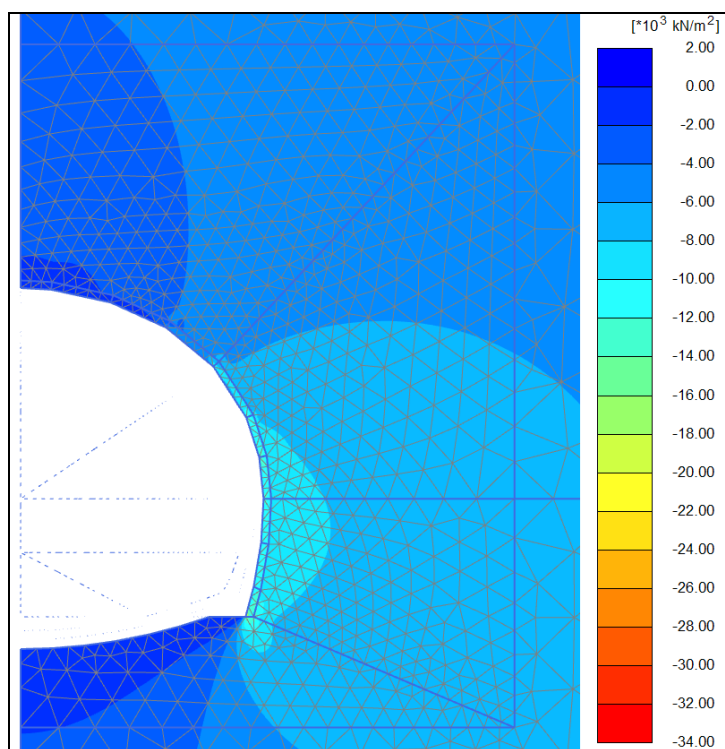


Figura 3-18 2-0, scavo arco rovescio - σ'_y (kPa)

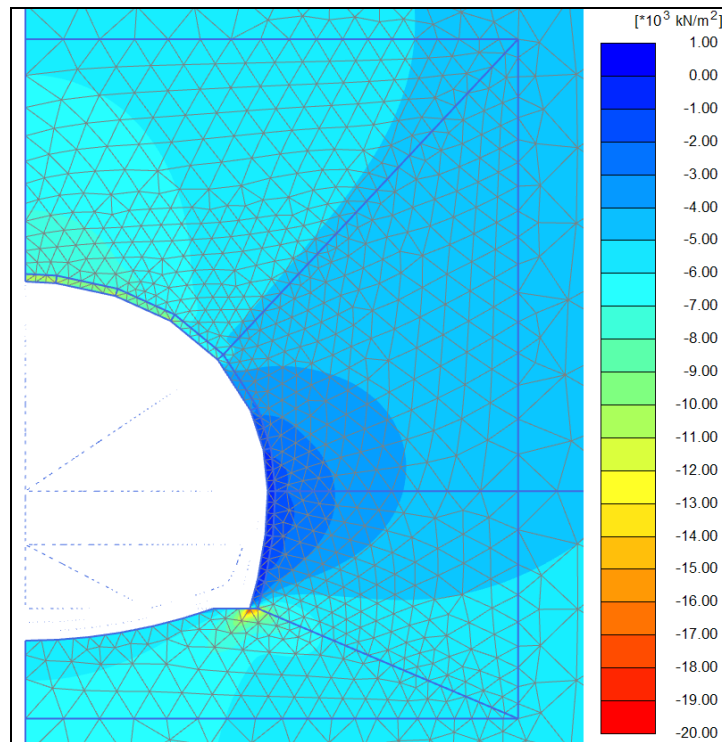


Figura 3-19 **2-0, scavo rovescio - σ'_x (kPa)**

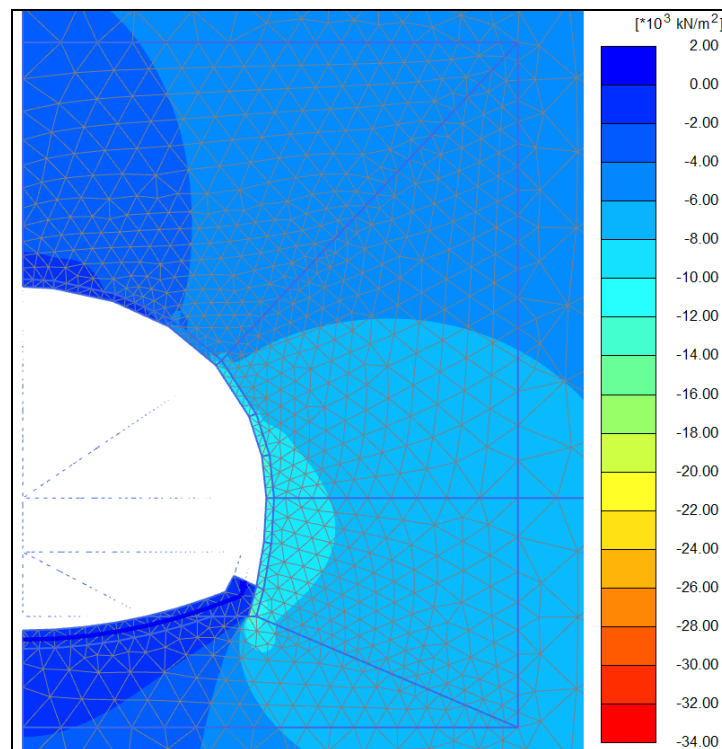


Figura 3-20 **2-1, getto arco rovescio - σ'_y (kPa)**

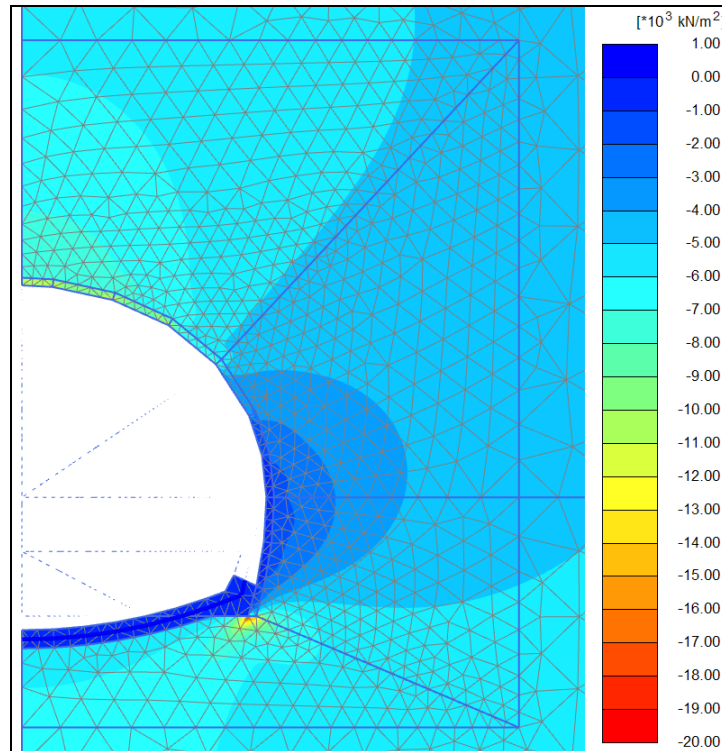


Figura 3-21 **2-1, getto rovescio - σ'_x (kPa)**

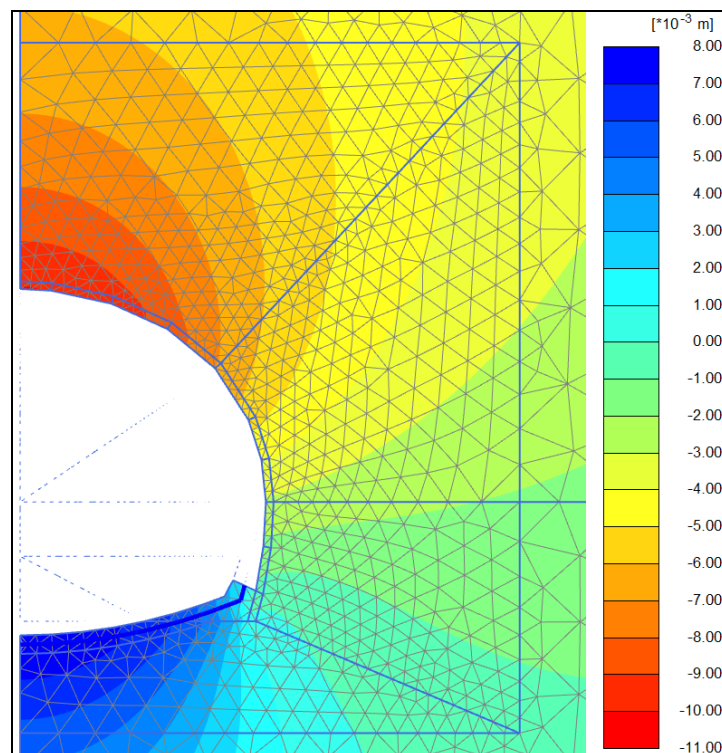


Figura 3-22 **2-1, getto rovescio - u_y (m)**

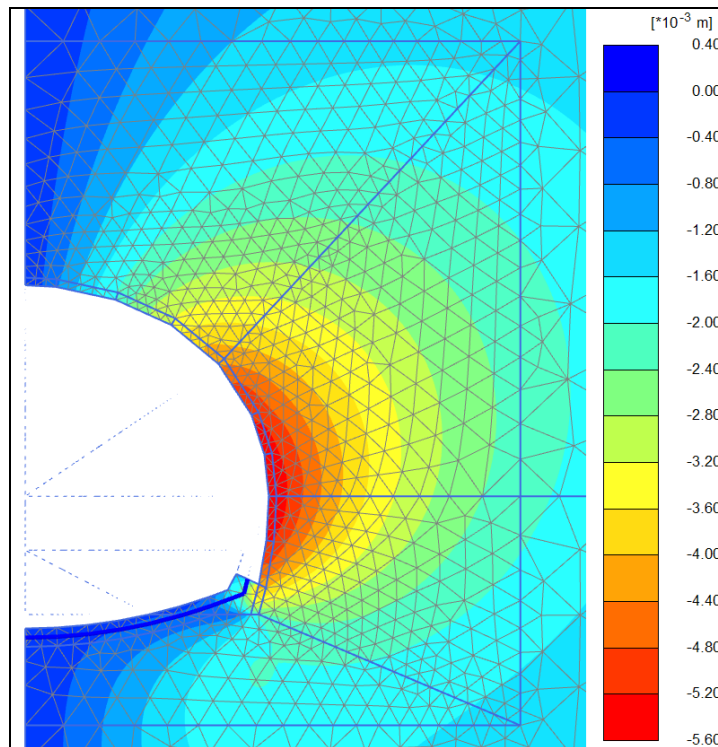


Figura 3-23 2-1, getto rovescio - u_x (m)

3.3.5 Getto calotta

Si riducono le forze di scavo in accordo con quanto indicato nei paragrafi precedenti, si modificano le proprietà meccaniche dell'arco rovescio e del rivestimento di prima fase (raggiungono resistenza finale) e si attivano gli elementi della calotta e l'interfaccia fra rivestimento definitivo e di prima fase. In Figura 3-24 e Figura 3-25 è rappresentato l'andamento delle tensioni nell'ammasso e negli elementi strutturali, in Figura 3-26 e Figura 3-27 è rappresentato l'andamento degli spostamenti.

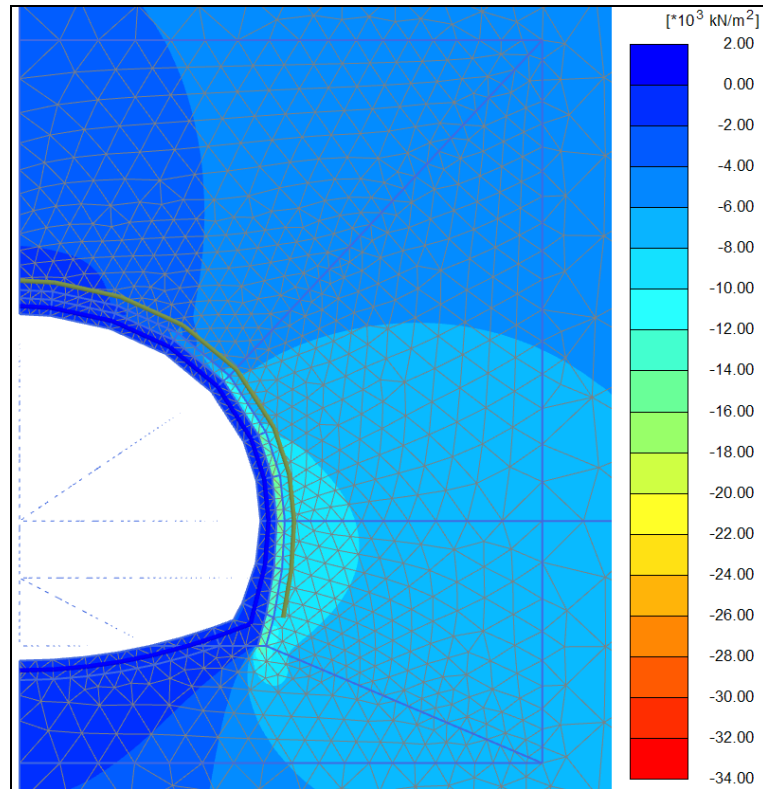


Figura 3-24 **2-2, getto calotta - σ'_y (kPa)**

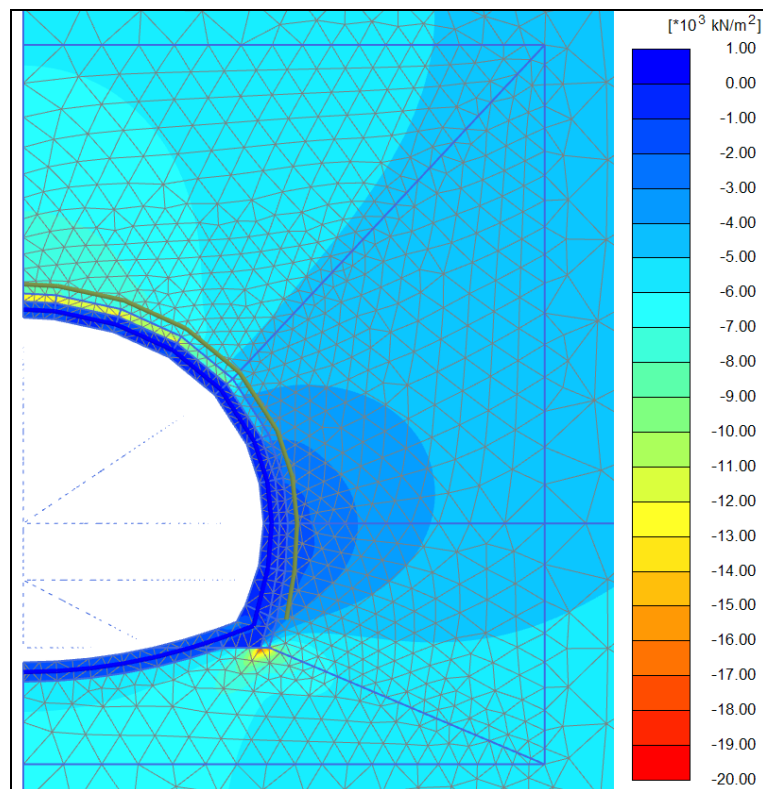


Figura 3-25 **2-2, getto calotta - σ'_x (kPa)**

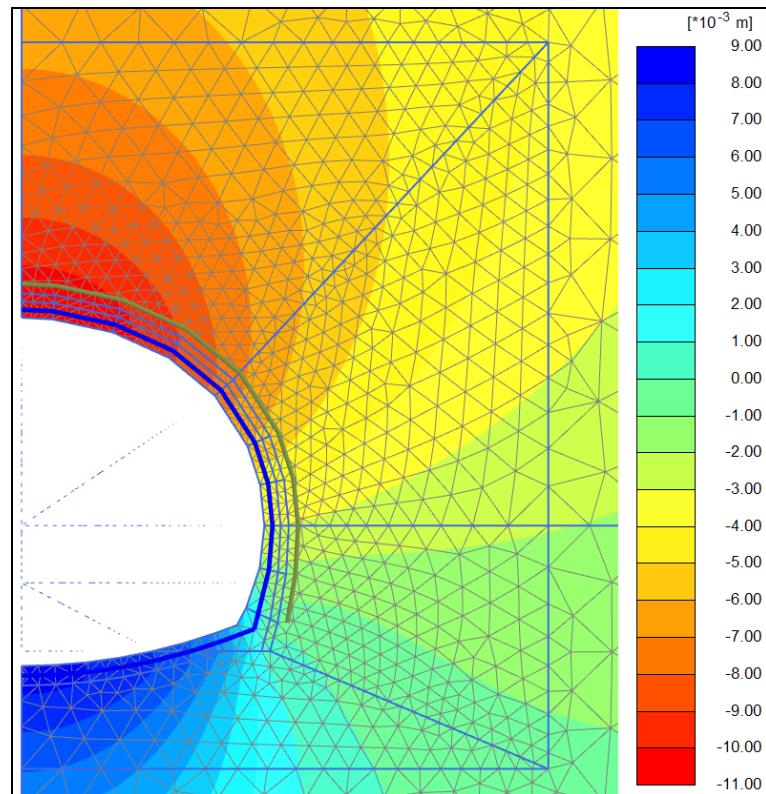


Figura 3-26 **2-2, getto calotta - u_y (m)**

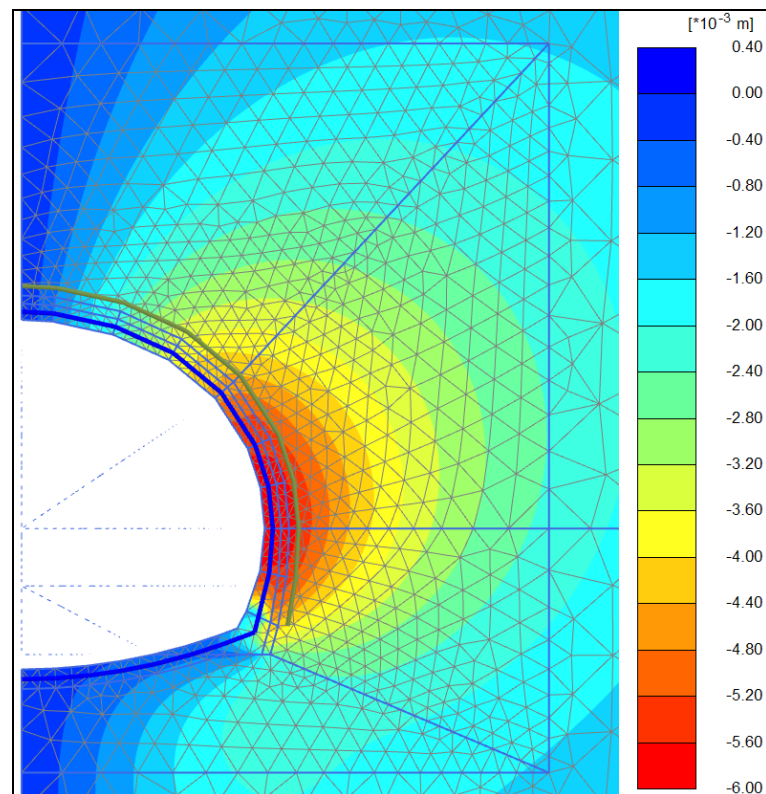


Figura 3-27 **2-2, getto calotta - u_x (m)**

3.3.6 Completamento scarico

Si annullano le forze di scavo In Figura 3-28 e Figura 3-29 è rappresentato l'andamento delle tensioni nell'ammasso e negli elementi strutturali, in Figura 3-30 e Figura 3-31 è rappresentato l'andamento degli spostamenti.

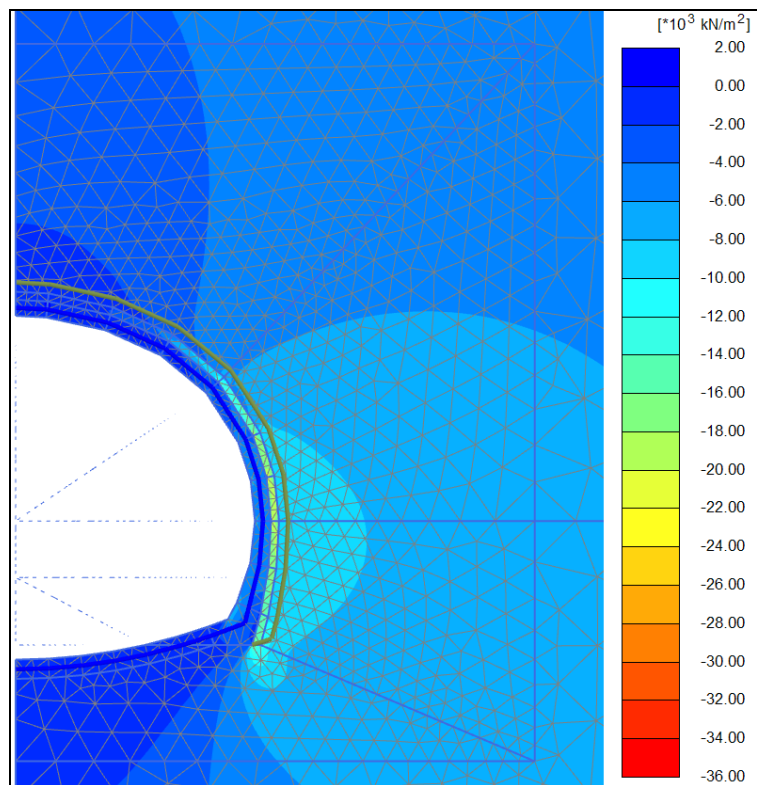


Figura 3-28 3-1, completamento scarico - σ'_y (kPa)

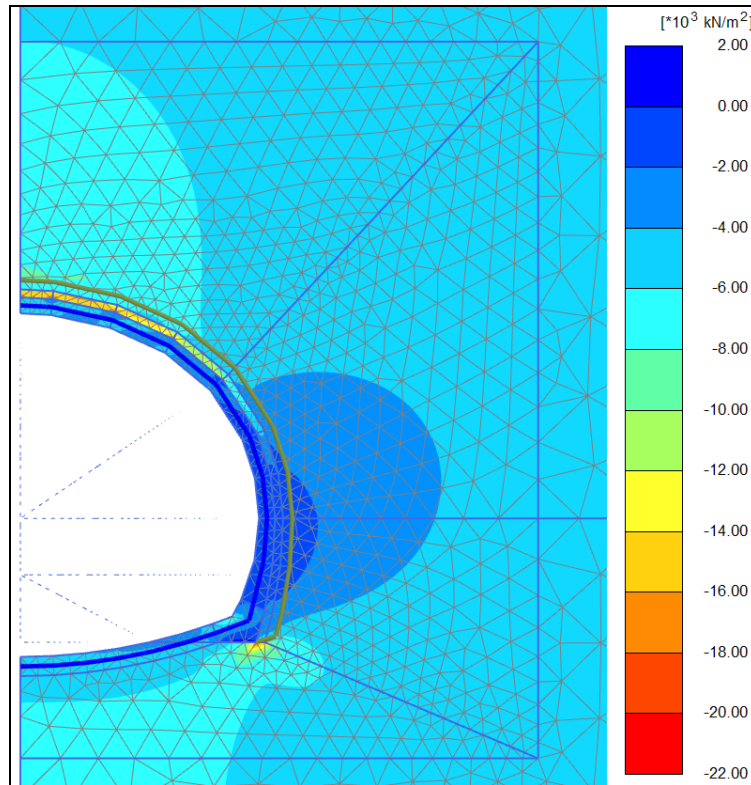


Figura 3-29 **3-1, completamento scarico - σ'_x (kPa)**

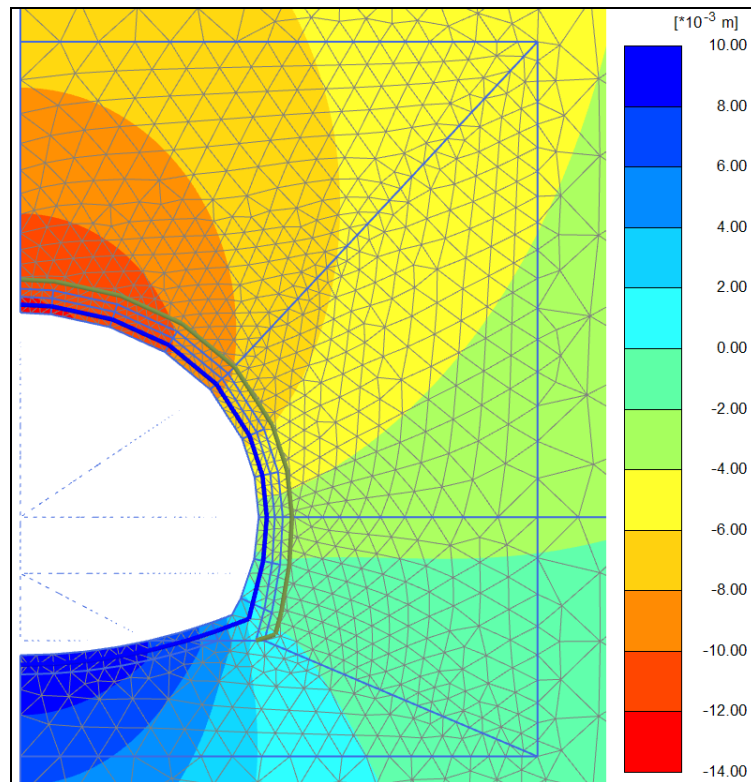


Figura 3-30 **3-1, completamento scarico - u_y (m)**

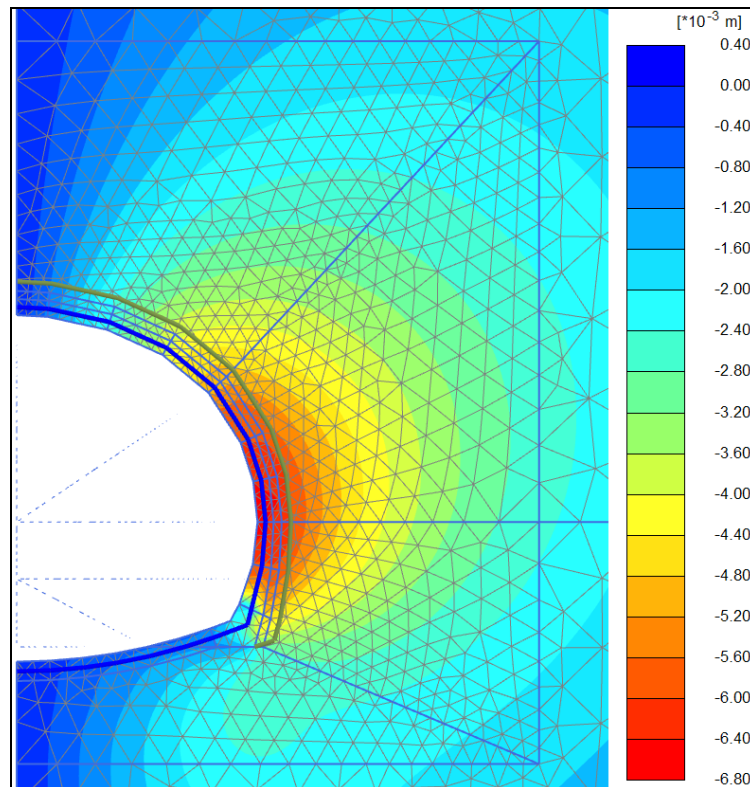


Figura 3-31 3-1, completamento scarico - u_x (m)

3.3.7 Configurazione finale

Vengono disattivati i rivestimenti di prima fase (allo spritz beton si attribuiscono le caratteristiche dell'ammasso) e si attivano gli elementi del riempimento fino a quota pavimentazione. In Figura 3-32 e Figura 3-33 è rappresentato l'andamento delle tensioni nell'ammasso e negli elementi strutturali, in Figura 3-34 e Figura 3-35 è rappresentato l'andamento degli spostamenti. I medesimi grafici sono riportati per l'intero modello in Figura 3-36÷Figura 3-39. In Figura 3-40 sono rappresentate le aree plasticizzate nella configurazione in esame.

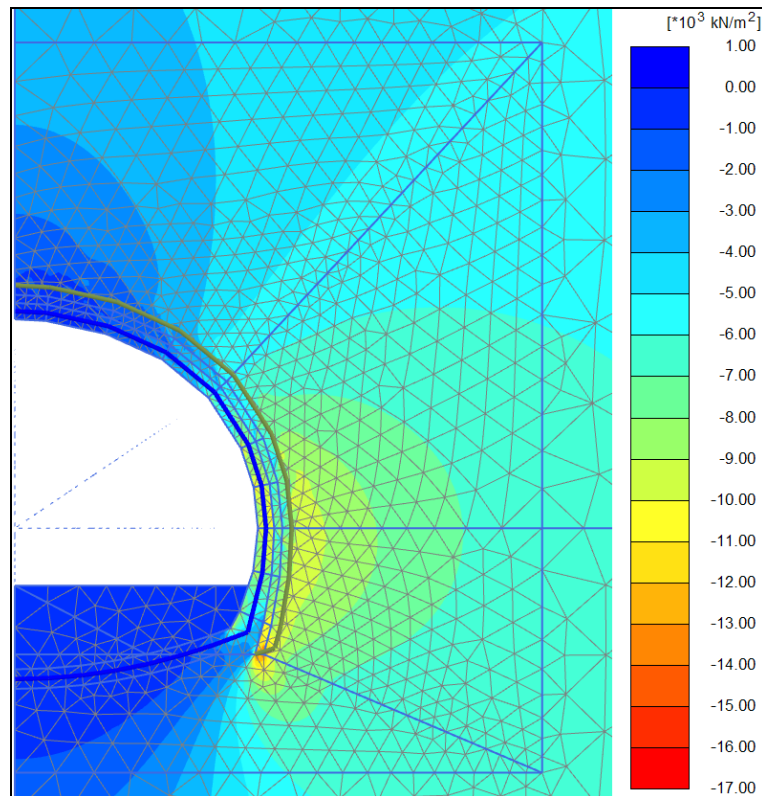


Figura 3-32 **3-2, configurazione finale - σ'_y (kPa)**

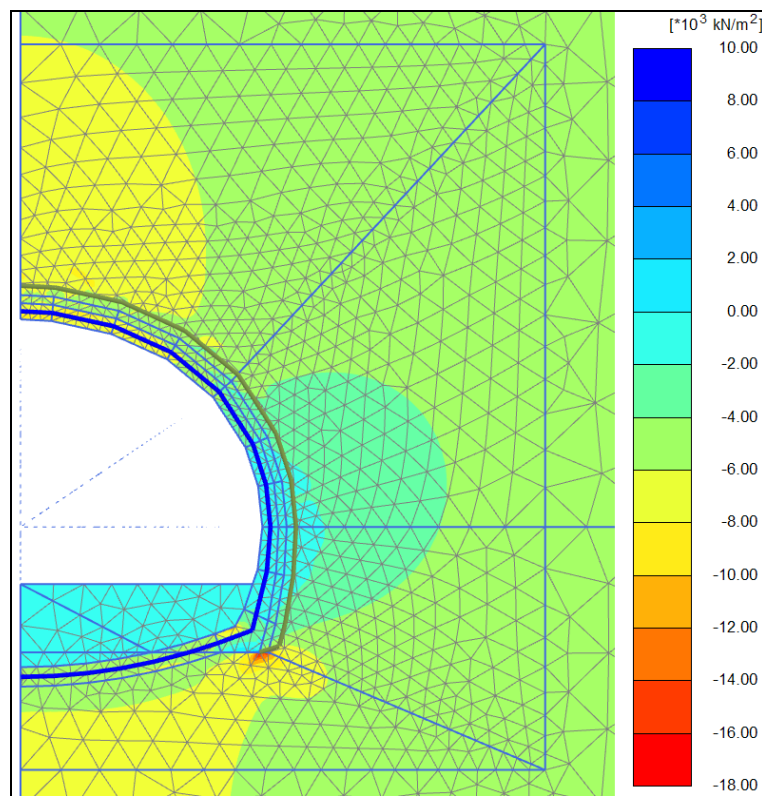


Figura 3-33 **3-2, configurazione finale - σ'_x (kPa)**

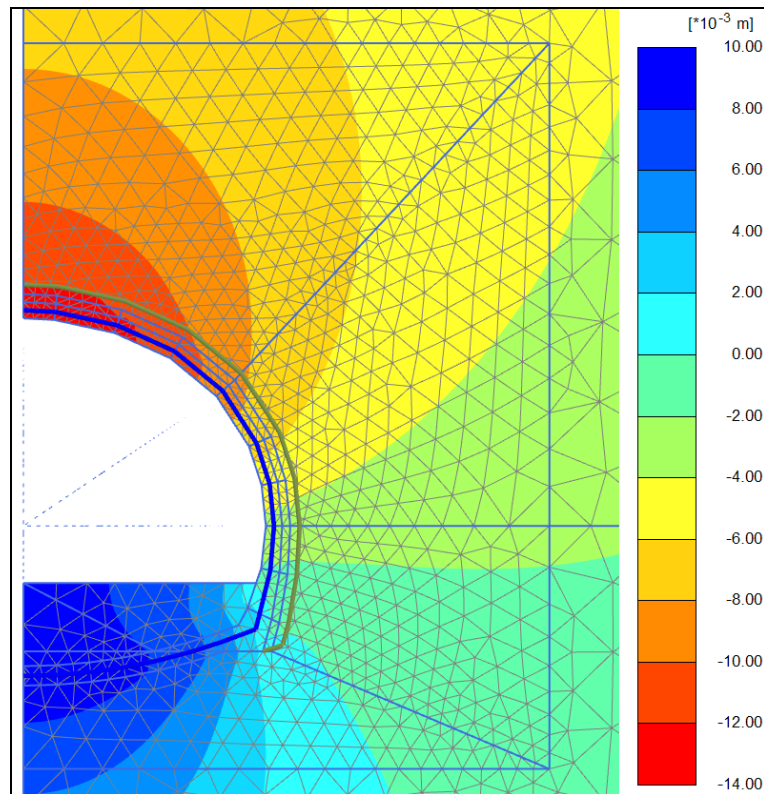


Figura 3-34 **3-2, configurazione finale - u_y (m)**

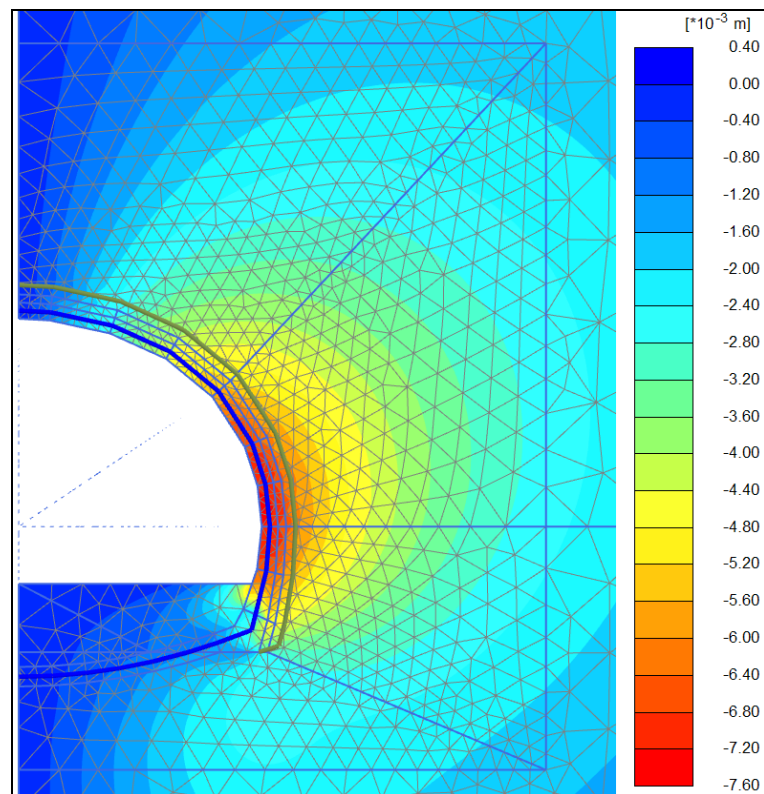


Figura 3-35 **3-2, configurazione finale - u_x (m)**

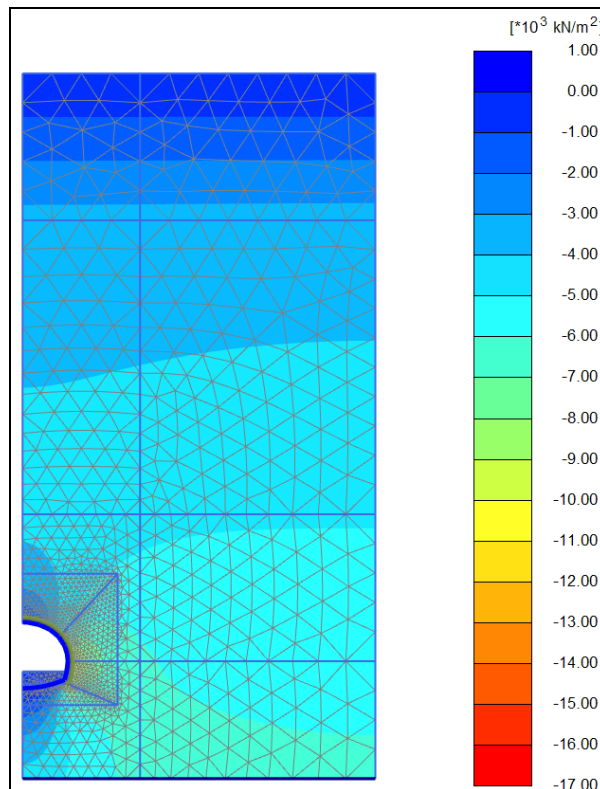


Figura 3-36 **3-2, configurazione finale - σ'_y (kPa)**

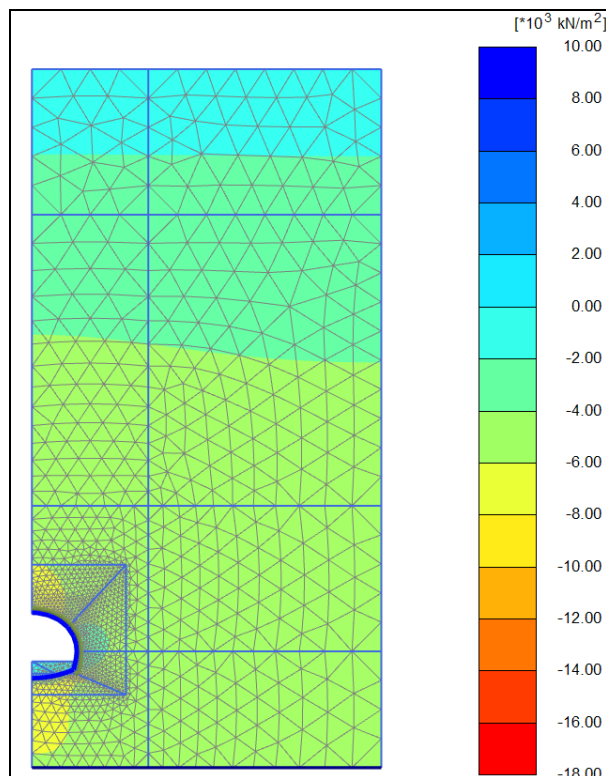


Figura 3-37 **3-2, configurazione finale - σ'_x (kPa)**

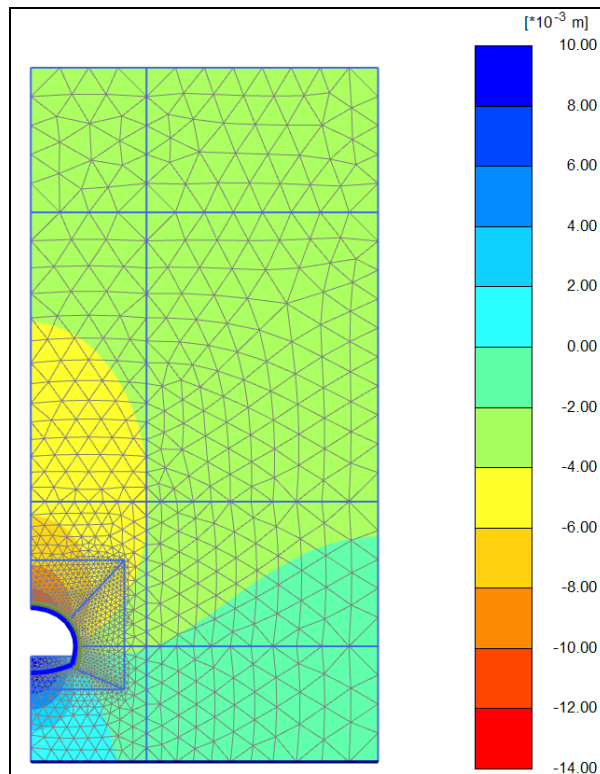


Figura 3-38 **3-2, configurazione finale - u_y (m)**

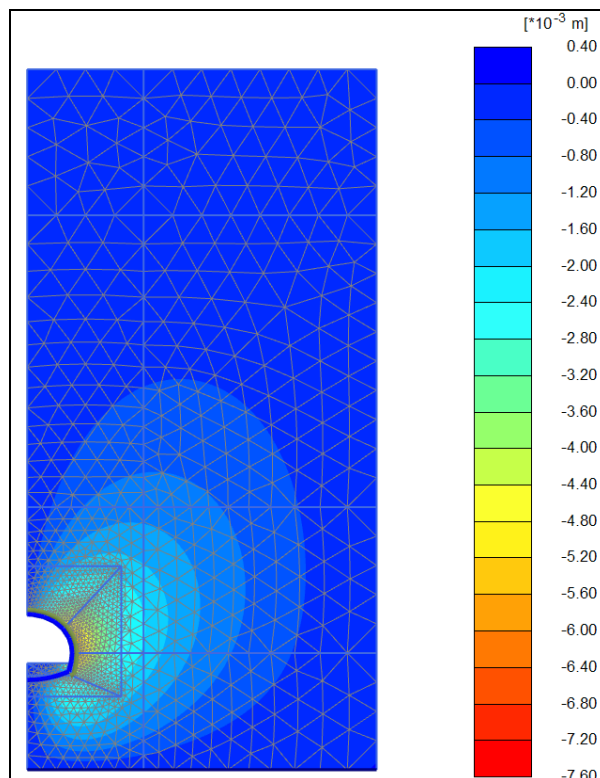


Figura 3-39 **3-2, configurazione finale - u_x (m)**

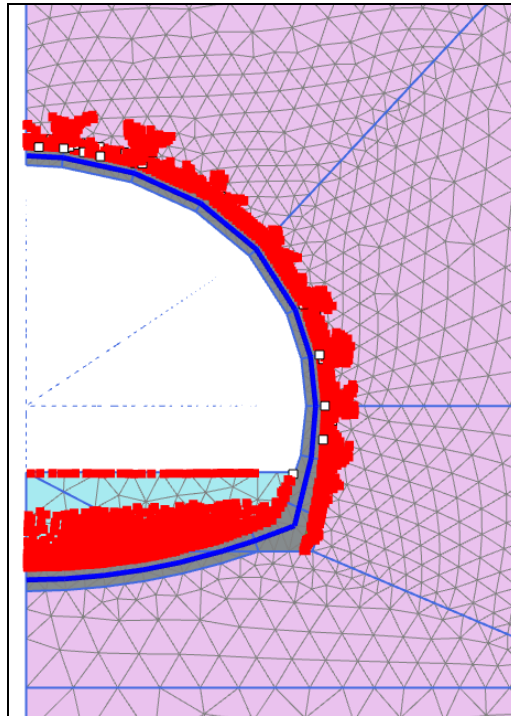


Figura 3-40 3-2, configurazione finale - zone plasticizzate

4 VERIFICHE STRUTTURALI

4.1 CRITERI DI CALCOLO

Le verifiche vengono effettuate in accordo a quanto riportato nelle linee guida e nelle NCT 2008.

Le sollecitazioni sono state determinate per interpolazione delle sollecitazioni nelle sezioni considerate rappresentative (Figura 4-1).

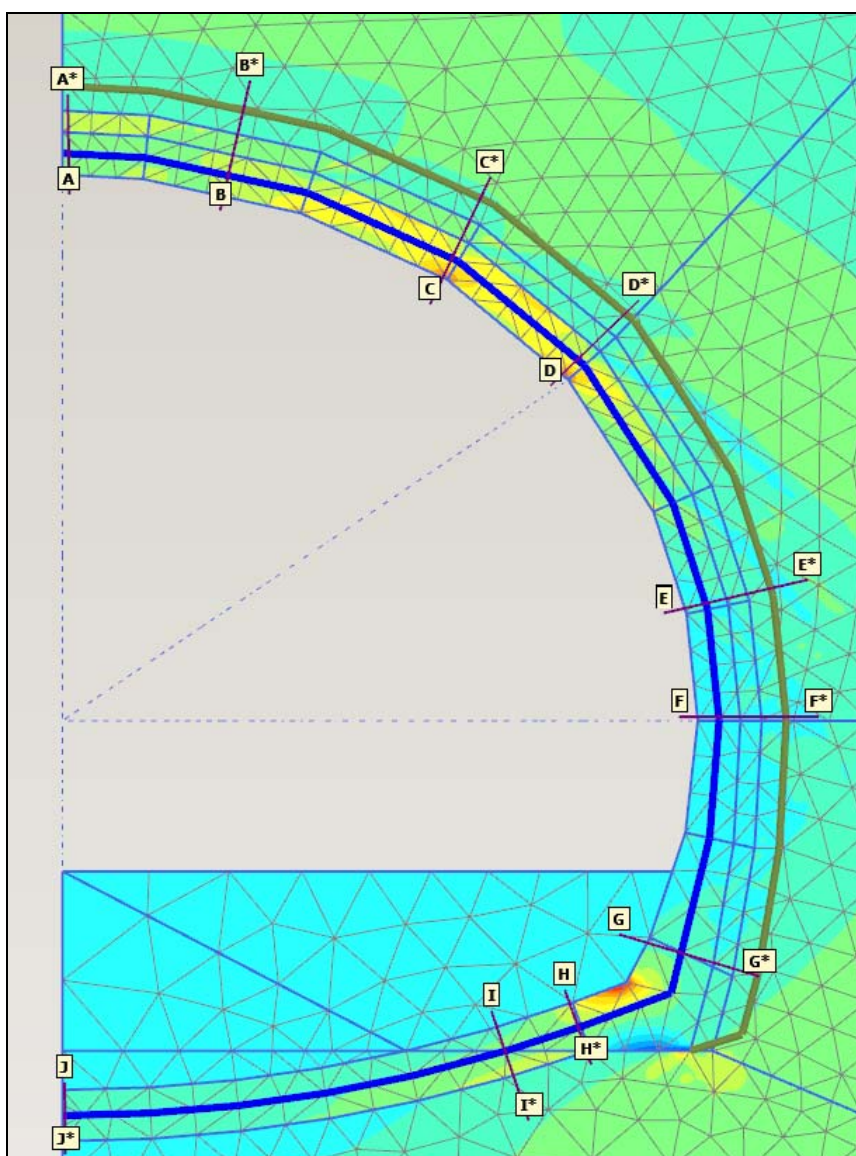


Figura 4-1 Ubicazione sezioni di verifica

4.2 RIVESTIMENTO DI PRIMA FASE

Il rivestimento di prima fase viene dimensionato unicamente allo SLU, con le stesse modalità con cui vengono verificate le sezioni in c.a., con queste ipotesi:

- Stesso spessore del rivestimento di prima fase;
- Modulo elastico dello spritz beton variabile in funzione dell'età del getto;
- Armatura equivalente all'area dei due profili della centina.

Di seguito si riportano le verifiche allo SLU-pressoflessione

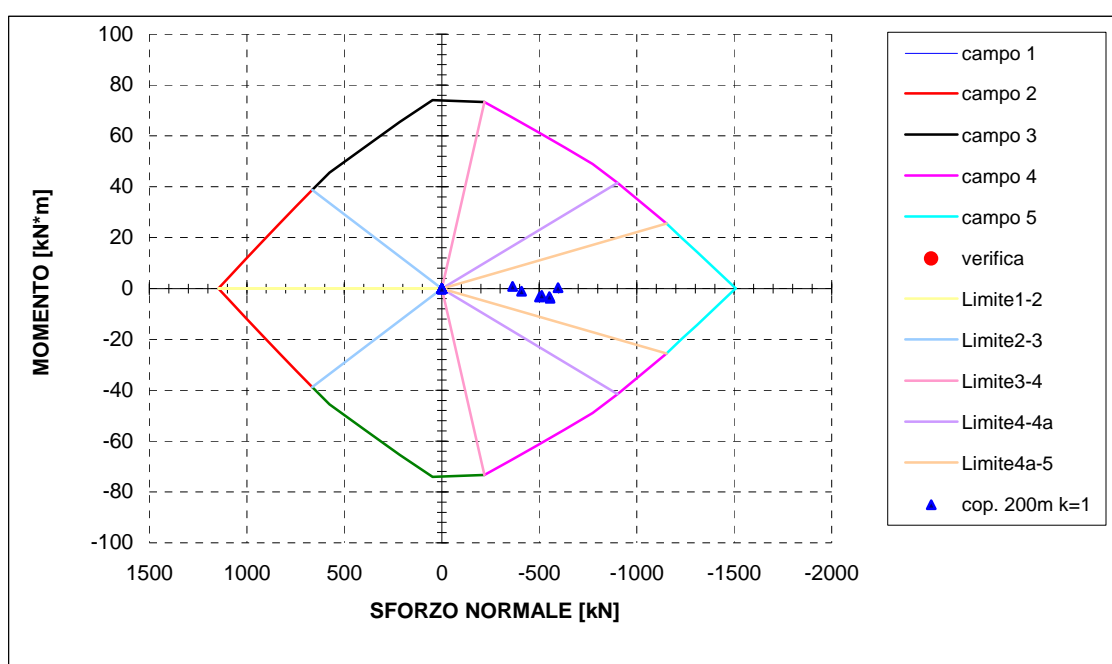


Figura 4-2 Sostegno prima fase, maturazione 8h

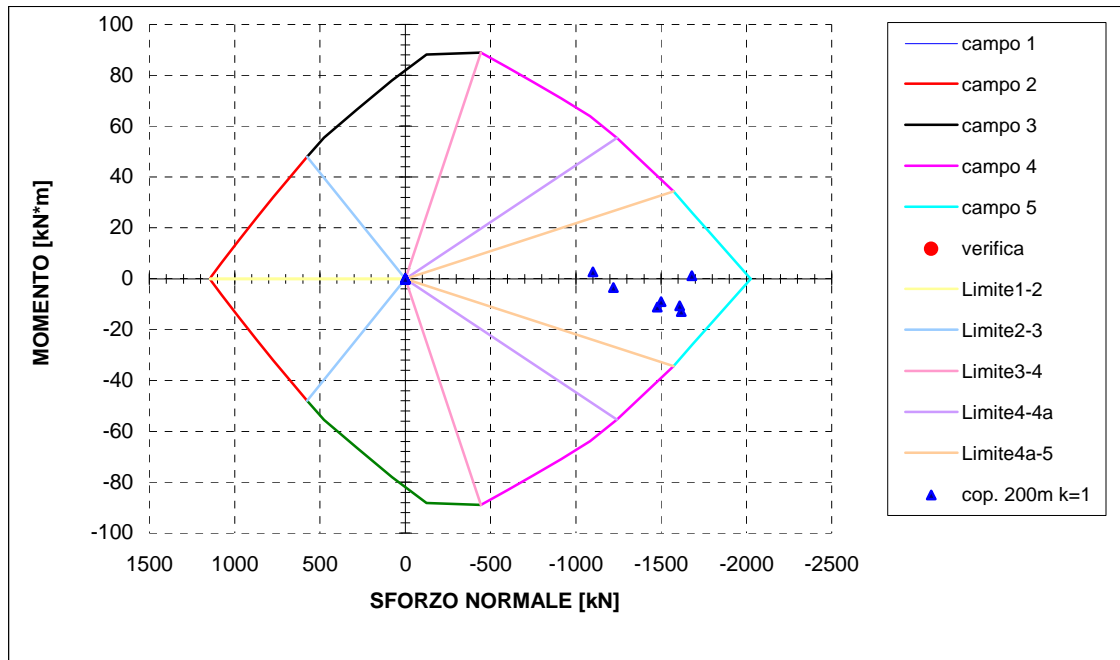


Figura 4-3 Sostegno prima fase, maturazione 1d

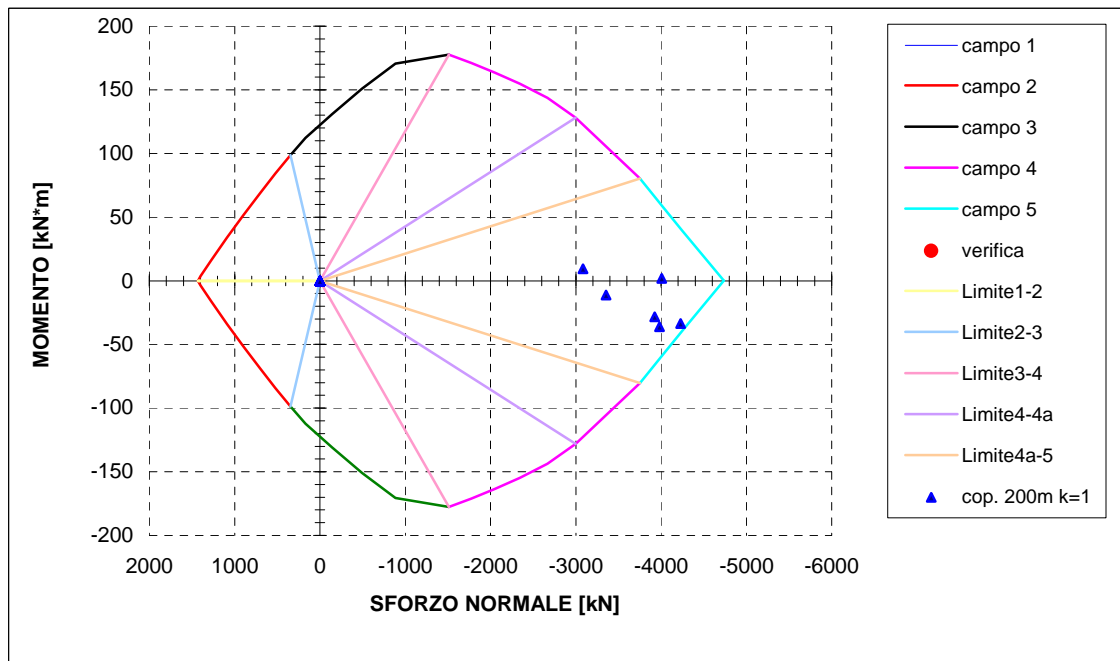


Figura 4-4 Sostegno prima fase, maturazione 7d

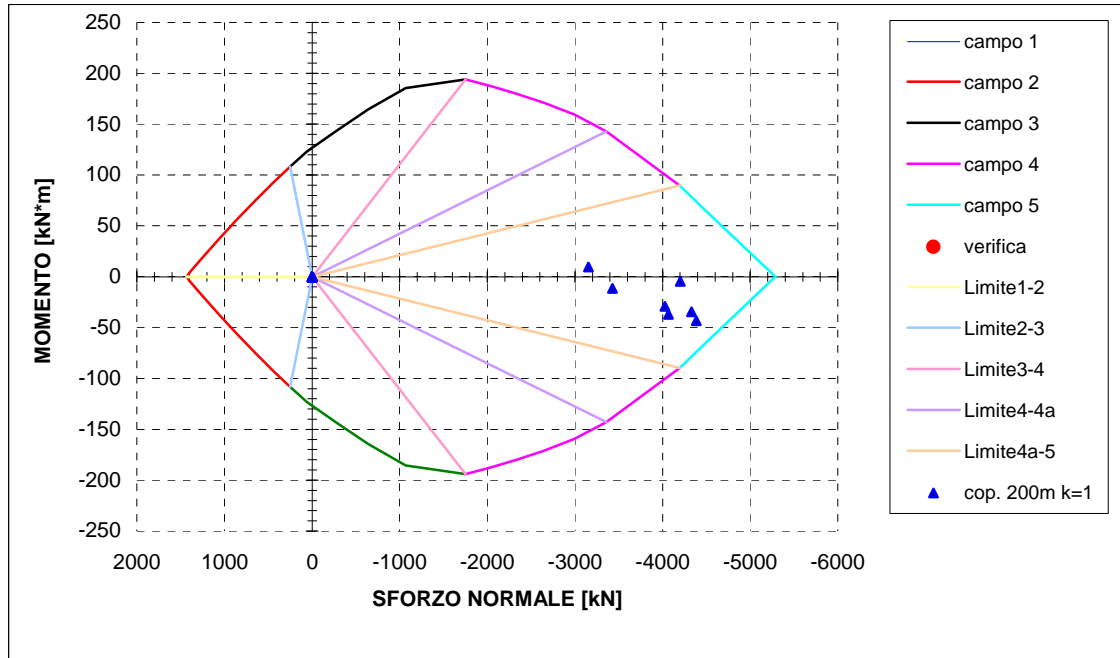


Figura 4-5 **Sostegno prima fase, maturazione 28d**

4.3 RIVESTIMENTO DEFINITIVO

L'armatura principale è costituita da ferri 1+1 ϕ 20/20 in calotta e 1+1 ϕ 20/20 in arco rovescio. Com armatura a taglio si dispongono spilli ϕ 14/60x40.

4.3.1 Arco rovescio

4.3.1.1 SLU - pressoflessione

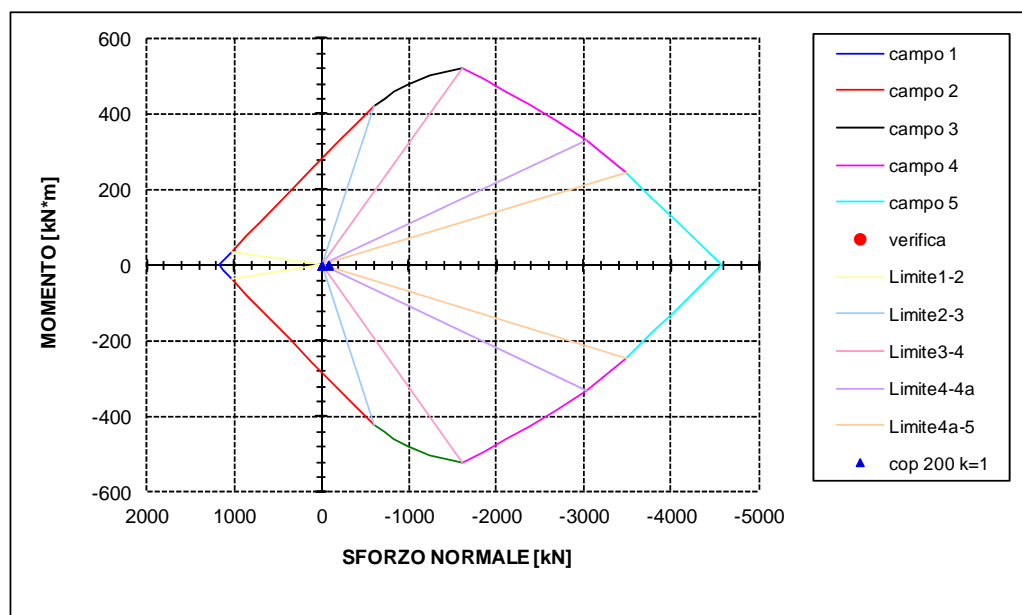


Figura 4-6 Verifica arco rovescio sp 0.60m, armato, maturazione 2 giorni - SLU pressoflessione, armatura principale

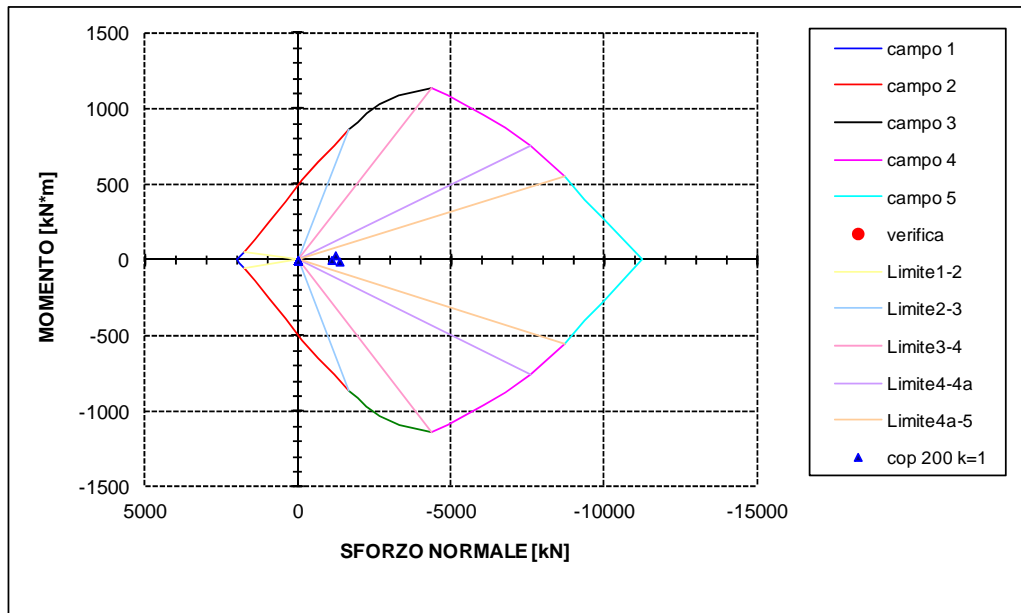


Figura 4-7 Verifica arco rovescio sp 0.60m, armato, maturazione 14 giorni - SLU pressoflessione, armatura principale

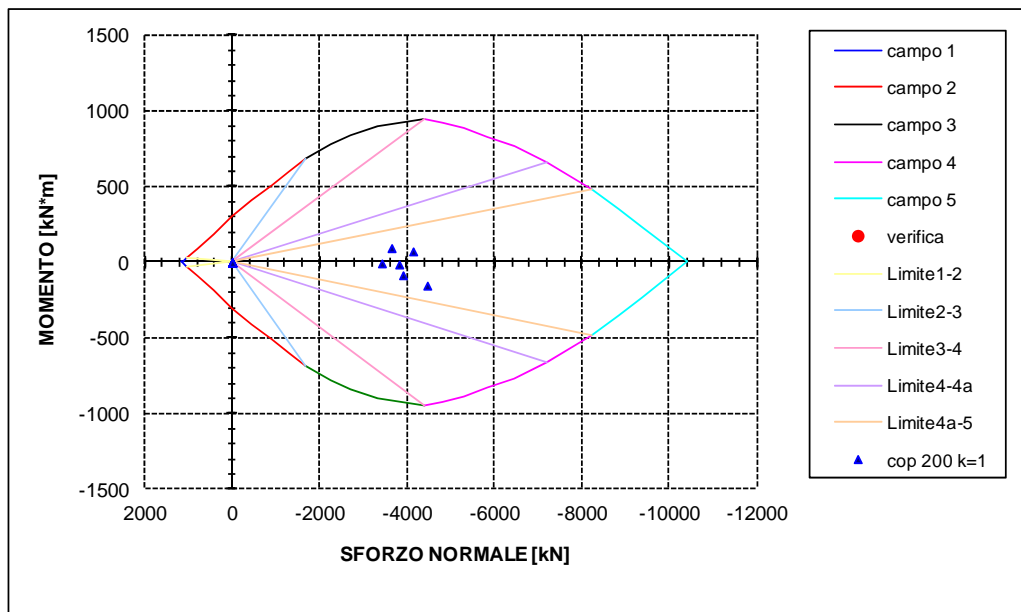


Figura 4-8 Verifica arco rovescio sp 0.60m, armato, maturazione 28 giorni - SLU pressoflessione, armatura principale

4.3.1.2 SLU - taglio

VERIFICHE TAGLIO SEZIONI IN CLS							
Sollecitazioni			Armatura taglio				Risultato Verifica
N	M	T	V _{sd}	V _{Rd1}	V _{Rd2}	V _{Rd3}	
[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	
-3905.7	-83.5	-506.0	708.4	960.7	2405.2	1075.2	Vsd<=Vrd1. Verif.
-4461.5	-152.3	-613.9	859.4	1063.8	2405.2	1178.3	Vsd<=Vrd1. Verif.
-3644.1	96.0	52.3	73.2	912.2	2405.2	1026.7	Vsd<=Vrd1. Verif.
-4137.0	74.1	19.6	27.5	1003.7	2405.2	1118.1	Vsd<=Vrd1. Verif.
-3422.7	-4.9	35.6	49.8	871.2	2405.2	985.6	Vsd<=Vrd1. Verif.
-3817.9	-12.7	38.8	54.3	944.5	2405.2	1058.9	Vsd<=Vrd1. Verif.

Tabella 4.1 Verifica arco rovescio sp 0.60m, armato, maturazione 28 giorni - SLU taglio

4.3.1.3 SLE

VERIFICHE SLE/TA SEZIONI IN CLS											
Sollecit.			Tensioni calcestruzzo			asse neutro	Tensioni Acciaio		Fessuraz.		
N	M	T	σc(1)	σc(2)		x	σs	max.: 0	w m	w k	max.: 0.000
[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[MPa]	[MPa]		[cm]	[MPa]		[mm]	[mm]	
-3004.4	-64.2	-389.2	-3.70	-5.58	Verif.	-	-58.9	-	-	-	Verif.
-3431.9	-117.1	-472.2	-3.59	-7.02	Verif.	-	-59.9	-	-	-	Verif.
-2803.2	73.8	40.2	-5.41	-3.25	Verif.	-	-52.6	-	-	-	Verif.
-3182.3	57.0	15.1	-5.75	-4.08	Verif.	-	-64.2	-	-	-	Verif.
-2632.9	-3.8	27.4	-4.01	-4.12	Verif.	-	-60.4	-	-	-	Verif.
-2936.9	-9.8	29.8	-4.39	-4.68	Verif.	-	-66.5	-	-	-	Verif.

Tabella 4.2 Verifica arco rovescio sp 0.60m, armato, maturazione 28 giorni - SLE

4.3.2 Calotta e muretta

Le verifiche in corrispondenza delle murette sono state eseguite con riferimento al reale spessore del rivestimento definitivo in tale zona (nelle tabelle tali verifiche sono indicate con colore diverso).

4.3.2.1 SLU – pressoflessione

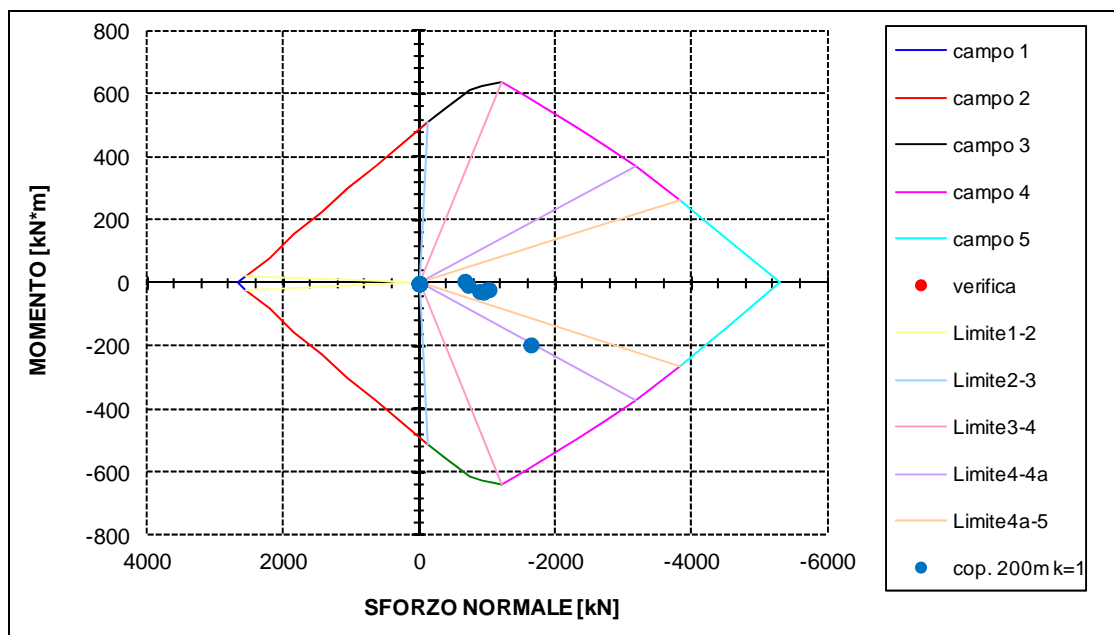


Figura 4-9 Verifica calotta sp 0.50m, armata, maturazione 2 giorni - SLU pressoflessione, armatura principale

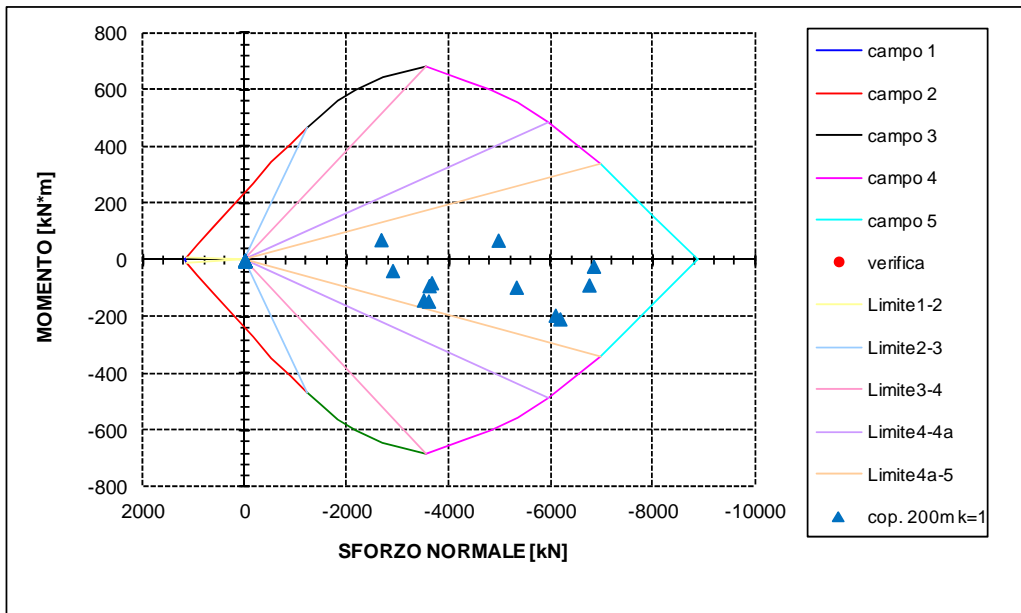


Figura 4-10 Verifica calotta sp 0.50m, armata, maturazione 28 giorni - SLU pressoflessione

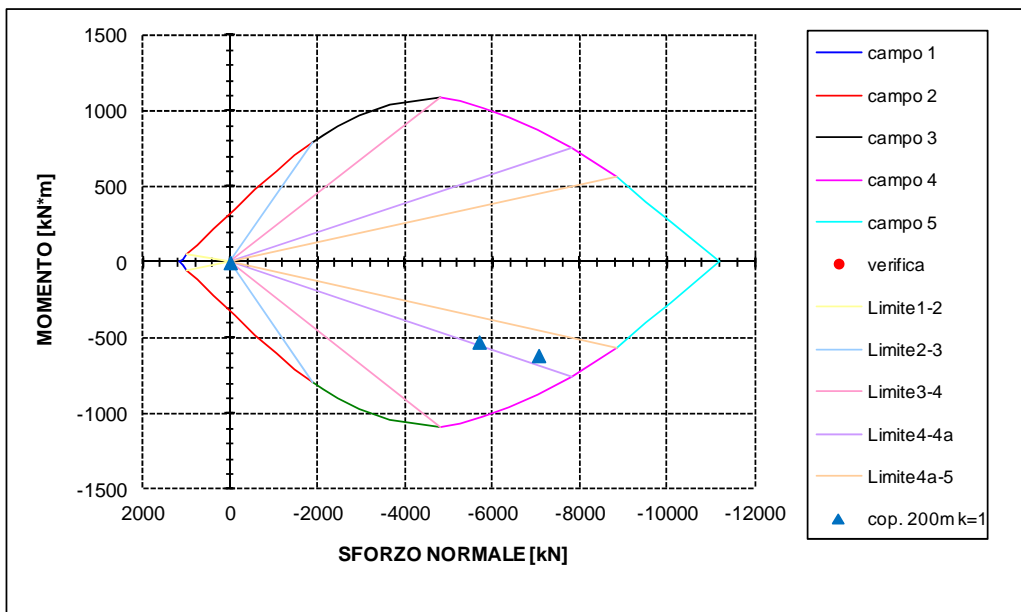


Figura 4-11 Verifica innesto muretta sp 0.65m, armata, maturazione 28 giorni - SLU pressoflessione

4.3.2.2 SLU - taglio

VERIFICHE TAGLIO SEZIONI IN CLS							
Sollecitazioni			Armatura taglio				Risultato Verifica
N	M	T	V _{sd}	V _{Rd1}	V _{Rd2}	V _{Rd3}	
[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	
-2895.4	-35.7	61.8	86.5	736.9	1951.4	829.7	Vsd<=Vrd1. Verif.
-5322.2	-94.1	92.2	129.1	1175.1	1951.4	1268	Vsd<=Vrd1. Verif.
-2670.0	73.2	15.0	21.1	696.2	1951.4	789	Vsd<=Vrd1. Verif.
-4967.3	71.3	-9.5	13.2	1111.0	1951.4	1203.9	Vsd<=Vrd1. Verif.
-3502.1	-139.5	386.9	541.6	846.4	1951.4	939.3	Vsd<=Vrd1. Verif.
-6085.3	-192.8	517.7	724.8	1313.0	1951.4	1405.8	Vsd<=Vrd1. Verif.
-3599.6	-143.1	115.3	161.4	864.0	1951.4	956.9	Vsd<=Vrd1. Verif.
-6176.5	-205.7	153.9	215.4	1329.4	1951.4	1422.3	Vsd<=Vrd1. Verif.
-3612.1	-88.7	8.7	12.2	866.3	1951.4	959.1	Vsd<=Vrd1. Verif.
-6747.1	-86.6	50.9	71.2	1432.5	1951.4	1525.3	Vsd<=Vrd1. Verif.
-3660.2	-78.3	-25.3	35.4	875.0	1951.4	967.8	Vsd<=Vrd1. Verif.
-6835.5	-20.1	-58.4	81.7	1448.5	1951.4	1541.3	Vsd<=Vrd1. Verif.
-5692.9	-524.6	1275.6	1785.9	1311.3	2632.1	1812.2	Vsd<=Vrd3. Verif.
-7051.7	-614.0	1162.1	1626.9	1565.9	2632.1	2066.8	Vsd<=Vrd3. Verif.

Tabella 4.3 Verifica calotta sp 0.50m, armata, maturazione 28 giorni - SLU taglio

4.3.2.3 SLE

VERIFICHE SLE/TA SEZIONI IN CLS											
Sollecit.			Tensioni calcestruzzo			asse neutro	Tensioni Acciaio		Fessuraz.		
N [kN/m]	M [kNm/m]	T [kN/m]	$\sigma(1)$ [MPa]	$\sigma(2)$ [MPa]		x [cm]	σ_s [MPa]	max.: 0	w m [mm]	w k [mm]	max.: 0.000
-2227.3	-27.4	47.5	-3.50	-4.65	Verif.	-	-54.9	-	-	-	Verif.
-4094.0	-72.4	70.9	-5.97	-9.00	Verif.	-	-95.9	-	-	-	Verif.
-2053.8	56.3	11.6	-4.93	-2.58	Verif.	-	-43.6	-	-	-	Verif.
-3821.0	54.9	-7.3	-8.13	-5.84	Verif.	-	-92.4	-	-	-	Verif.
-2693.9	-107.3	297.6	-2.68	-7.17	Verif.	-	-49.6	-	-	-	Verif.
-4681.0	-148.3	398.2	-5.45	-11.66	Verif.	-	-94.9	-	-	-	Verif.
-2768.9	-110.1	88.7	-2.76	-7.36	Verif.	-	-51.1	-	-	-	Verif.
-4751.2	-158.2	118.4	-5.37	-12.00	Verif.	-	-94.5	-	-	-	Verif.
-2778.5	-68.2	6.7	-3.65	-6.51	Verif.	-	-60.8	-	-	-	Verif.
-5190.1	-66.6	39.1	-8.09	-10.88	Verif.	-	-127.3	-	-	-	Verif.
-2815.5	-60.3	-19.4	-3.88	-6.41	Verif.	-	-63.6	-	-	-	Verif.
-5258.1	-15.5	-44.9	-9.29	-9.93	Verif.	-	-140.7	-	-	-	Verif.
-4379.2	-403.6	981.2	-1.49	-10.24	Verif.	-	-35.5	-	-	-	Verif.
-5424.4	-472.3	893.9	-2.14	-12.38	Verif.	-	-47.5	-	-	-	Verif.

Tabella 4.4 Verifica calotta sp 0.50m, armata, maturazione 28 giorni - SLE

COLLEGAMENTO FRA LA VALFONTANABUONA E L'AUTOSTRADA A12 GENOVA-ROMA

Adeguamento del sistema A7-A10-A12

Progetto Definitivo

Gallerie Naturali - Elaborati generali

Relazione di calcolo – Allegati di calcolo

Allegato 3 – Sezione B0

Caratteristiche modello numerico, risultati delle analisi, verifiche

INDICE

1	INTRODUZIONE	3
2	MODELLAZIONE NUMERICA	4
2.1	CODICE DI CALCOLO.....	4
2.2	MODELLO DI CALCOLO.....	5
2.2.1	<i>Caratteristiche della sezione di scavo.....</i>	5
2.2.2	<i>Geometria del modello</i>	6
2.2.3	<i>Modello di comportamento del terreno.....</i>	9
2.2.4	<i>Stato di sforzo geostatico.....</i>	10
2.2.5	<i>Caratteristiche degli elementi strutturali.....</i>	11
2.2.5.1	Rivestimento di prima fase	11
2.2.5.2	Rivestimento definitivo.....	12
3	MODELLAZIONE DELLO SCAVO DELLE GALLERIE	13
3.1	GENERALITÀ.....	13
3.2	FASI DELL'ANALISI – CONFIGURAZIONE GEOMETRICA	14
3.3	FASI DELL'ANALISI – PRINCIPALI RISULTATI.....	18
3.3.1	<i>Configurazione iniziale</i>	18
3.3.2	<i>Avvicinamento del fronte</i>	20
3.3.3	<i>Getto spritz beton al fronte</i>	22
3.3.4	<i>Scavo e getto arco rovescio.....</i>	25
3.3.5	<i>Getto calotta</i>	28
3.3.6	<i>Completamento scarico.....</i>	31
3.3.7	<i>Configurazione finale.....</i>	33
4	VERIFICHE STRUTTURALI	39
4.1	CRITERI DI CALCOLO	39
4.2	RIVESTIMENTO DI PRIMA FASE	40
4.3	RIVESTIMENTO DEFINITIVO	42
4.3.1	<i>Arco rovescio.....</i>	42
4.3.1.1	SLU - pressoflessione	42
4.3.1.2	SLU - taglio.....	44
4.3.1.3	SLE	44
4.3.2	<i>Calotta e muretta</i>	45
4.3.2.1	SLU - pressoflessione	45
4.3.2.2	SLU - taglio.....	47
4.3.2.3	SLE	47

1 INTRODUZIONE

Il presente allegato riporta la descrizione del modello di calcolo realizzato allo scopo di simulare le fasi realizzative delle gallerie secondo le sezioni di scavo tipo B0 previste per le gallerie Caravaggio e Fontanabuona, ed i risultati di tali analisi, in modo da potere valutare l'effetto degli scavi e degli interventi previsti e (nel seguito) eseguire le verifiche delle strutture di sostegno e rivestimento, secondo quanto previsto da normativa.

La modellizzazione eseguita ha avuto lo scopo principale di analizzare le condizioni allo scavo sulla base degli interventi ipotizzati, derivanti dalle esperienze in casi simili e dalle valutazioni di base effettuate secondo metodologie empiriche, cercando di evidenziare eventuali problematiche a livello strutturale.

Le analisi, condotte in stato piano delle deformazioni, sono state eseguite con il programma ad elementi finiti Plaxis (si veda la relazione di calcolo per una sintetica descrizione delle caratteristiche di tale software).

Concordemente con quanto fatto per le analisi preliminari con le linee caratteristiche, per la modellazione del comportamento dell'ammasso è stato considerato il criterio di Mohr-Coulomb, i cui parametri sono stati ottenuti per linearizzazione del criterio di Hoek-Brown, in accordo con le massime coperture nella tratta di riferimento per la sezione in esame.

I pochi dati piezometrici a disposizione non evidenziano la presenza di un battente idraulico alle profondità di riferimento, pertanto la presenza della falda non è stata presa in considerazione nelle analisi numeriche.

2 MODELLAZIONE NUMERICA

2.1 CODICE DI CALCOLO

Le analisi tenso-deformative presentate nel seguito sono state condotte utilizzando il codice di calcolo Plaxis 2D, il quale consente di affrontare problemi di meccanica del continuo, determinando gli stati tensionali e deformativi in un dominio bidimensionale, le cui caratteristiche sono definite da leggi di comportamento di tipo elastico o plastico e da imposte condizioni al contorno, implementando il metodo degli elementi finiti. Per maggiori dettagli sul programma di analisi si rimanda alla relazione di calcolo di cui questo allegato è parte integrante.

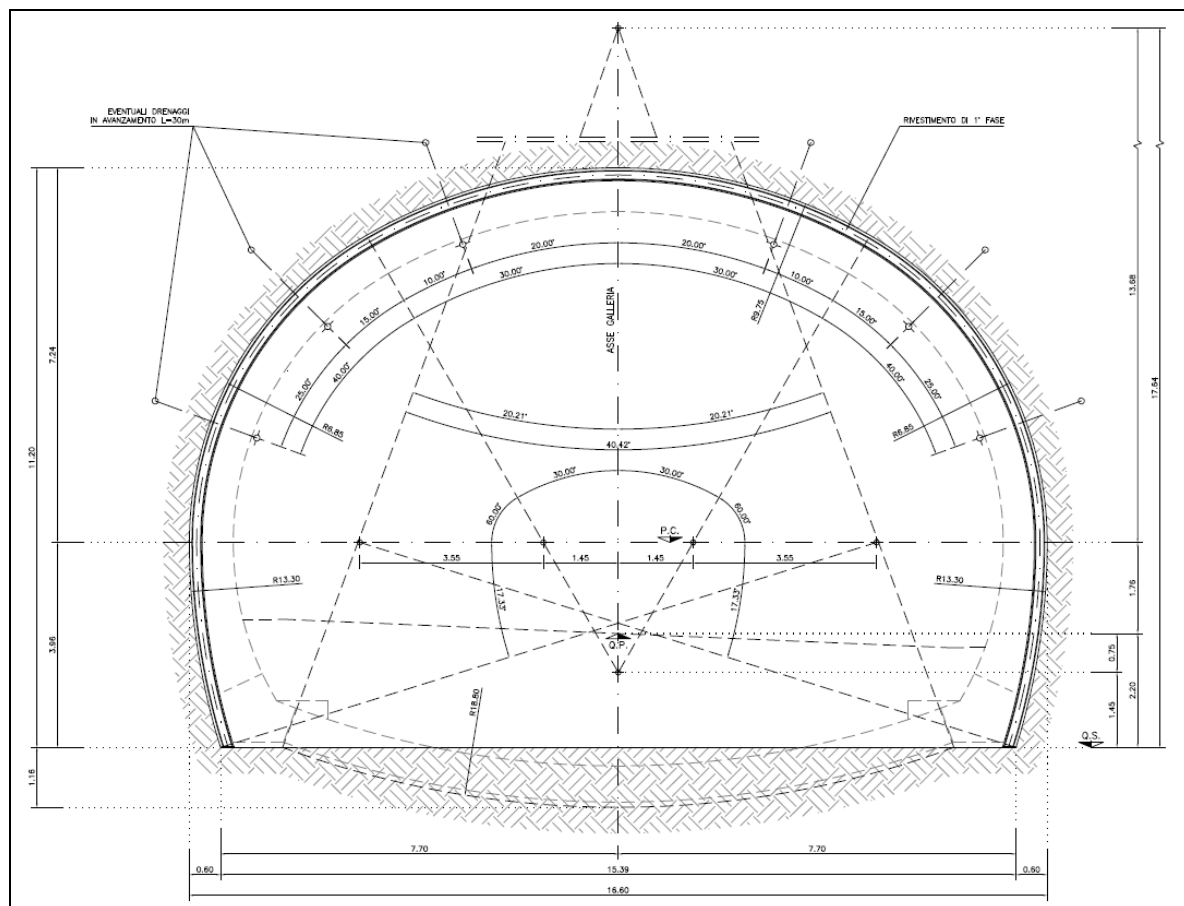


Figura 2-1 B0 – Sezione di scavo

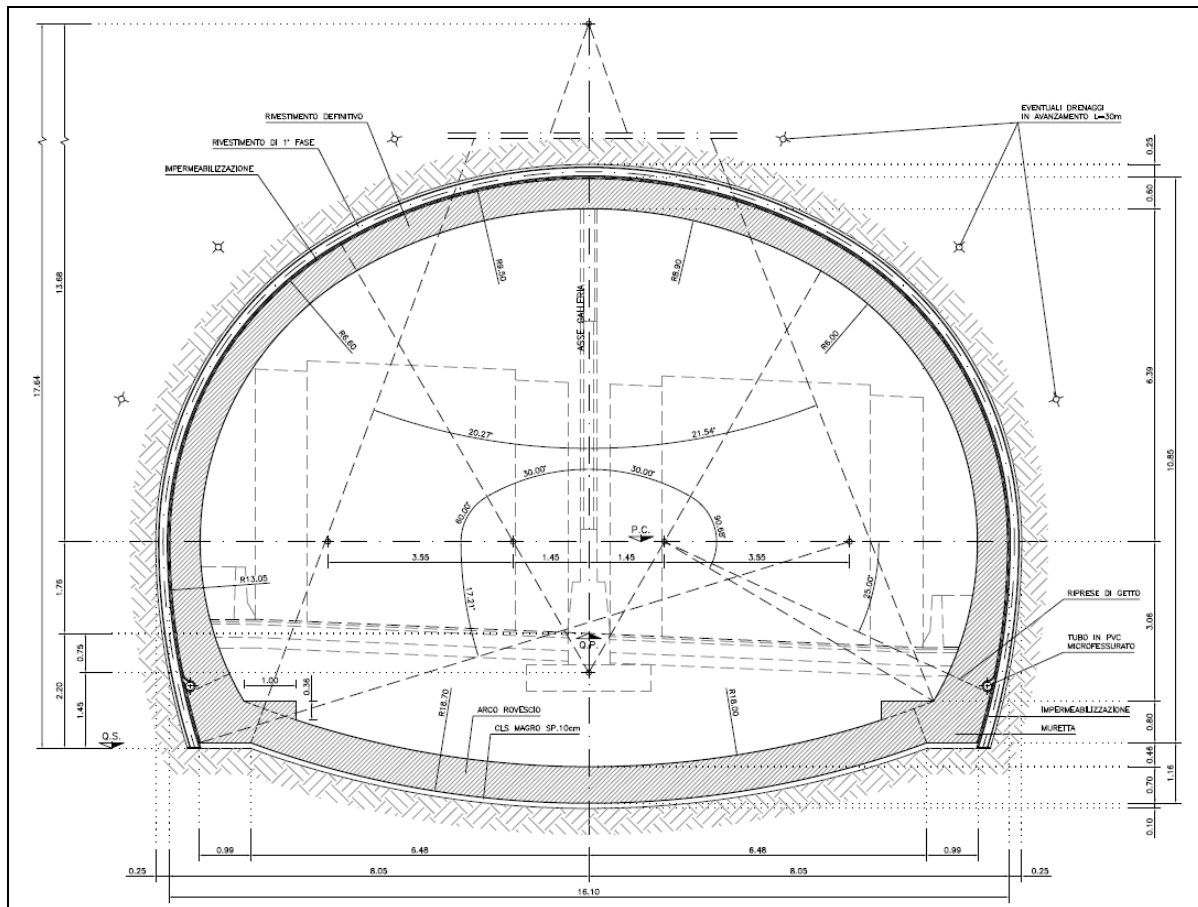


Figura 2-2 **B0– Rivestimento definitivo**

2.2 MODELLO DI CALCOLO

2.2.1 Caratteristiche della sezione di scavo

La sezione tipo è costituita da (Figura 2-1, Figura 2-2):

- eventuali (solo in presenza d'acqua) 3+3 drenaggi in avanzamento, della lunghezza di 30 m con sovrapposizione di 10 m, microfessurati per 20 m da fondo foro e ciechi per 10 m verso boccaforo;
- strato di calcestruzzo proiettato al fronte di scavo pari a 5 cm o 10 cm nel caso dei fronti di avanzamento dal lato Rapallo per i quali gli strati al fronte di scavo si presenteranno a franapoggio;
- primo strato al contorno del cavo di 5 cm di calcestruzzo proiettato e secondo strato di calcestruzzo proiettato dello spessore di 20 cm;

- centine 2IPN180 passo medio 1.00m (var. 0.80÷1.20)
- arco rovescio spessore 0.70m, murette dello spessore di spessore 0.90 m;
- rivestimento definitivo costituito da un arco di calcestruzzo armato avente spessore di 0.60 m.

2.2.2 Geometria del modello

Nella preparazione del modello è stata sfruttata la simmetria del problema rispetto all'asse della galleria, il modello (relativo alla metà destra della galleria) misura quindi 60m di larghezza e 120m di altezza, la discretizzazione adottata ha previsto la definizione di 25633 nodi e 3154 elementi. L'origine del sistema di riferimento è stata posizionata in asse galleria, all'altezza del piano dei centri (Figura 2-3).

La copertura di riferimento per l'analisi in oggetto è pari a 240m (per semplicità calcolata rispetto al piano dei centri, l'approssimazione introdotta è irrilevante ai fini del calcolo), le caratteristiche degli elementi strutturali (in particolare il passo delle centine) sono quelle relative alla sezione media, in termini di intensità dei consolidamenti (cfr. Figura 2-4)

Viste le elevate coperture previste in progetto, e le difficoltà nella gestione di modelli troppo grandi e/o con rapporto altezza/larghezza molto lontano dall'unità, il modello è stato preparato in modo da prevedere la presenza fra i 75 e i 100m di quota di uno strato di materiale a cui attribuire peso specifico variabile in modo da simulare alle profondità di interesse lo stato di sforzo geostatico

Il modello è stato creato con elementi triangolari a 15 nodi, in stato piano delle deformazioni, ove è stato ritenuto necessario sono stati inseriti elementi "plate" (piastra) di opportuna rigidità e interfacce per meglio simulare la presenza di materiali strutturali a contatto col terreno e la corrispondente riduzione della rigidità al contatto fra i materiali. In particolare, i rivestimenti di prima fase e definitivo sono stati modellati con il loro reale spessore ed attribuendo agli elementi soil caratteristiche meccaniche tali da simulare il comportamento del materiale in funzione anche della maturazione dei getti. Nel rivestimento definitivo, per agevolare l'identificazione delle zone maggiormente sollecitate, sono stati inseriti elementi plate con rigidità 1000 volte inferiore a quelle del rivestimento, tale quindi da non alterare i risultati dell'analisi. Interfacce sono state modellate nelle zone interessate dal posizionamento del telo di impermeabilizzazione del rivestimento definitivo.

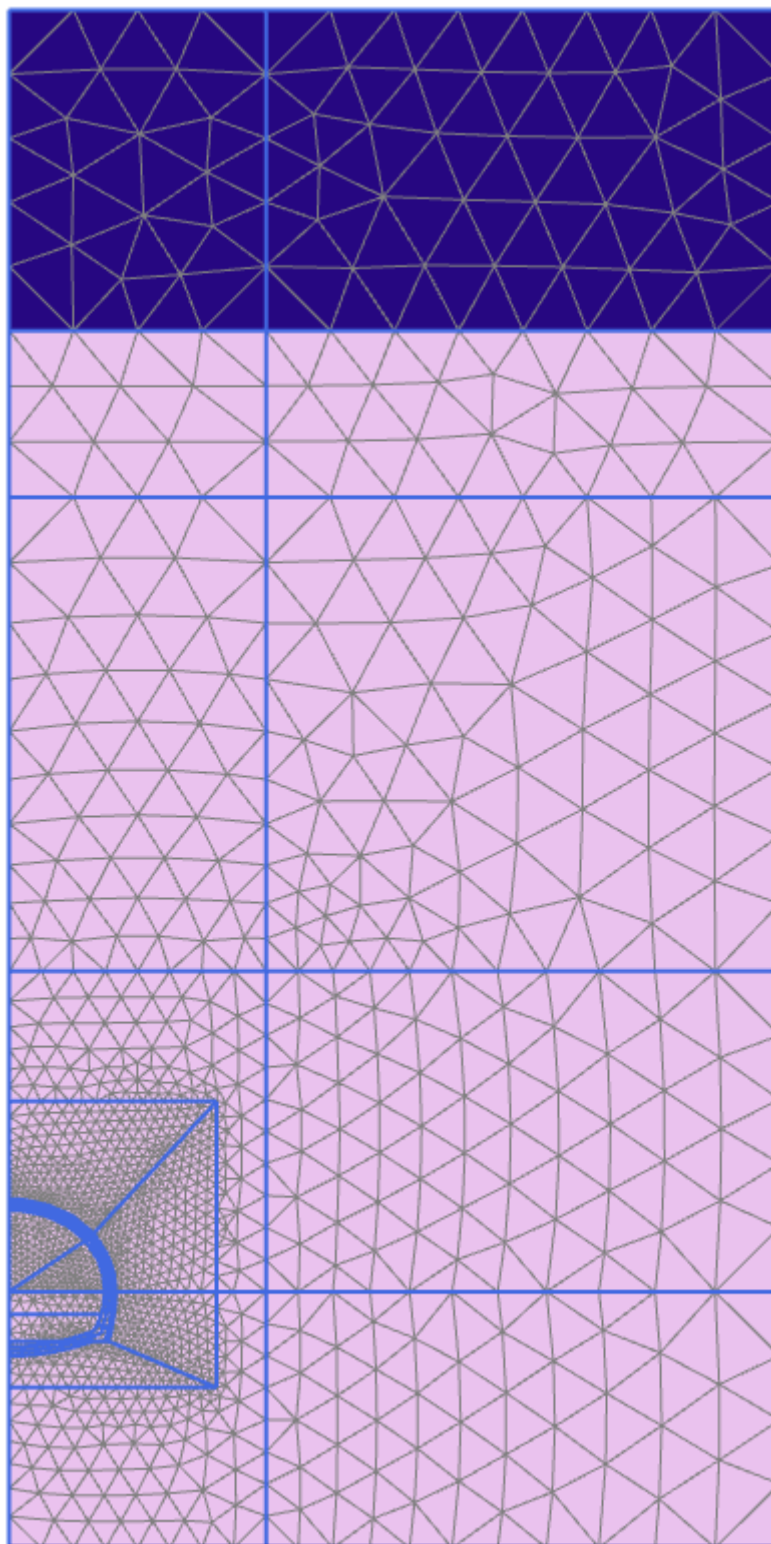


Figura 2-3 B0 – Geometria modello

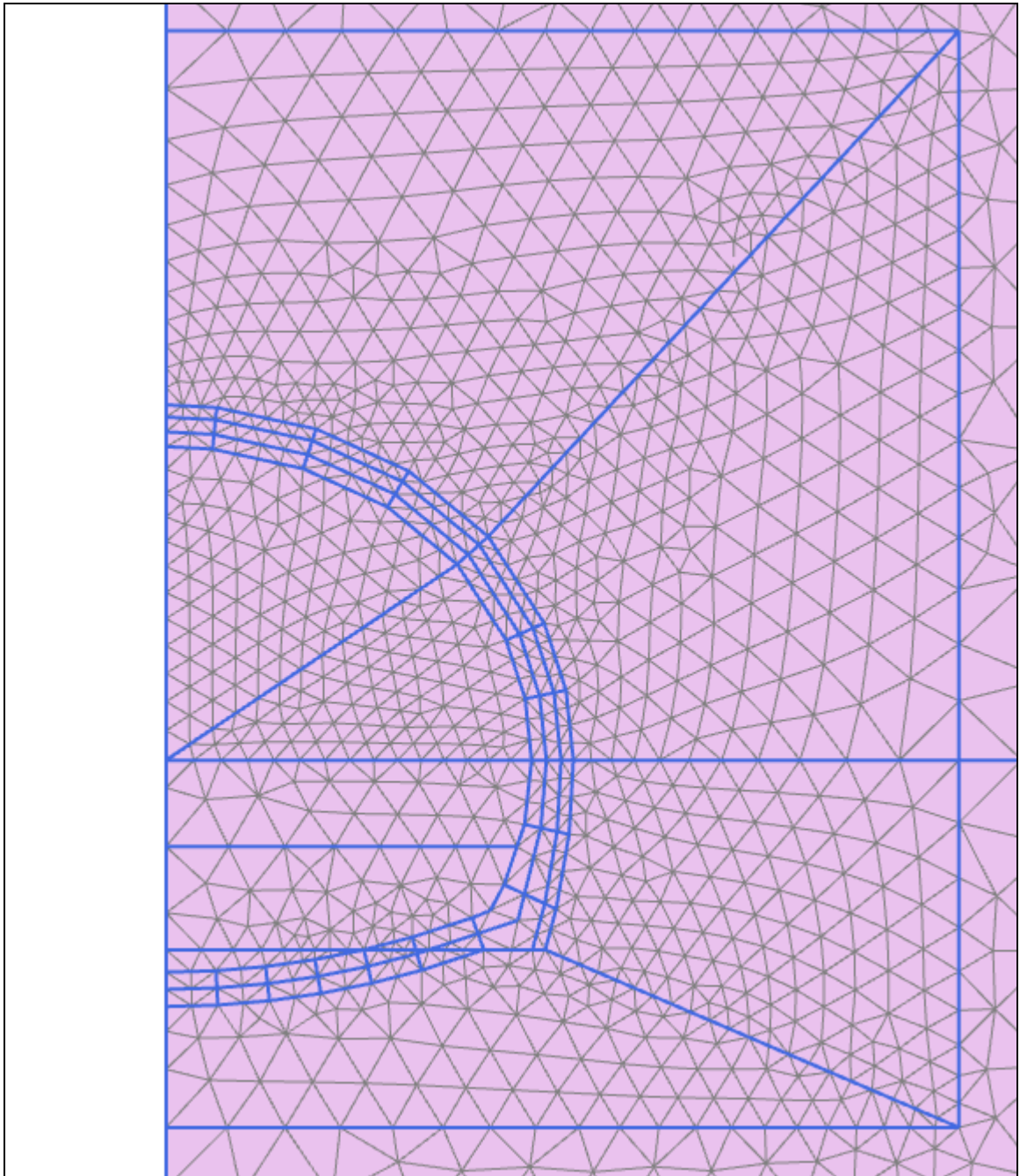


Figura 2-4 **B0 – Geometria modello, dettaglio sezione**

2.2.3 Modello di comportamento del terreno

Dalla caratterizzazione geomeccanica effettuata per l'ammasso in oggetto sono stati ricavati i parametri riportati in Tabella 2.1. Le analisi con il metodo delle linee caratteristiche e le analisi numeriche agli elementi finiti sono state condotte applicando il criterio di Mohr-Coulomb, i cui parametri sono stati determinati per linearizzazione del criterio di Hoek-Brown per le profondità di interesse (nel caso specifico pari a 240m, cfr Figura 2-5). I risultati della linearizzazione sono riportati in Tabella 2.2.

GALLERIE FONTANABUONA E CARAVAGGIO		
FORMAZIONE DEL MONTE ANTOLA		
γ (kN/m ³)	Valore medio	27.0
σ_{ci} (MPa)	Valore medio	65.0
	Deviazione standard	20.0
	Valore caratteristico	65.0
	Valore caratteristico inferiore	32
	Valore caratteristico superiore	98
m_i	Valore medio	8.0
	Deviazione standard	1.0
	Valore caratteristico	8.0
	Valore caratteristico superiore	10
GSI	Valore medio	42.0
	Deviazione standard	2.5
	Valore caratteristico	42
	Valore caratteristico superiore	46

Tabella 2.1 Caratterizzazione formazione Monte Antola, criterio Hoek & Brown

Formazione	Copertura m	γ' kN/m ³	Coesione			Angolo di resist taglio			Modulo deformabilità			Coeff Poisson
			$c'_{k,inf}$ MPa	c'_k MPa	$c'_{k,sup}$ MPa	$\phi'_{k,inf}$ (°)	ϕ'_k (°)	$\phi'_{k,sup}$ (°)	$E_{k,inf}$ MPa	E_k MPa	$E_{k,sup}$ MPa	
Monte Antola	240	27	0.60	0.94	1.30	31	40	46	2800	5100	7900	0.20

Tabella 2.2 Caratterizzazione formazione Monte Antola, criterio Mohr-Coulomb (copertura 240m)

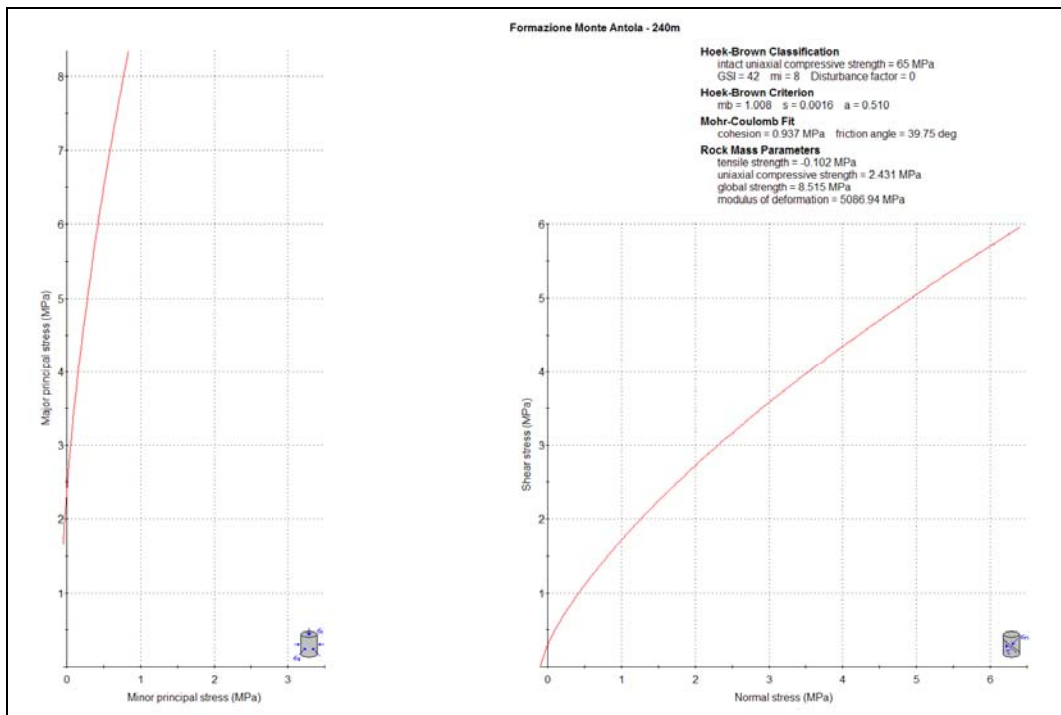


Figura 2-5 FAN - Linearizzazione criterio H-B, coperture 240m

2.2.4 Stato di sforzo geostatico

Come detto precedentemente, per contenere le dimensioni del modello e renderlo gestibile è necessario limitarne le dimensioni in altezza. Per ottenere una corretta distribuzione dello stato di sforzo geostatico è quindi necessario applicare opportune condizioni al contorno: nella fattispecie si è scelto di attribuire agli elementi soil presenti fra $z = 75\text{m}$ e $z = 100\text{m}$ un peso specifico fittizio γ_f , in modo da avere, a $z=75\text{m}$, un valore corretto degli sforzi verticali. Dovendo essere, teoricamente, il modello limitato a $z = 240\text{m}$, si dovrebbe avere

$$\text{per } z = 75\text{m} \quad \sigma_y = (240 - 75)\text{m} * 27 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 4455\text{kPa} \quad \gamma_f = \frac{\sigma_y}{100 - 75} \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 178.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}.$$

Per quanto riguarda la componente orizzontale, si osserva che, viste le elevate coperture in gioco, definire il coefficiente di spinta a riposo come

$$k_0 = 1 - \text{sen}\phi$$

risulterebbe poco realistico, inoltre introdurrebbe un andamento della componente orizzontale dello stato di sforzo dipendente dalla linearizzazione del criterio di Hoek-Brown adottata. Si ritiene più realistico, nel caso specifico e in mancanza di ulteriori valutazioni e dati, assumere

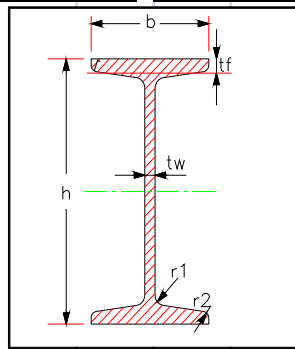
$$k_0 = 1.$$

2.2.5 Caratteristiche degli elementi strutturali

2.2.5.1 Rivestimento di prima fase

Il rivestimento di prima fase, costituito da calcestruzzo proiettato fibrorinforzato ($R_{ck}=35$, fibre $\geq 30\text{kg/m}^3$), è stato modellato con elementi soil, quindi tenendo in considerazione lo spessore reale dei getti (0.25m), ai quali sono state attribuite le caratteristiche riportate in Tabella 2.3. In particolare si segnala che è stato considerato il processo di maturazione dei getti, con variazione del modulo del calcestruzzo in funzione del tempo intercorso fra il getto e la fase di calcolo in esame. Tale valutazione è stata effettuata sulla base del Model Code (si veda la relazione di calcolo di cui questo allegato è parte integrante). Si segnala inoltre che il modulo di Young (E) indicato è un modulo equivalente, omogeneizzato rispetto allo spritz beton, che tiene in considerazione la presenza delle centine (Figura 2-6), in quanto data la tipologia di elementi utilizzati per modellare la presenza del rivestimento di prima fase non è possibile agire sullo spessore equivalente.

PROFILATI LAMINATI			
Scelta Diametro	Scelta spessore	Caratteristiche Profilato Laminato	
HSE	IPN 160	Tipologia Profilato	IPN 180
HSB	IPN 180	Peso profilato	m [kg/m] 21.90
HSL	IPN 200	Altezza Profilato	h [mm] 180.0
HSU	IPN 220	Larghezza Profilo	b [mm] 82.0
IPE	IPN 240	Spessore Anima	t_w [mm] 6.90
IPEA	IPN 260	Spessore Ala	t_f [mm] 10.4
IPEO	IPN 280	raggio raccordo Ala-Anima	r/r_1 [mm] 6.9
IPEX	IPN 300	raggio raccordo d'Ala	r_2 [mm] 4.1
IPN	IPN 320	Area	A [mm ²] 2790
ISE	IPN 340	J_y	[mm ⁴]*10 ⁶ 14.5
		W_y	[mm ³]*10 ³ 161
		$W_{y,pl}$	[mm ³]*10 ³ 187
		ρ_y/i_y	[mm] 72
		J_z	[mm ⁴]*10 ⁶ 0.813
		W_z	[mm ³]*10 ³ 19.8
		$W_{z,pl}$	[mm ³]*10 ³ 33.2
		ρ_z/i_z	[mm] 17.1
		J_T	[mm ⁴]*10 ⁶ 0.1269
		J_w	[mm ⁴]*10 ⁶ 844.9



DATI DI INPUT				RISULTATI		
Dati Armatura				Peso equivalente al metro		
Modulo Elasticità	E_{acc}	[MPa]	206000	w	[kN/m/m]	6.3
Interasse	i	[m]	0.75	Struttura equivalente: rigidzze		
Dati Betoncino				ASSIALE FLESSIONALE		
Spessore	H	[m]	0.25	Area	Inerzia	Altezza
Peso di volume	γ	[kN/m ³]	24.00	equivalente	equivalente	equivalente
Rigidzza Betoncino				n	A'	J'
Valori di riferimento in funzione del tempo di presa				[m ²]	[m ⁴]	[m]
Modulo Elasticità	$t_1=8h$	E	10365	19.87	0.3239	0.0016863
Modulo Elasticità	$t_2=1d$	E	16150	12.76	0.2975	0.0015487
Modulo Elasticità	$t_3=2d$	E	19800	10.40	0.2887	0.0015032
Modulo Elasticità	$t_4=4d$	E	23454	8.78	0.2827	0.0014719
Modulo Elasticità	$t_5=7d$	E	26400	7.80	0.2790	0.0014529
Modulo Elasticità	$t_6=14d$	E	30050	6.86	0.2755	0.0014346
Modulo Elasticità	$t_7=28d$	E	33700	6.11	0.2727	0.0014203

Figura 2-6 Calcolo sezione equivalente al sistema spritz beton - centine

	t = 8 h	t = 1d	t = 7d	t = 28d
Modello comportamento	Linear elastic	Linear elastic	Linear elastic	Linear elastic
Porous...	Non porous	Non porous	Non porous	Non porous
γ (kN/m ³)	25	25	25	25
E (MPa)	14'960	20'750	31'000	38'300
ν	0.2	0.2	0.2	0.2

Tabella 2.3 Elementi soil per rivestimento prima fase – parametri adottati in funzione della maturazione del getto

2.2.5.2 Rivestimento definitivo

Il rivestimento definitivo, costituito da calcestruzzo armato C28/35 ($R_{ck}=35\text{MPa}$), è stato modellato con elementi soil, quindi tenendo in considerazione lo spessore reale dei getti (0.60m in calotta, 0.70m in arco rovescio, circa 0.90m in corrispondenza delle murette), ai quali sono state attribuite le caratteristiche riportate in Tabella 2.4. In particolare si segnala che è stato considerato il processo di maturazione dei getti, con variazione del modulo del calcestruzzo in funzione del tempo intercorso fra il getto e la fase di calcolo in esame. Tale valutazione è stata effettuata sulla base del Model Code (si veda la relazione di calcolo di cui questo allegato è parte integrante)

Per questioni di praticità (avere a disposizione un andamento qualitativo delle sollecitazioni nel rivestimento, in modo da individuare più agevolmente le sezioni da sottoporre a verifica) in asse al rivestimento sono stati posizionati elementi “plate” aventi rigidezza 1000 volte inferiore a quella del getto.

	t = 3d	t = 14d	t = 28d
Modello comportamento	Linear elastic	Linear elastic	Linear elastic
Porous...	Non porous	Non porous	Non porous
γ (kN/m ³)	25	25	25
E (MPa)	19'800	30'050	33'700
ν	0.2	0.2	0.2

Tabella 2.4 Elementi soil per rivestimento definitivo – parametri adottati in funzione della maturazione del getto

3 MODELLAZIONE DELLO SCAVO DELLE GALLERIE

3.1 GENERALITÀ

La modellazione numerica ha previsto una sequenza di operazioni allo scopo di determinare lo stato di sforzo iniziale agente nell'ammasso, simulare le fasi realizzative della galleria in progetto (avvicinamento del fronte, scavo, installazione del rivestimento di prima fase, avanzamento del fronte con realizzazione delle murette e del getto di calotta, configurazione finale con trasferimento di tutti i carichi al rivestimento definitivo). Si ricorda che per modellare lo scavo di una galleria si rimuovono gli elementi corrispondenti all'area da scavare e si applica al contorno dello scavo lo stato di sforzo agente su di esso, tali sollecitazioni verranno successivamente ridotte (scarico) fino al loro completo annullamento.

La sequenza delle fasi di scavo ha previsto:

- definizione dello stato tensionale e di plasticizzazione per la condizione geostatica di partenza;
- azzeramento degli spostamenti;
- simulazione dell'avvicinamento del fronte;
- getto rivestimento prima fase;
- avanzamento dello scavo, scavo per arco rovescio;
- getto arco rovescio e murette;
- avanzamento dello scavo, maturazione arco rovescio e getto calotta;
- scarico completo;
- configurazione finale e disattivazione del rivestimento di prima fase (trasferimento dei carichi al rivestimento definitivo).

Le analisi, come detto nei paragrafo precedenti, sono state svolte in 2D, in stato piano delle deformazioni, mentre l'andamento dello stato di sforzo in prossimità del fronte è tridimensionale, per modellare l'evoluzione dello stato tensodeformativo all'avanzare del fronte è stato necessario effettuare delle analisi preliminari (metodo delle linee caratteristiche) al fine di determinare gli scarichi in funzione delle varie fasi delle analisi. Tali valori, unitamente ai criteri seguiti per la loro determinazione e l'andamento della maturazione dei getti sono riportati in Tabella 3.1

Fasi		Scarico %	stanza fror m	Maturazione getti		
num	descr			spritz	AR	calotta
0-1	geostatico	0				
1-1	avvicinamento fronte	28				
1-2	spritz beton 8h	38	1	8 h		
1-3	spritz beton 1d	52	3	1 day		
2-0	scavo AR	77	12	7 day		
2-1	getto AR	78	12	7 day	2 day	
2-2	getto calotta	86	24	21 day	14 day	2 day
3-1	scarico 100%	100	90	28 day	28 day	28 day
3-2	configurazione finale	100		-	28 day	28 day

Tabella 3.1 Fasi dell'analisi - scarichi adottati e andamento maturazione getti.

3.2 FASI DELL'ANALISI – CONFIGURAZIONE GEOMETRICA

In Figura 3-1÷Figura 3-7 è riportata la geometria della zona interessata dallo scavo della galleria nelle varie fasi delle analisi.

- Avvicinamento fronte (Figura 3-1): vengono disattivati gli elementi corrispondenti all'area da scavare, e le forze di scavo (forze applicate alle pareti dello scavo in sostituzione degli elementi rimossi) vengono ridotte al 28% del valore iniziale;
- Getto spritz beton (Figura 3-2): attivazione elementi rivestimento prima fase, forze di scavo al 38% del valore iniziale;
- Scavo arco rovescio (Figura 3-3): rimozione elementi corrispondenti alla zona in cui va realizzato il getto, modifica proprietà dello spritz beton, forze di scavo al 77% del valore iniziale;
- Getto arco rovescio (Figura 3-4): attivazione elementi arco rovescio e murette, forze di scavo al 78% del valore iniziale;
- Getto calotta (Figura 3-5): attivazione elementi calotta e interfaccia calotta-rivestimento prima fase, modifica parametri meccanici arco rovescio, modifica parametri elementi rivestimento prima fase, forze di scavo al 86% del valore iniziale;
- Scarico 100% (Figura 3-6): azzeramento delle forze di scavo;
- Configurazione finale (Figura 3-7):, attribuzione delle caratteristiche dell'ammasso allo strato corrispondente al rivestimento di prima fase, realizzazione piano viario.

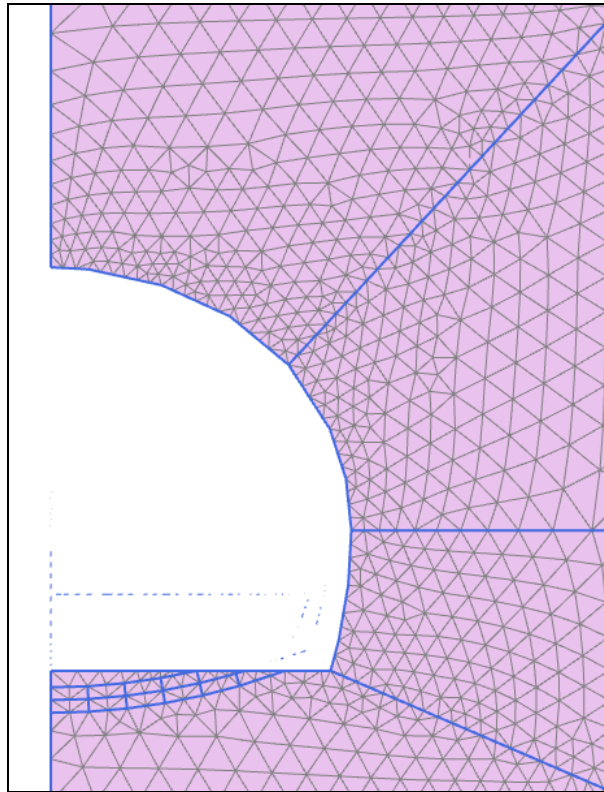


Figura 3-1 **1-1: Avvicinamento del fronte**

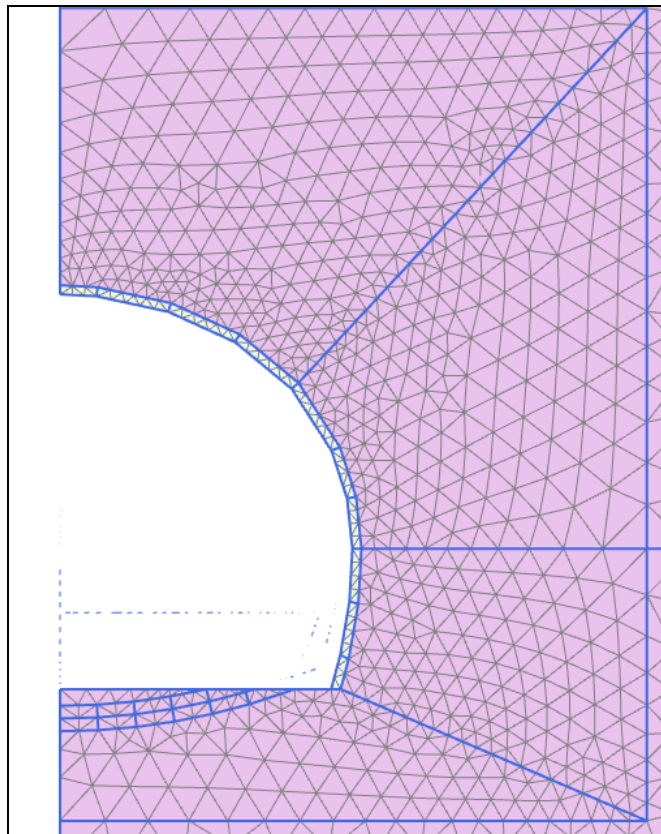


Figura 3-2 **1-2: Spritz beton 8 ore**

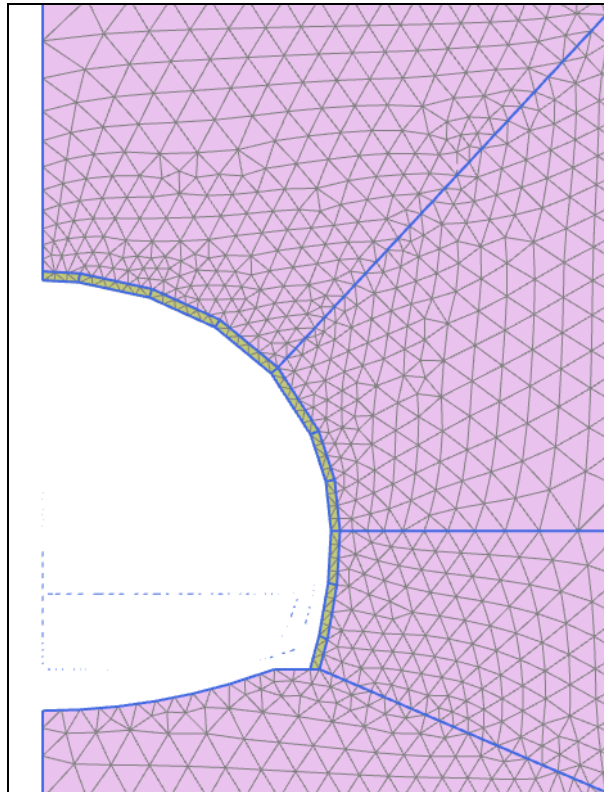


Figura 3-3 **2-0: Scavo arco rovescio**

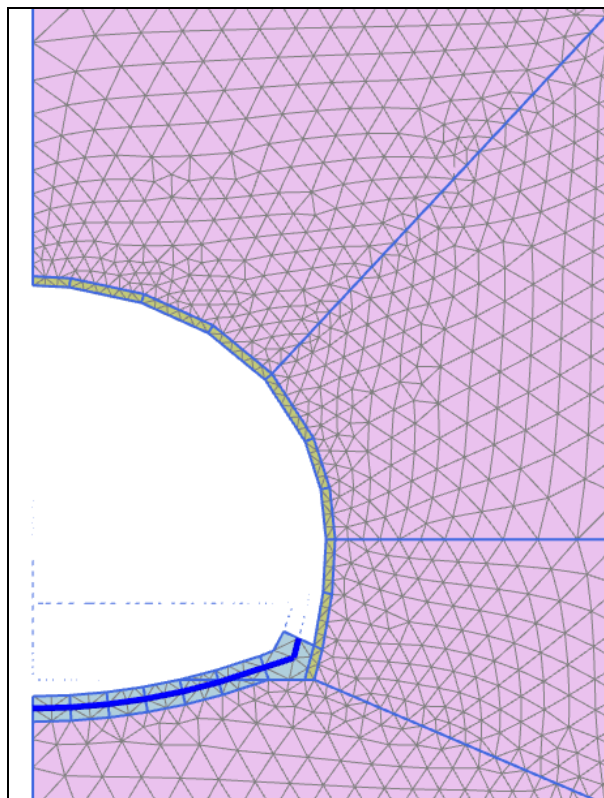


Figura 3-4 **2-1: Getto arco rovescio**

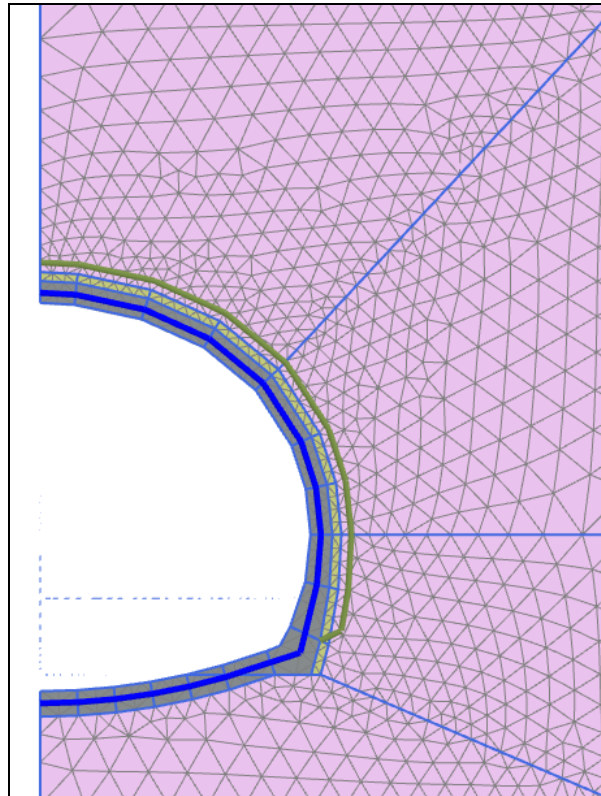


Figura 3-5 **2-2: Getto calotta**

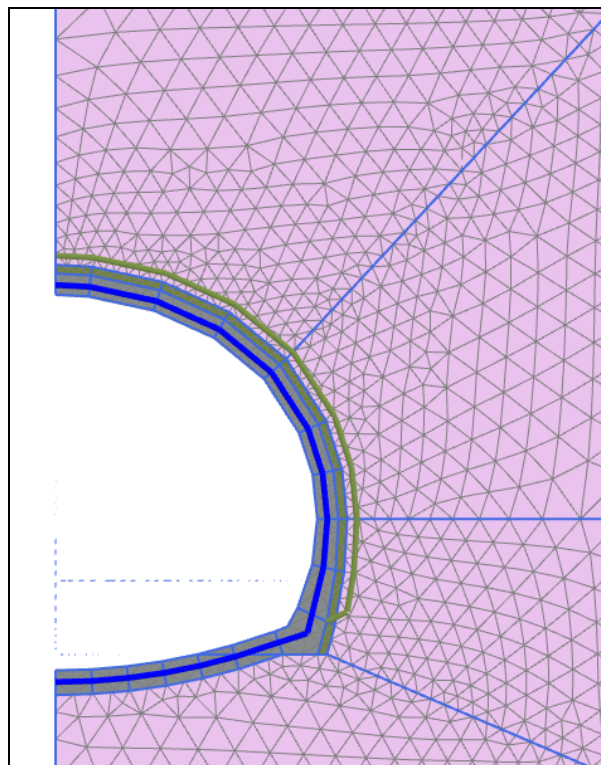


Figura 3-6 **3-1: Scarico 100%**

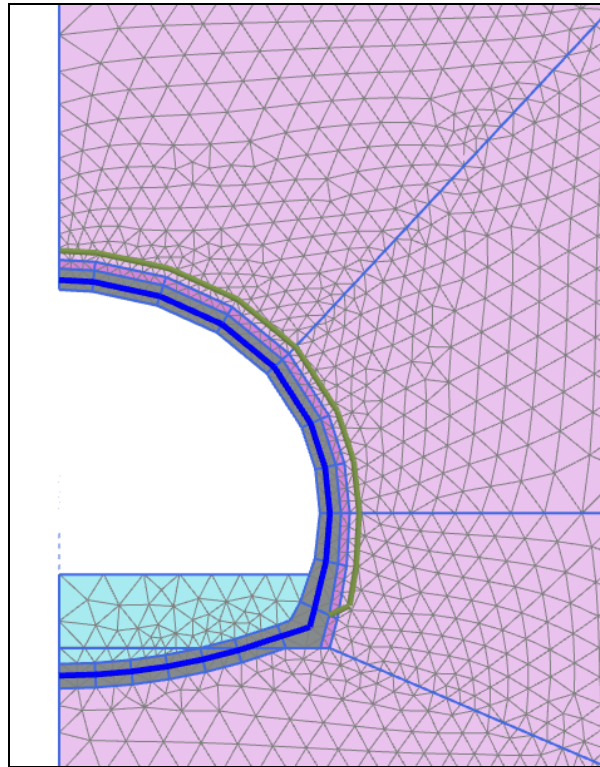


Figura 3-7 3-2: Configurazione finale

3.3 FASI DELL'ANALISI – PRINCIPALI RISULTATI

3.3.1 Configurazione iniziale

In Figura 3-8 e in Figura 3-9 è riportato l'andamento dello stato di sforzo geostatico, per l'intero modello. Si ricorda che i primi 25m del modello sono caratterizzati da un materiale con peso specifico fittizio, calcolato in modo da simulare le elevate coperture presenti, di conseguenza lo stato di sforzo è realistico per $y \leq 75\text{m}$.

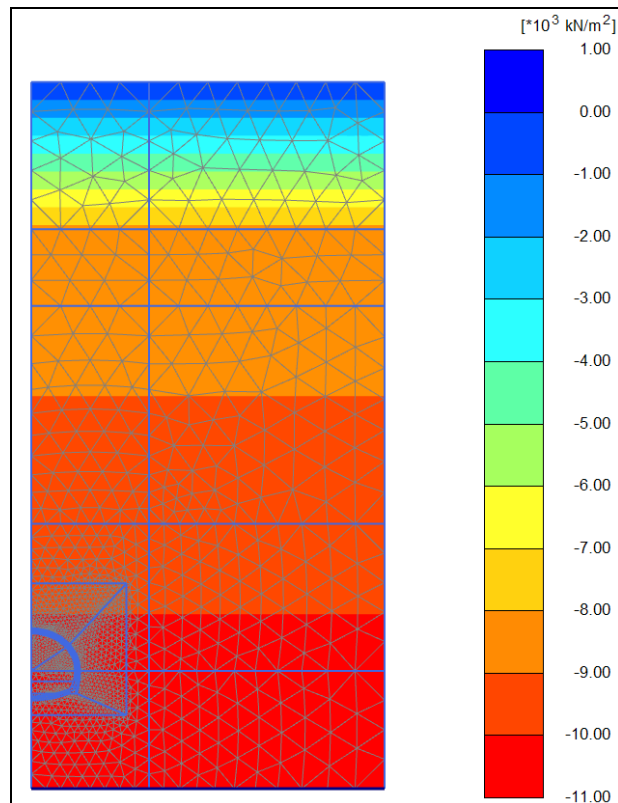


Figura 3-8 0-1, stato di sforzo geostatico - σ'_y (kPa)

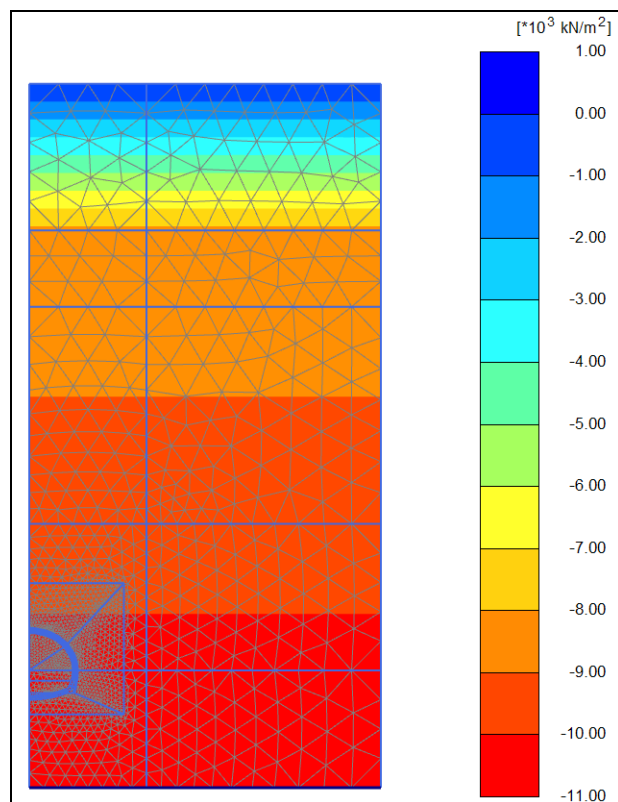


Figura 3-9 0-1, stato di sforzo geostatico - σ'_x (kPa)

3.3.2 Avvicinamento del fronte

Riducendo le forze di scavo si simula l'avvicinamento del fronte alla sezione di calcolo. Lo stato di sforzo e deformazione che ne consegue è quindi la conseguenza nel piano del comportamento tipicamente tridimensionale in prossimità del fronte. Si riportano quindi le rappresentazioni grafiche dello stato di sforzo (Figura 3-10, Figura 3-11) e del campo degli spostamenti (Figura 3-12, Figura 3-13) nella zona limitrofa all'area interessata direttamente dallo scavo.

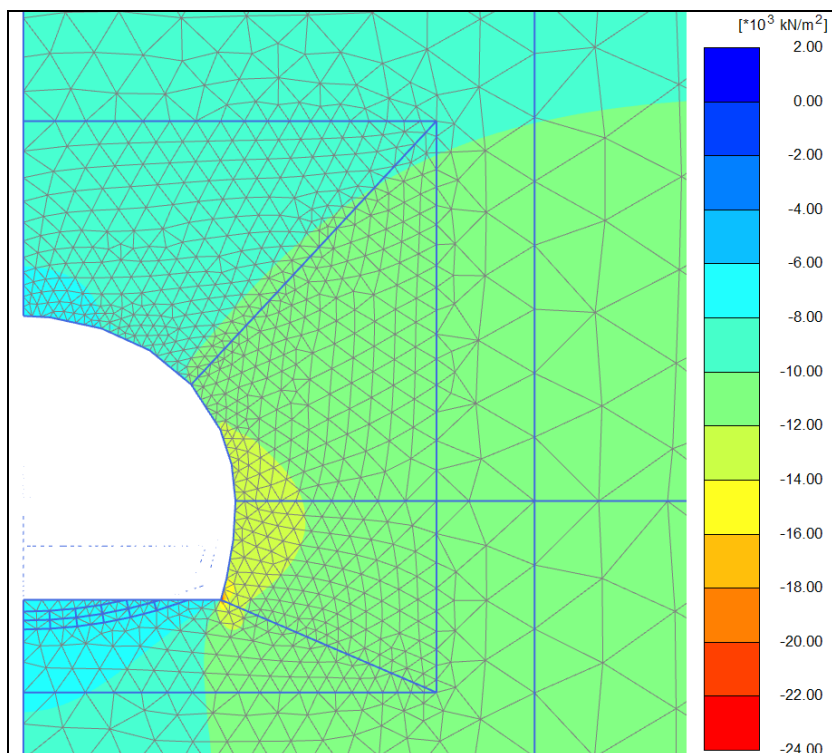


Figura 3-10 1-1, avvicinamento fronte - σ'_y (kPa)

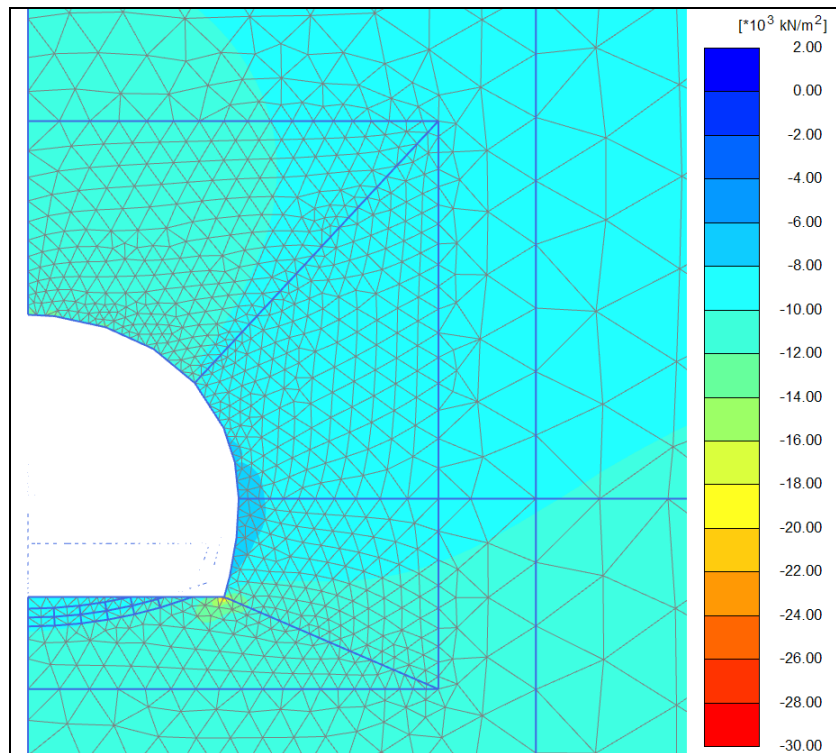


Figura 3-11 **1-1, avvicinamento fronte - σ'_x (kPa)**

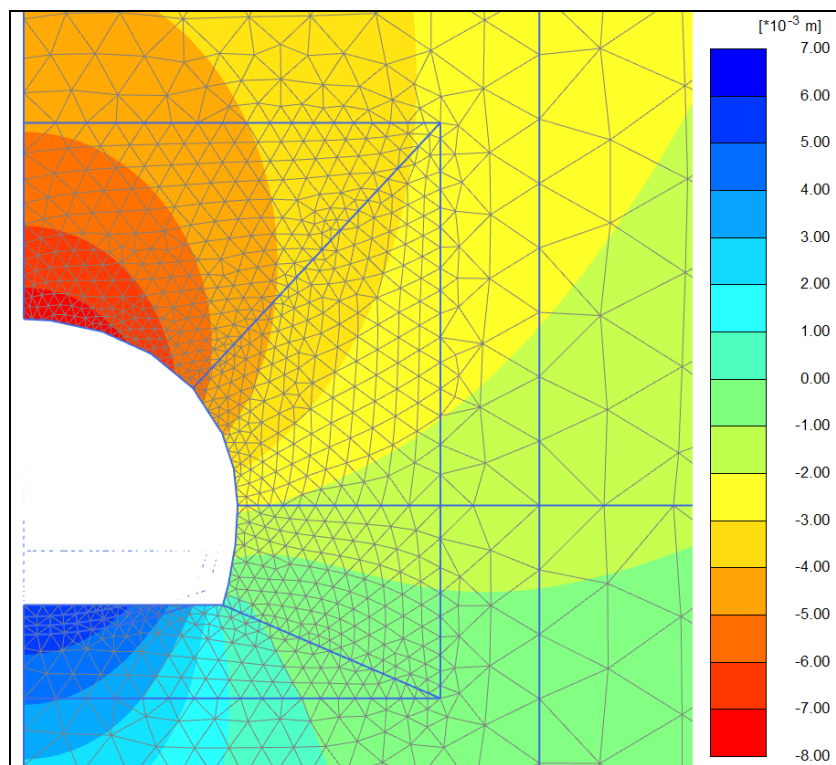


Figura 3-12 **1-1, avvicinamento fronte - u_y (m)**

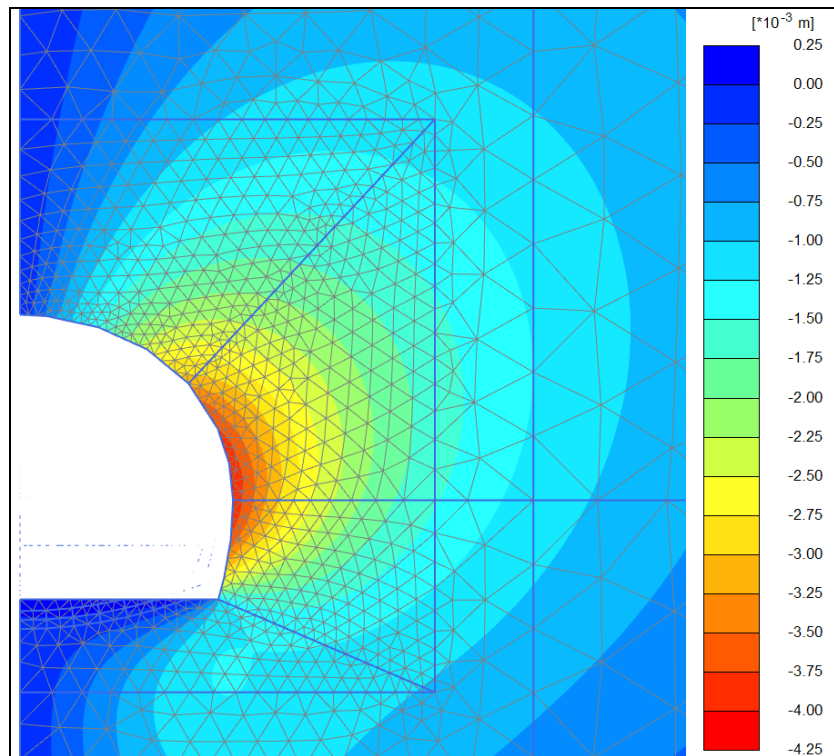


Figura 3-13 1-1, avvicinamento fronte - u_x (m)

3.3.3 Getto spritz beton al fronte

Si procede successivamente ad una successiva riduzione delle forze di scavo e alla modellazione della realizzazione dello strato di spritz beton. In Figura 3-14 e Figura 3-15 è rappresentato lo stato di sforzo successivamente alla realizzazione del rivestimento di prima fase, in Figura 3-16 e in Figura 3-17 il campo degli spostamenti.

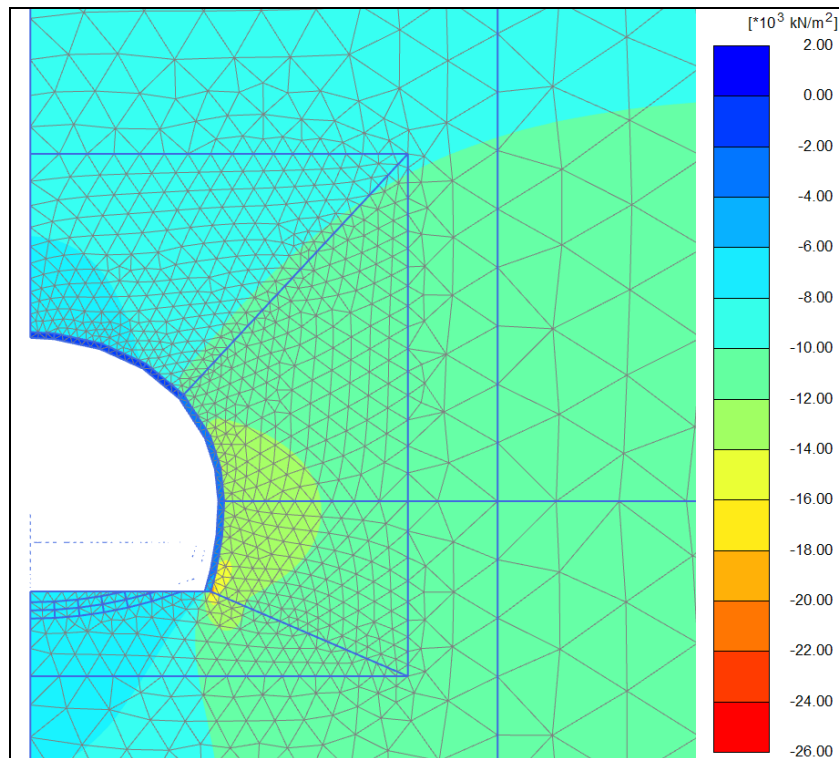


Figura 3-14 **1-2, getto spritz beton - σ'_y (kPa)**

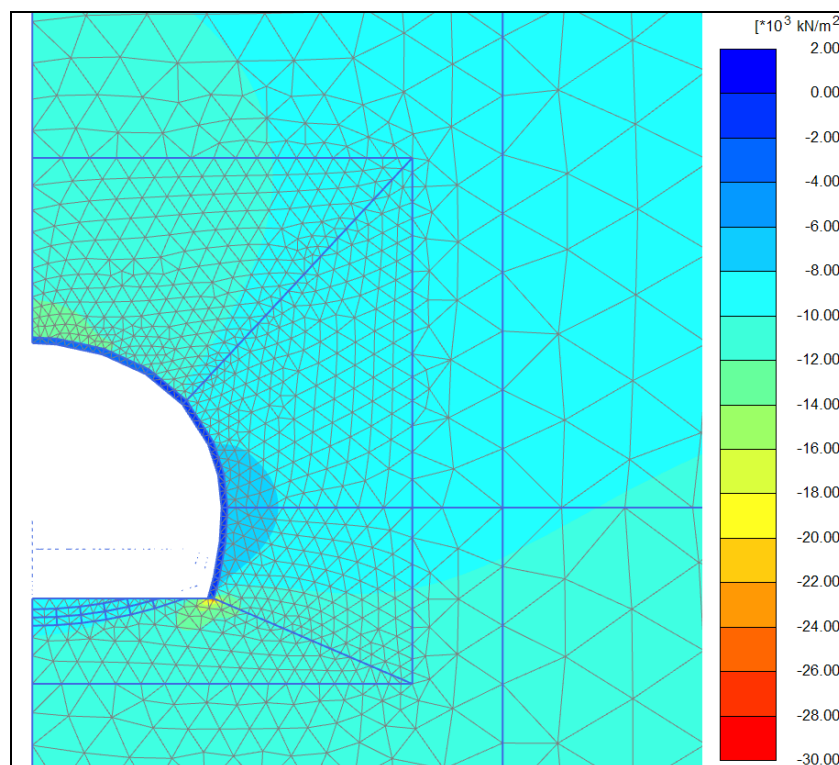


Figura 3-15 **1-2, getto spritz beton - σ'_x (kPa)**

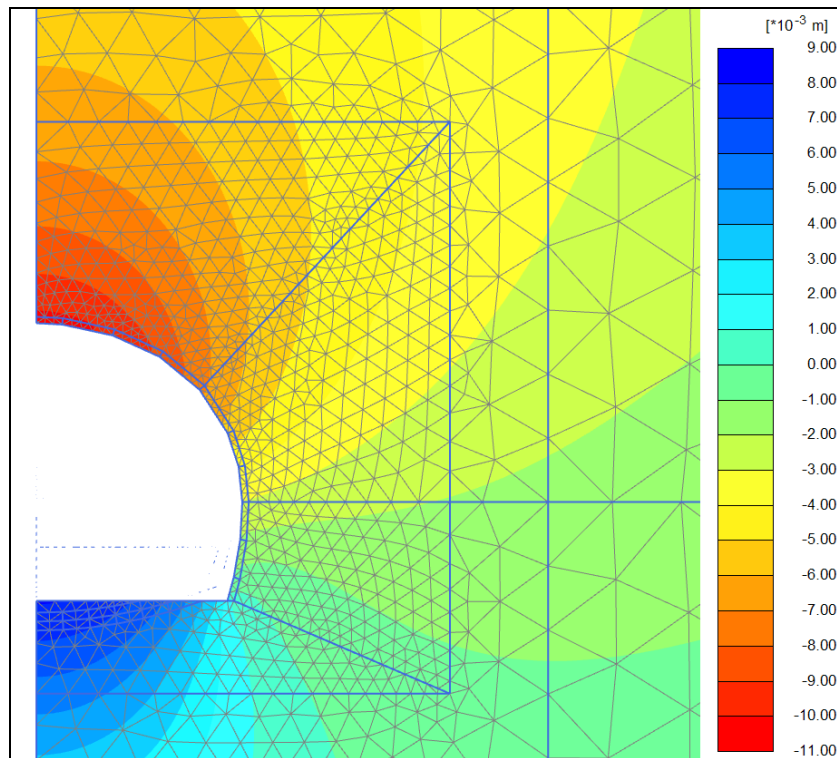


Figura 3-16 **1-2, getto spritz beton - u_y (m)**

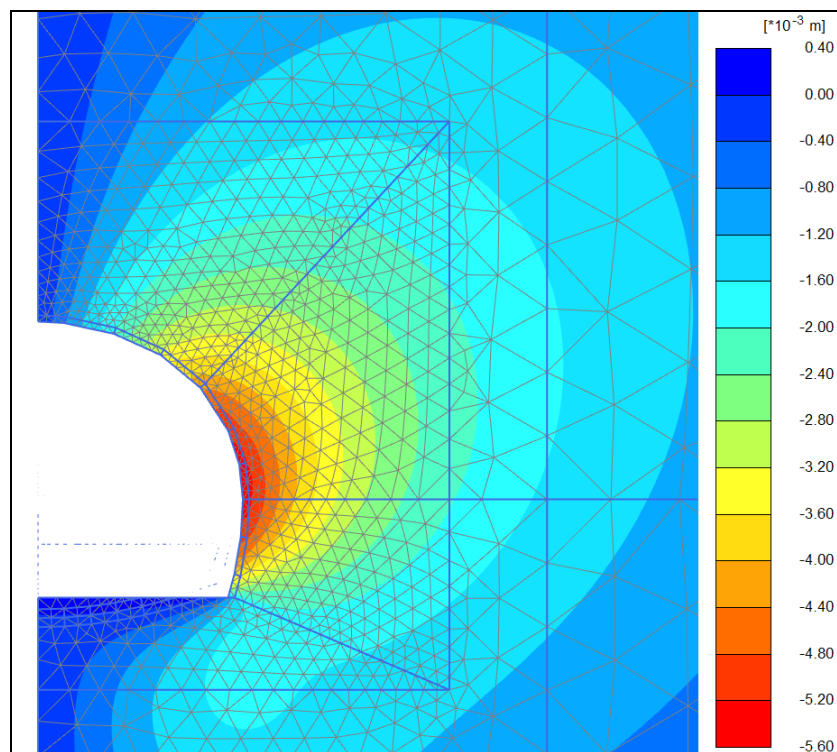


Figura 3-17 **1-2, getto spritz beton - u_x (m)**

3.3.4 Scavo e getto arco rovescio

Si riducono le forze di scavo in accordo con quanto indicato nei paragrafi precedenti, inizialmente si rimuovono gli elementi corrispondenti all'area da scavare e si modificano le proprietà meccaniche del rivestimento di prima fase. In Figura 3-18 e Figura 3-19 è rappresentato l'andamento delle tensioni nell'ammasso e negli elementi strutturali. Successivamente si attivano arco rovescio e murette. In Figura 3-20 e Figura 3-21 è rappresentato l'andamento delle tensioni nell'ammasso e negli elementi strutturali, in Figura 3-22 e Figura 3-23 è rappresentato l'andamento degli spostamenti.

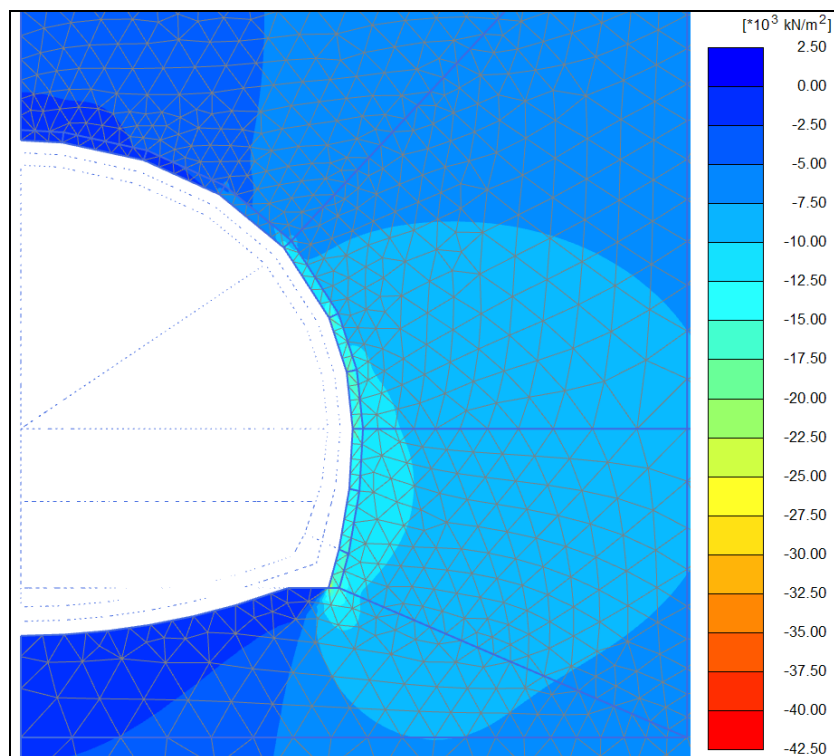


Figura 3-18 2-0, scavo arco rovescio - σ'_y (kPa)

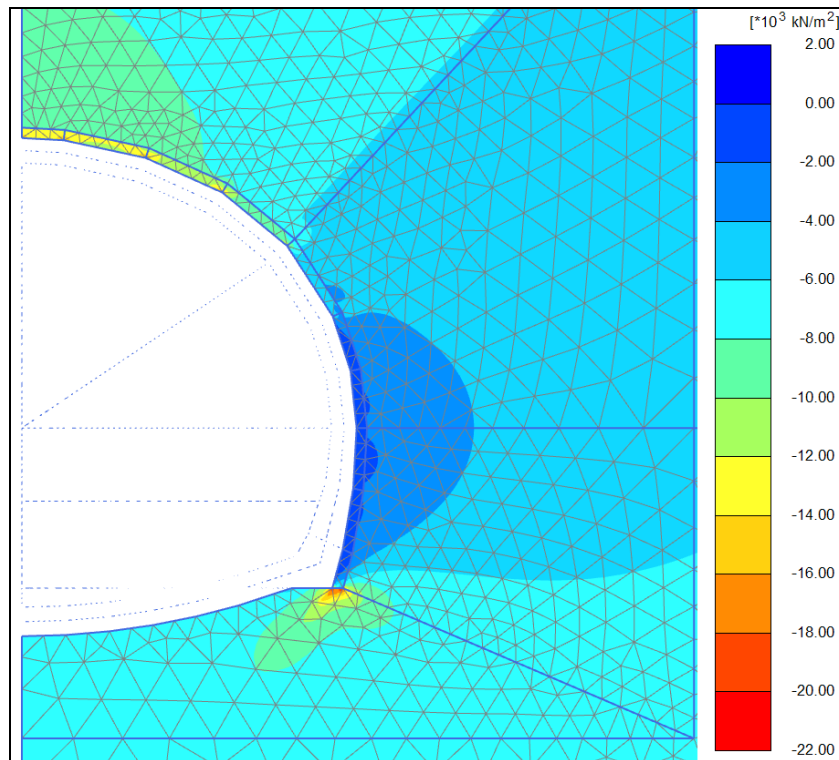


Figura 3-19 **2-0, scavo arco rovescio - σ'_x (kPa)**

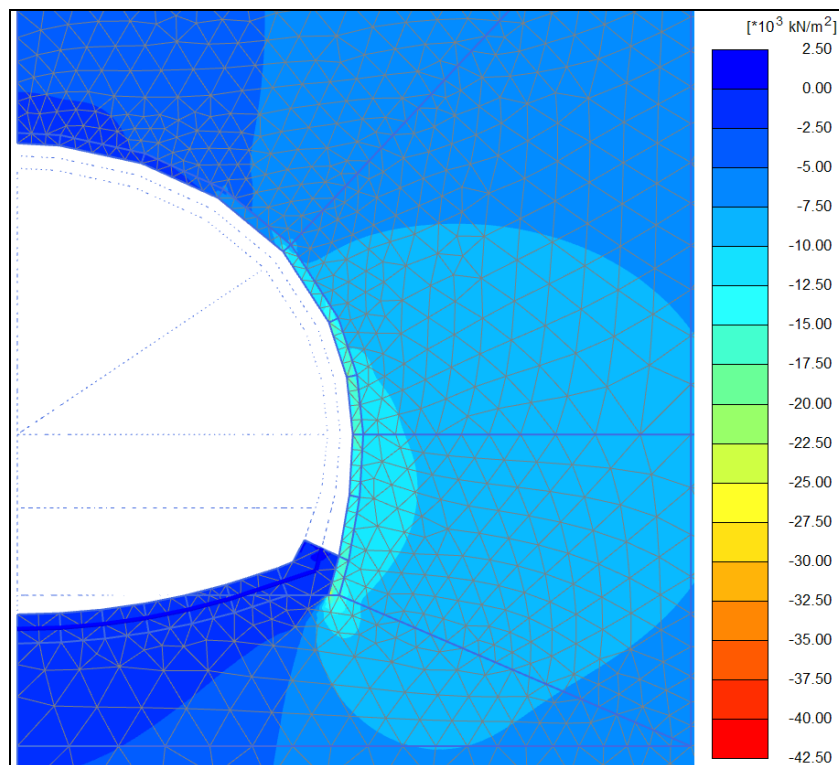


Figura 3-20 **2-1, getto arco rovescio - σ'_y (kPa)**

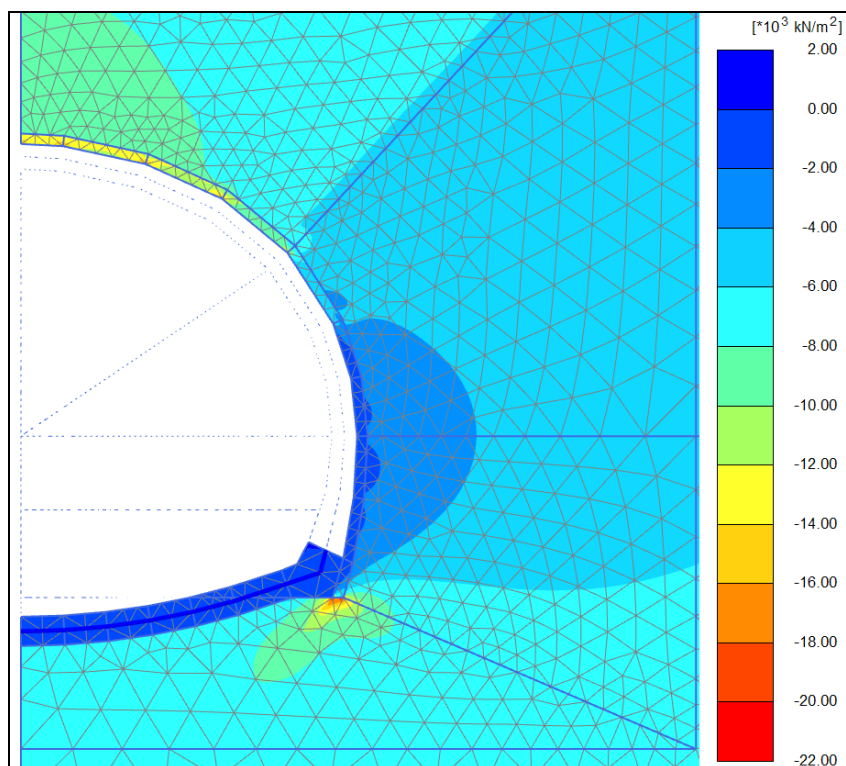


Figura 3-21 **2-1, getto arco rovescio - σ'_x (kPa)**

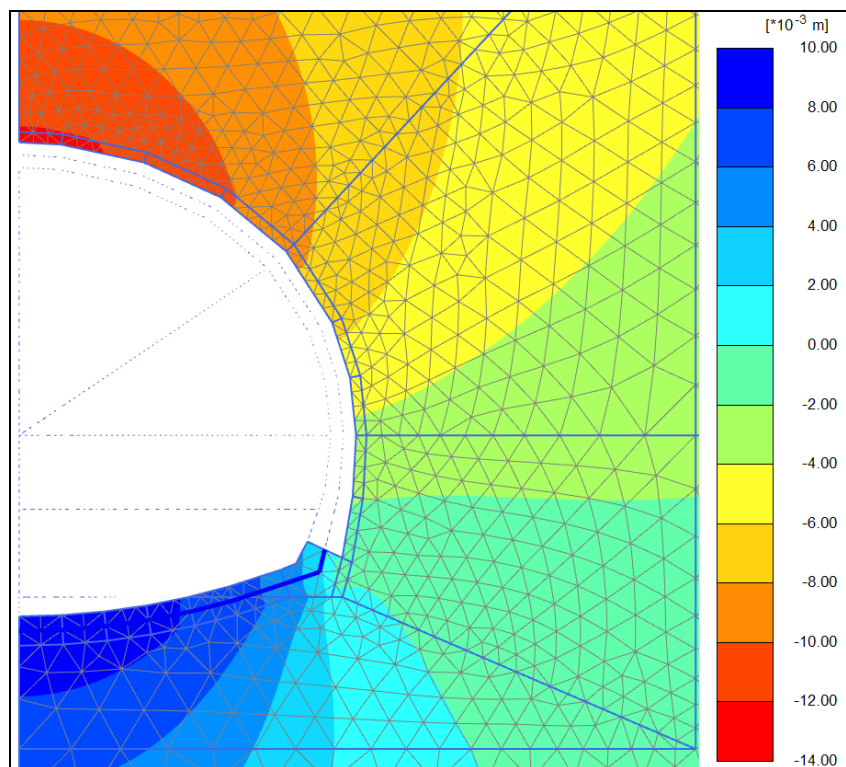


Figura 3-22 **2-1, getto arco rovescio - u_y (m)**

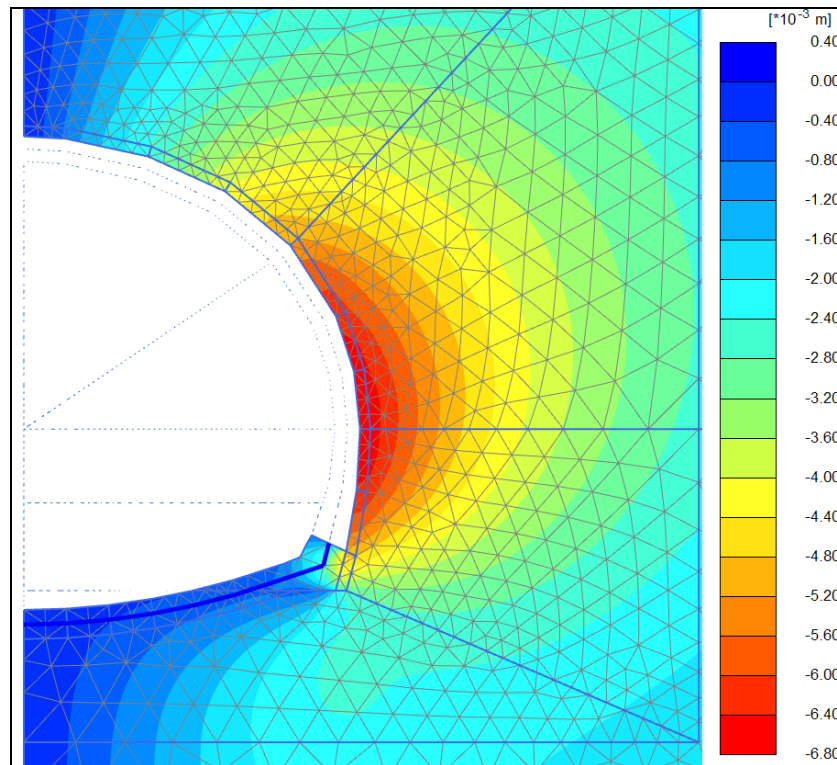


Figura 3-23 2-1, getto arco rovescio - u_x (m)

3.3.5 Getto calotta

Si riducono le forze di scavo in accordo con quanto indicato nei paragrafi precedenti, si modificano le proprietà meccaniche dell'arco rovescio e del rivestimento di prima fase (raggiungono resistenza finale) e si attivano gli elementi della calotta e l'interfaccia fra rivestimento definitivo e di prima fase. In Figura 3-24 e Figura 3-25 è rappresentato l'andamento delle tensioni nell'ammasso e negli elementi strutturali, in Figura 3-26 e Figura 3-27 è rappresentato l'andamento degli spostamenti.

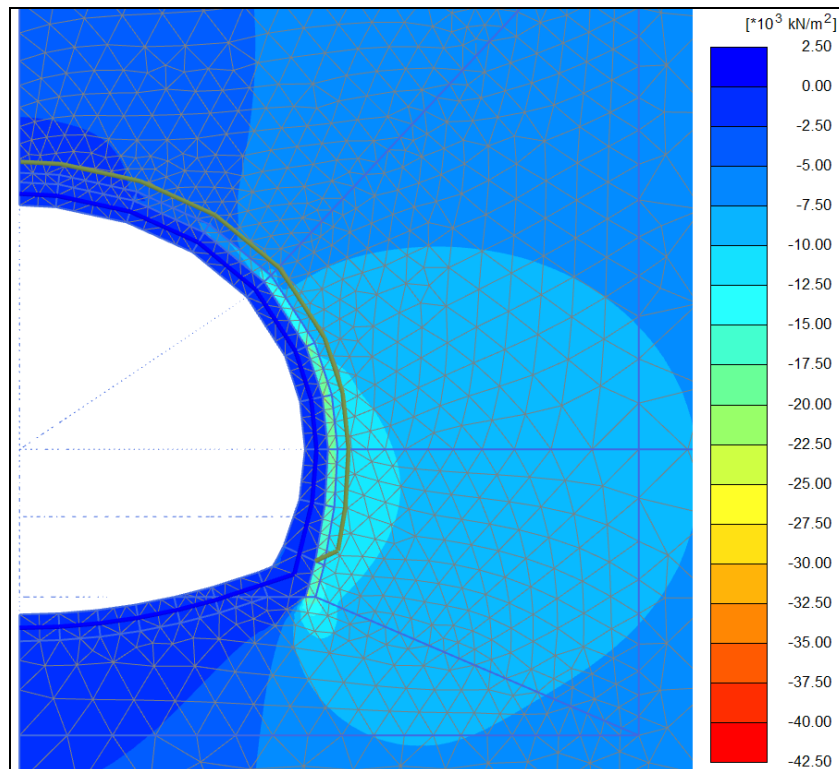


Figura 3-24 **2-2, getto calotta - σ'_y (kPa)**

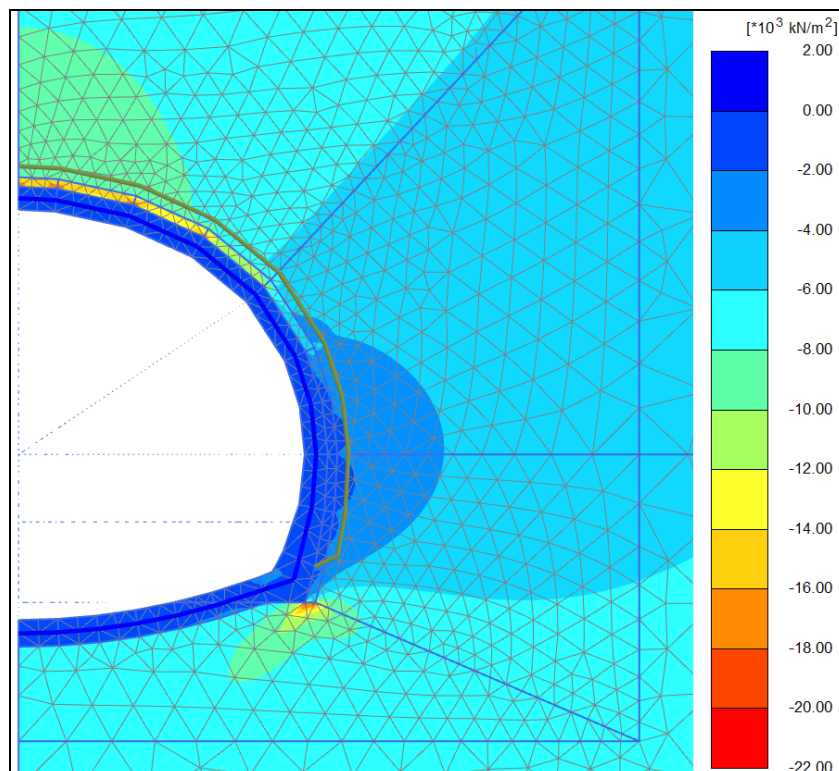


Figura 3-25 **2-2, getto calotta - σ'_x (kPa)**

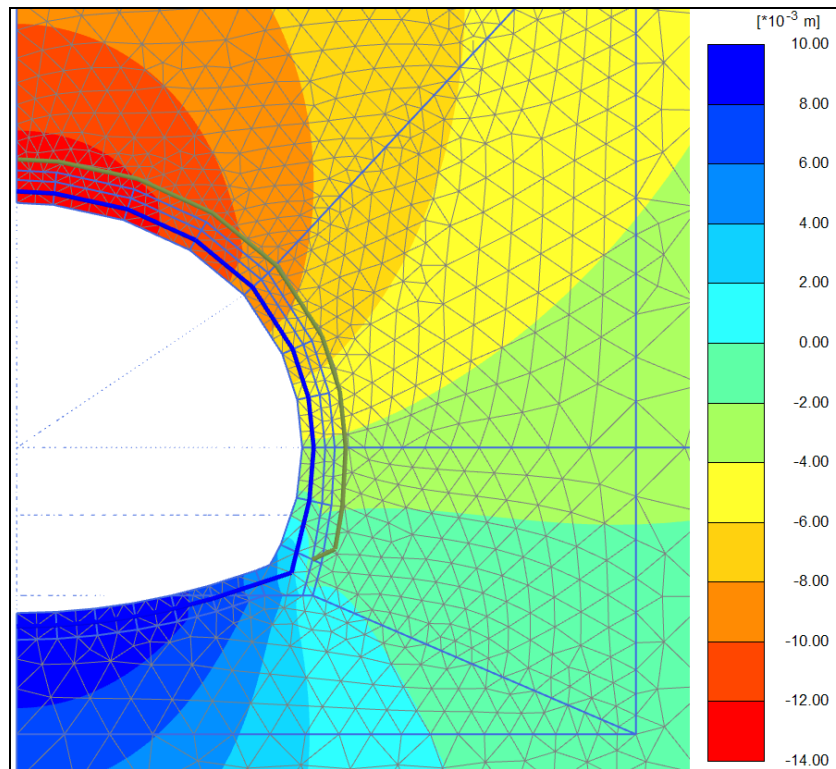


Figura 3-26 **2-2, getto calotta - u_y (m)**

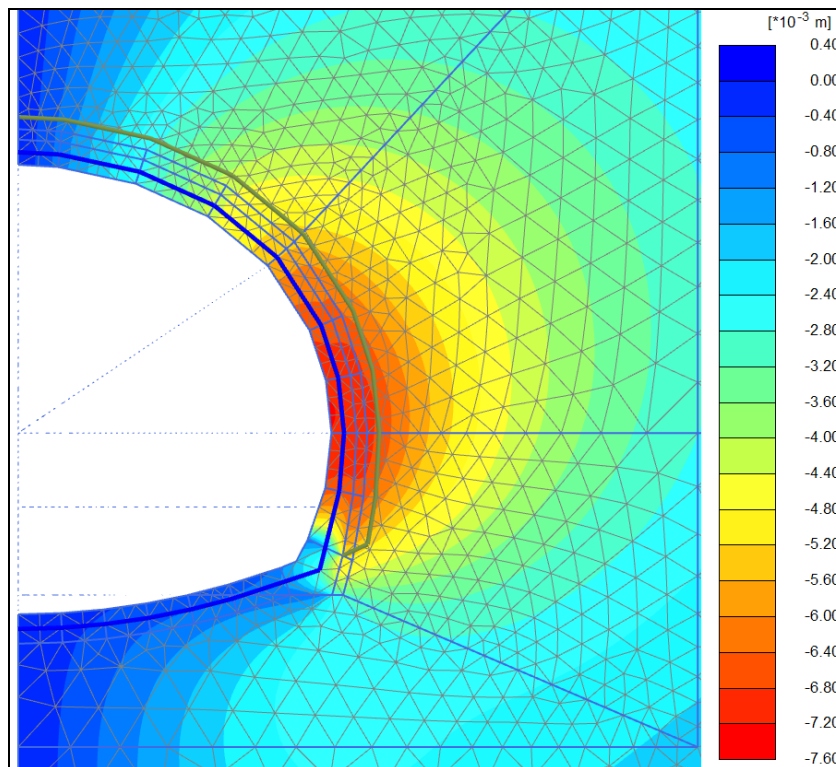


Figura 3-27 **2-2, getto calotta - u_x (m)**

3.3.6 Completamento scarico

Si annullano le forze di scavo In Figura 3-28 e Figura 3-29 è rappresentato l'andamento delle tensioni nell'ammasso e negli elementi strutturali, in Figura 3-30 e Figura 3-31 è rappresentato l'andamento degli spostamenti.

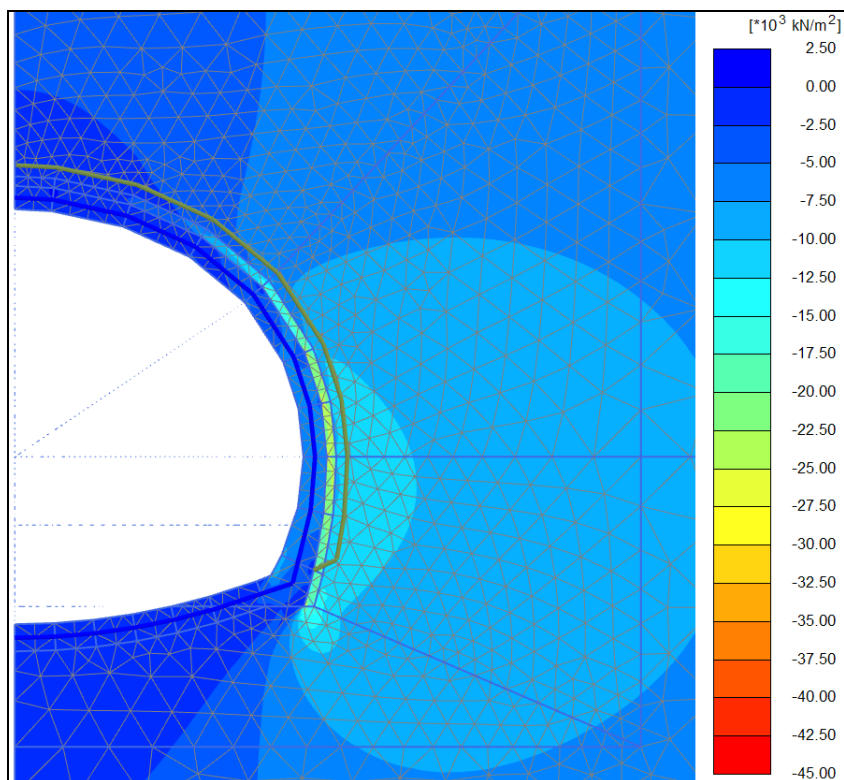


Figura 3-28 3-1, completamento scarico - σ'_y (kPa)

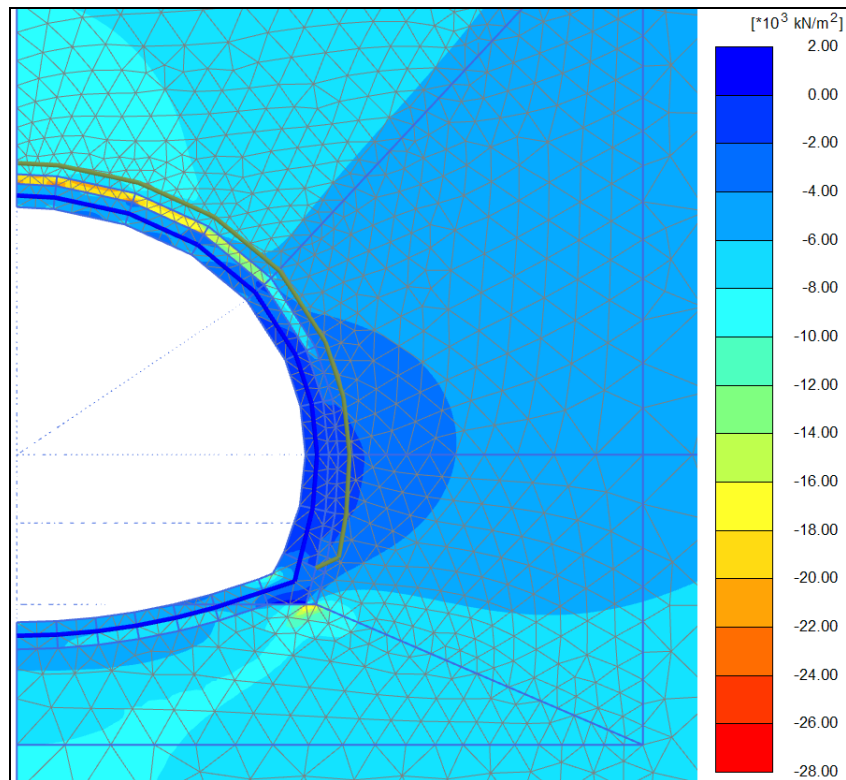


Figura 3-29 **3-1, completamento scarico - σ'_x (kPa)**

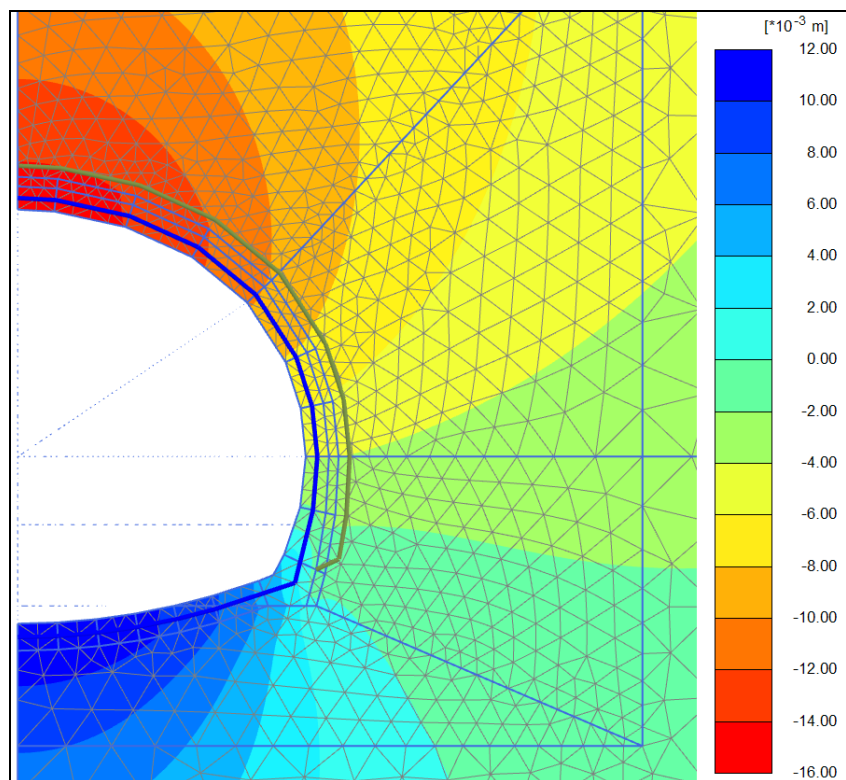


Figura 3-30 **3-1, completamento scarico - u_y (m)**

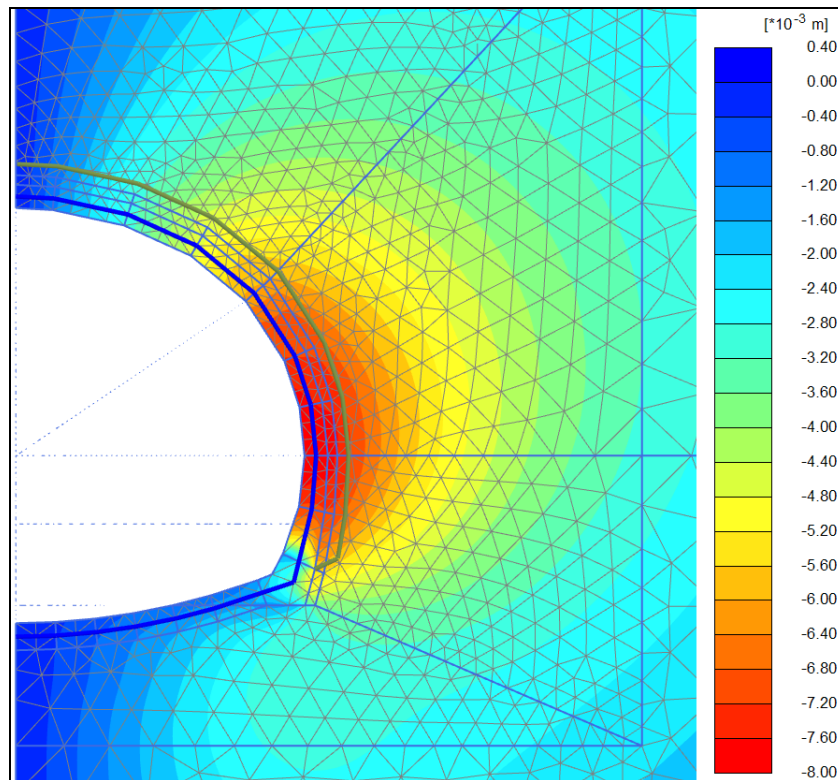


Figura 3-31 3-1, completamente scarico - u_x (m)

3.3.7 Configurazione finale

Vengono disattivati i rivestimenti di prima fase (allo spritz beton si attribuiscono le caratteristiche dell'ammasso) e si attivano gli elementi del riempimento fino a quota pavimentazione. In Figura 3-32 e Figura 3-33 è rappresentato l'andamento delle tensioni nell'ammasso e negli elementi strutturali, in Figura 3-34 e Figura 3-35 è rappresentato l'andamento degli spostamenti. I medesimi grafici sono riportati per l'intero modello in Figura 3-36÷Figura 3-39. In Figura 3-40 sono rappresentate le aree plasticizzate nella configurazione in esame.

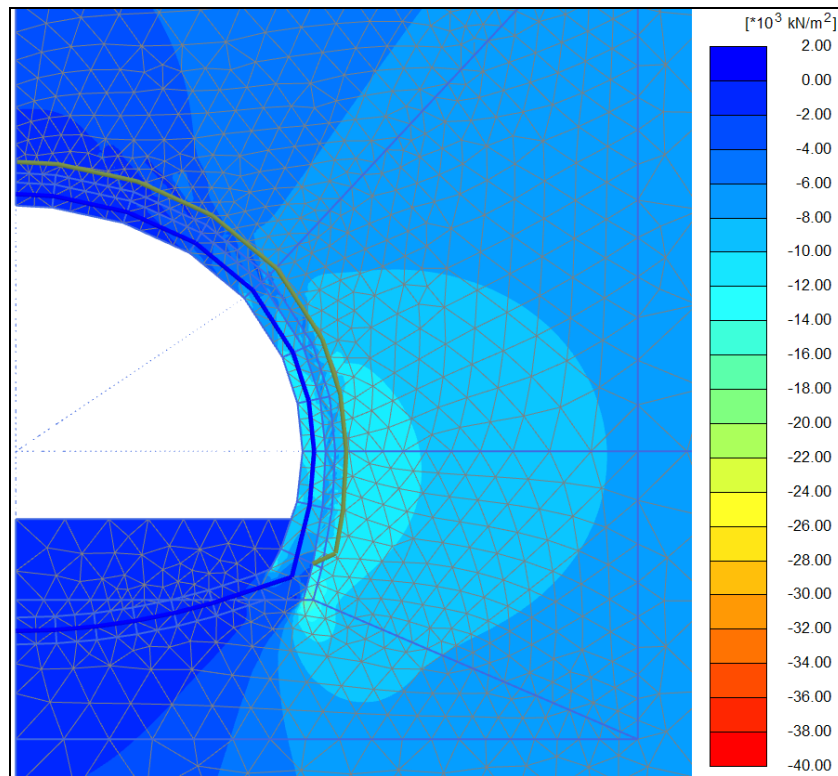


Figura 3-32 **3-2, configurazione finale - σ'_y (kPa)**

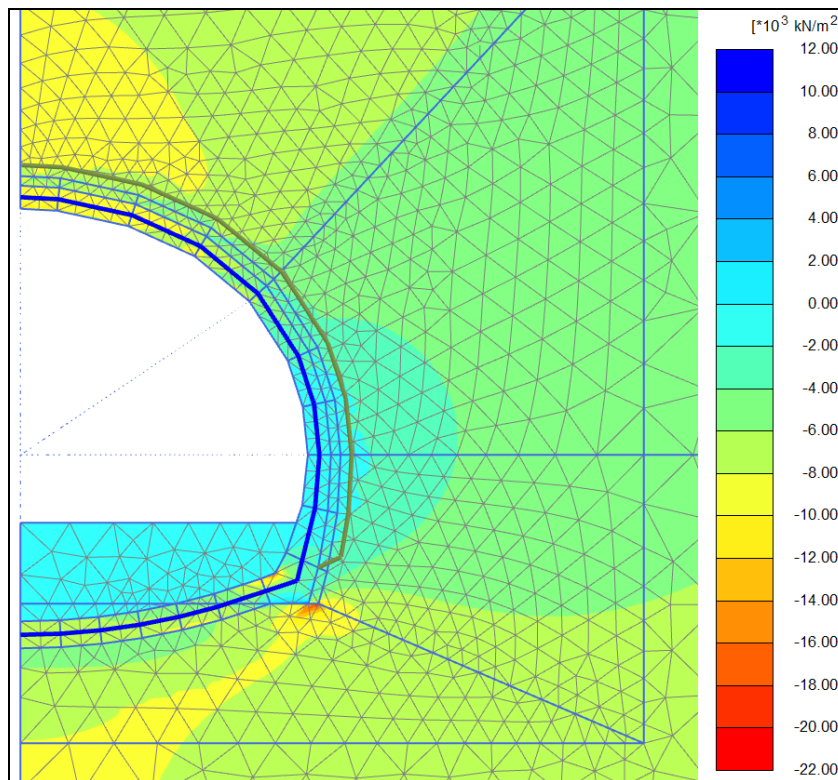


Figura 3-33 **3-2, configurazione finale - σ'_x (kPa)**

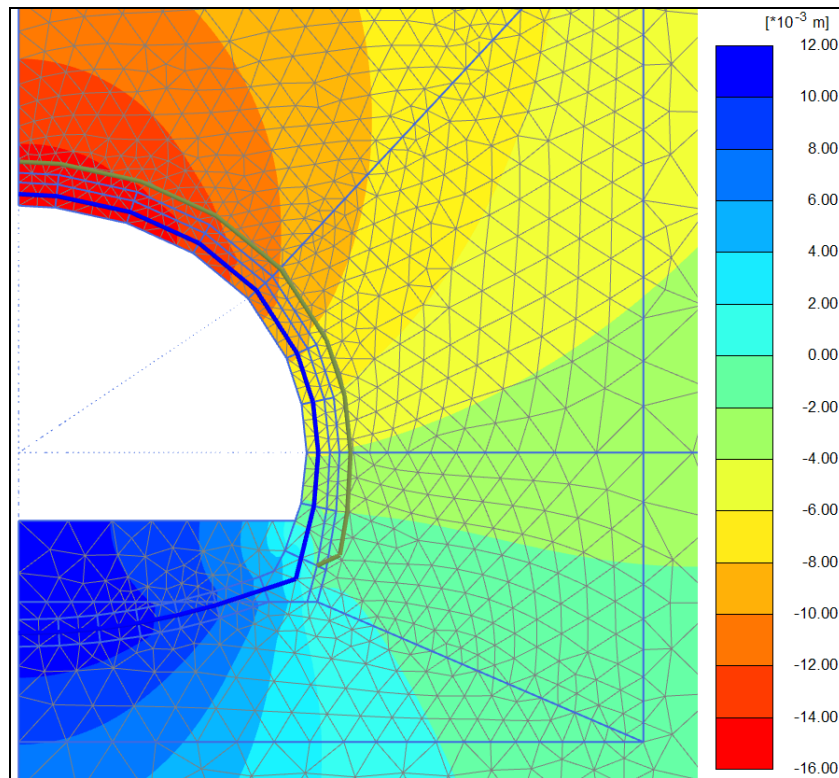


Figura 3-34 **3-2, configurazione finale - u_y (m)**

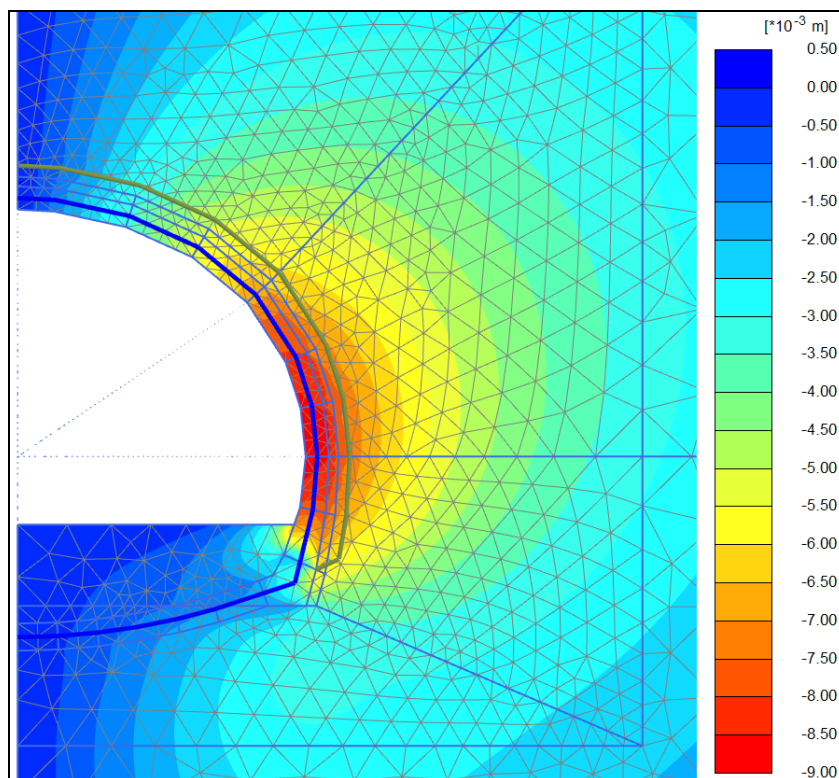


Figura 3-35 **3-2, configurazione finale - u_x (m)**

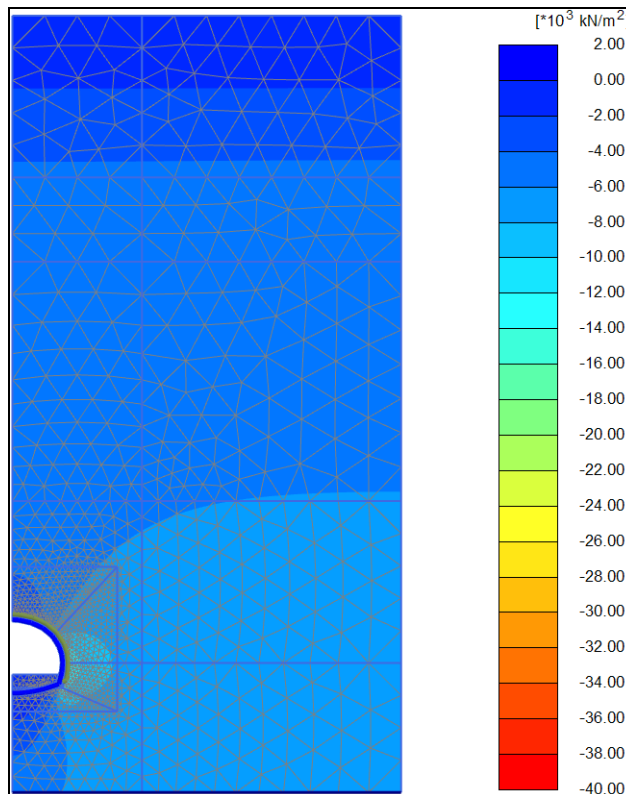


Figura 3-36 **3-2, configurazione finale - σ'_y (kPa)**

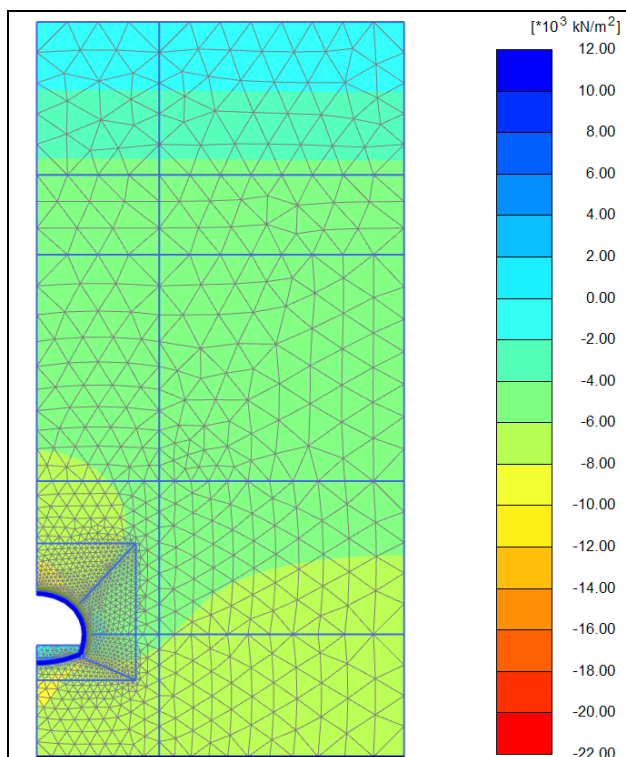


Figura 3-37 **3-2, configurazione finale - σ'_x (kPa)**

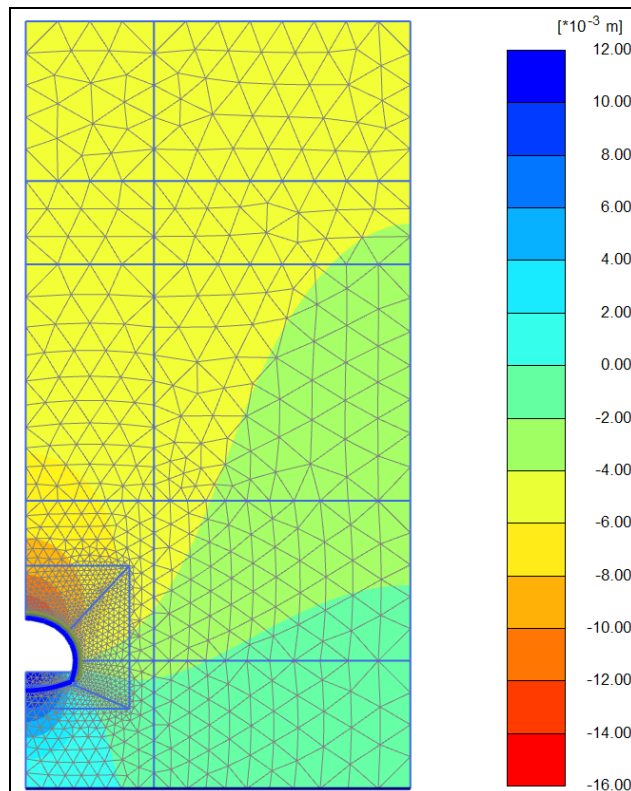


Figura 3-38 **3-2, configurazione finale - u_y (m)**

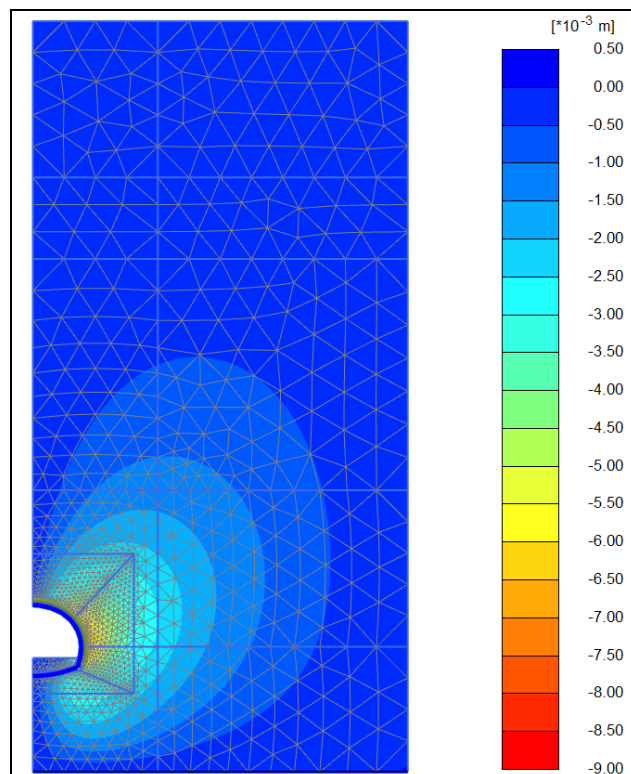


Figura 3-39 **3-2, configurazione finale - u_x (m)**

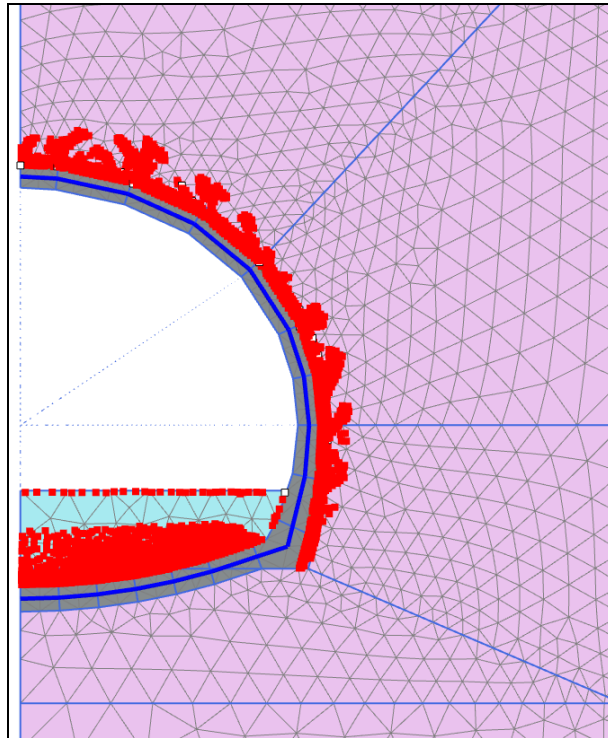


Figura 3-40 3-2, configurazione finale - zone plasticizzate

4 VERIFICHE STRUTTURALI

4.1 CRITERI DI CALCOLO

Le verifiche vengono effettuate in accordo a quanto riportato nelle linee guida e nelle NCT 2008.

Le sollecitazioni sono state determinate per interpolazione delle sollecitazioni nelle sezioni considerate rappresentative (Figura 4-1).

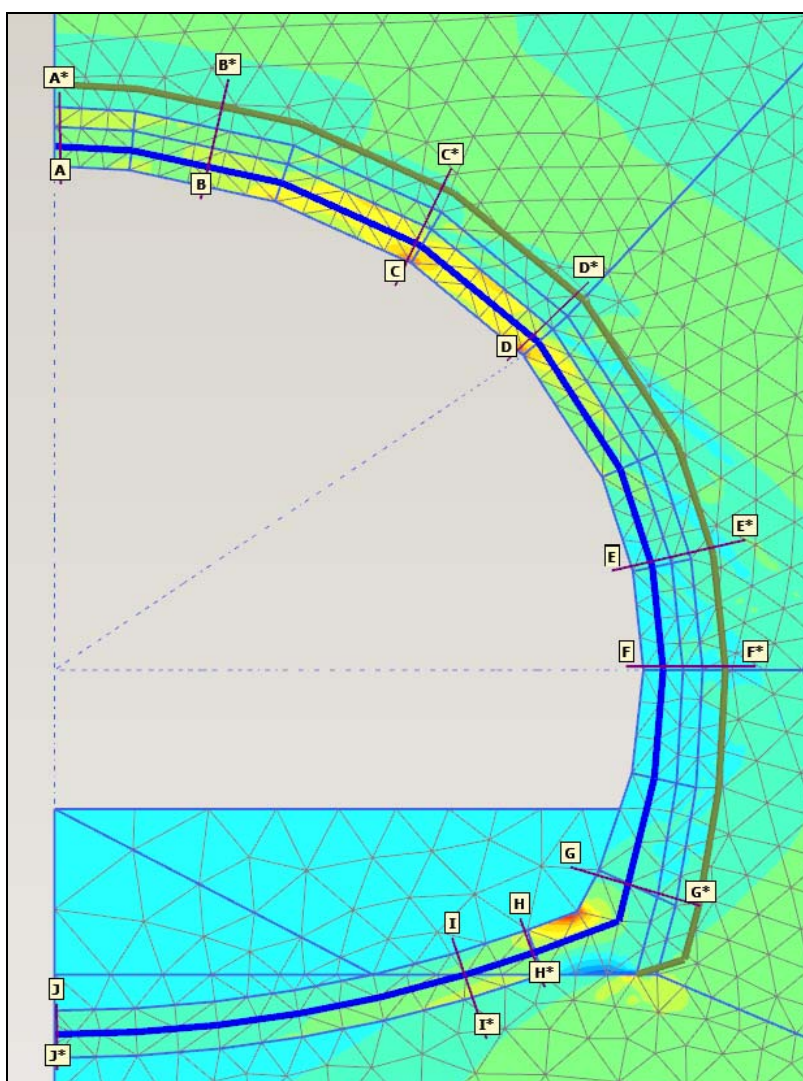


Figura 4-1 Ubicazione sezioni di verifica

4.2 RIVESTIMENTO DI PRIMA FASE

Il rivestimento di prima fase viene dimensionato unicamente allo SLU, con le stesse modalità con cui vengono verificate le sezioni in c.a., con queste ipotesi:

- Stesso spessore del rivestimento di prima fase;
- Modulo elastico dello spritz beton variabile in funzione dell'età del getto;
- Armatura equivalente all'area dei due profili della centina.

Di seguito si riporano le verifiche allo SLU-pressoflessione

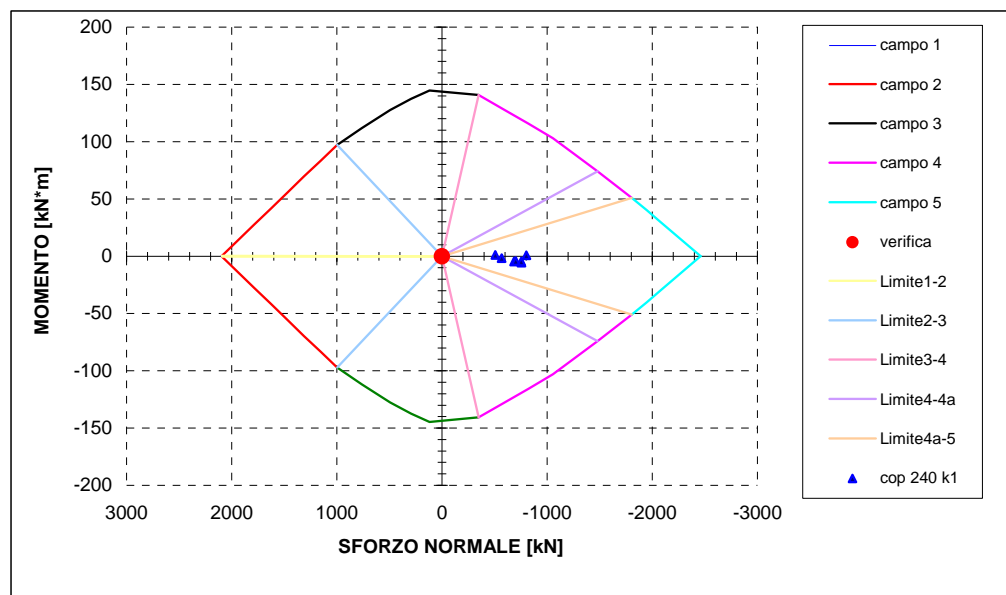


Figura 4-2 Sostegno prima fase, maturazione 8h

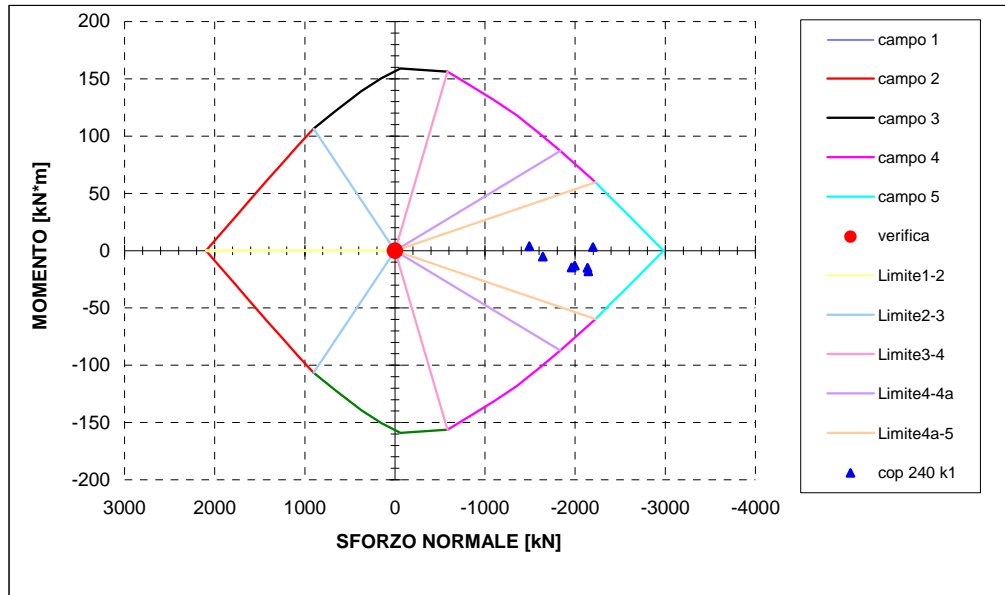


Figura 4-3 Sostegno prima fase, maturazione 1d

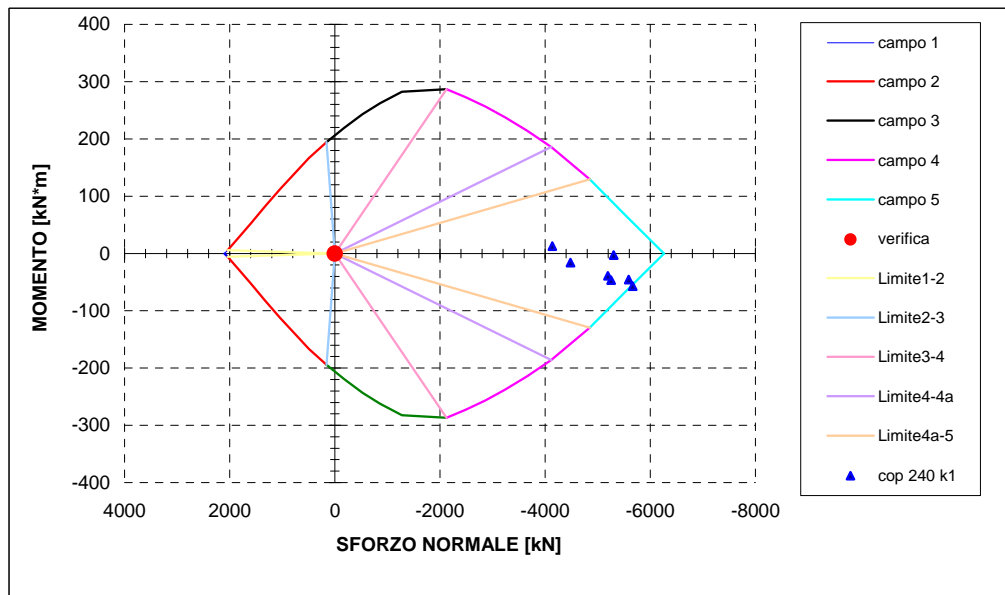


Figura 4-4 Sostegno prima fase, maturazione 28d

4.3 RIVESTIMENTO DEFINITIVO

L'armatura principale è costituita da ferri 1+1 ϕ 20/20 in calotta e 1+1 ϕ 20/20 in arco rovescio, nelle sezioni maggiormente sollecitate si prevede un infittimento locale dell'armatura. Come armatura a taglio si dispongono spilli ϕ 14/60x40.

4.3.1 Arco rovescio

4.3.1.1 SLU - pressoflessione

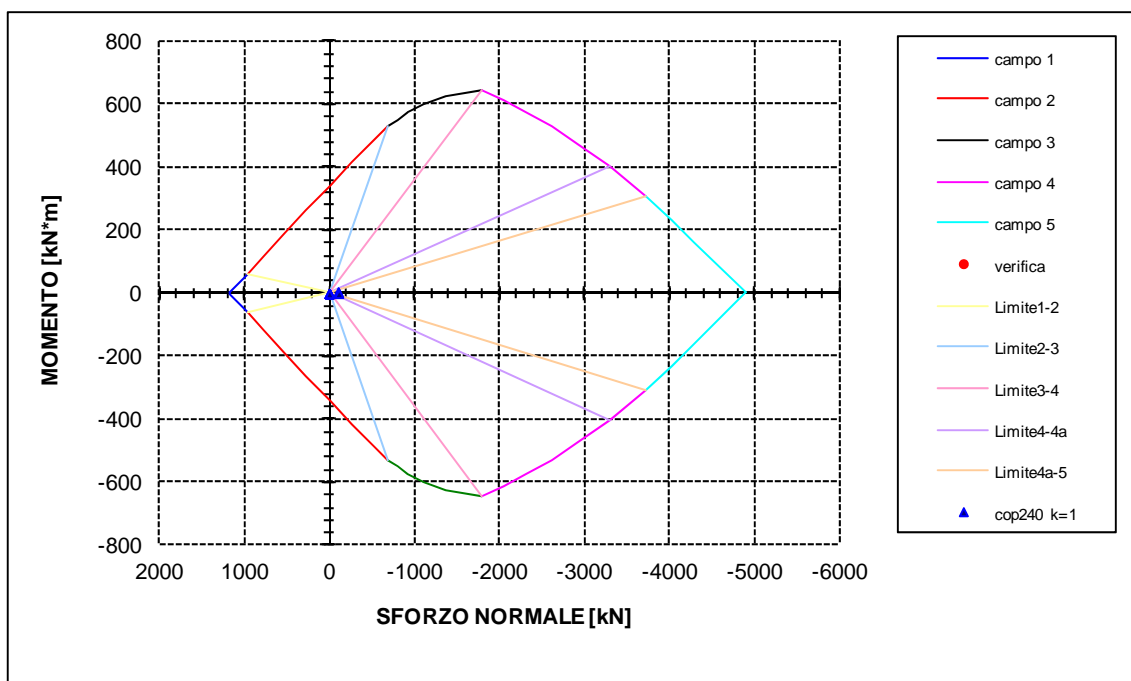


Figura 4-5 Verifica arco rovescio sp 0.70m, armato, maturazione 2 giorni - SLU pressoflessione, armatura principale

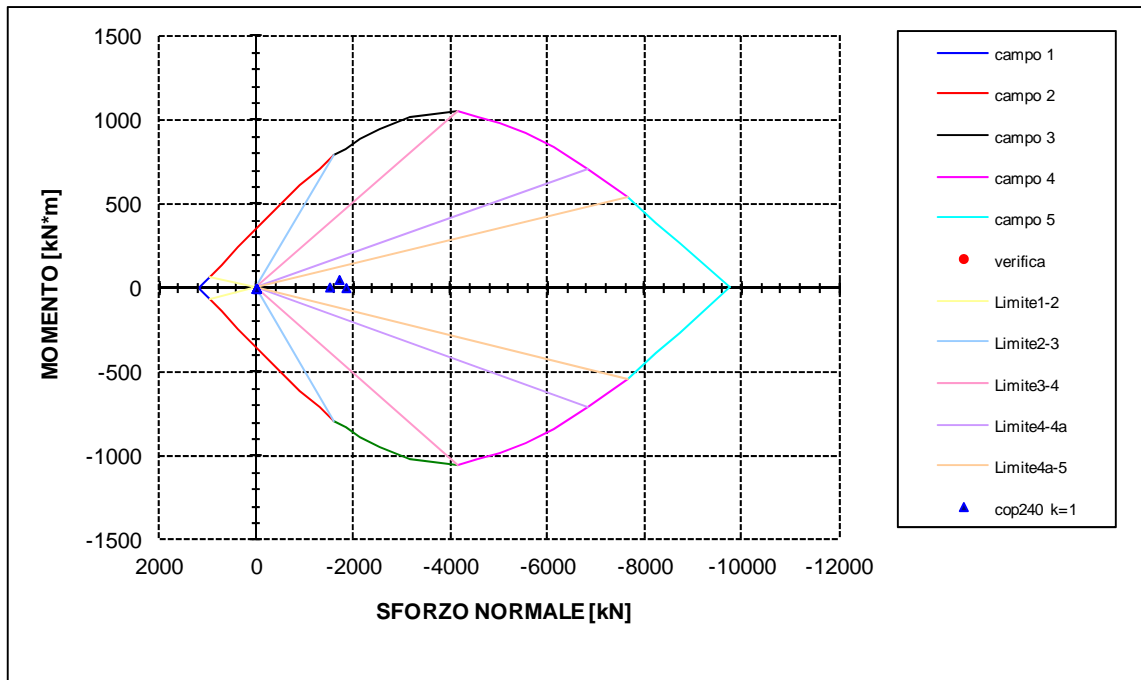


Figura 4-6 Verifica arco rovescio sp 0.70m, armato, maturazione 14 giorni - SLU pressoflessione, armatura principale

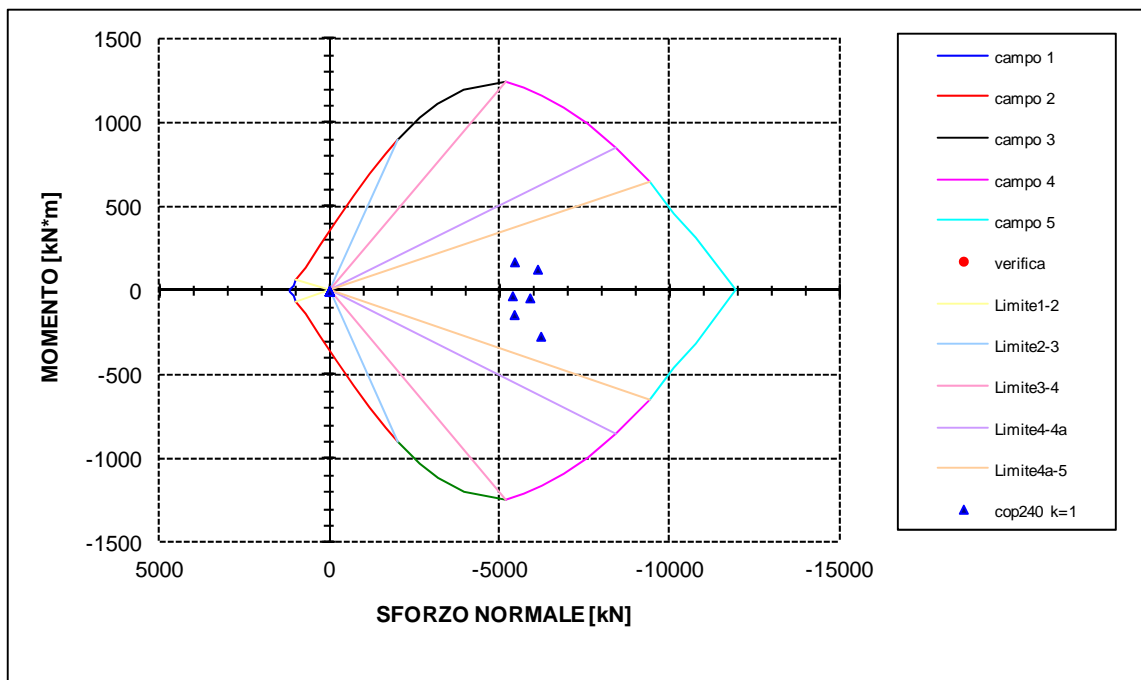


Figura 4-7 Verifica arco rovescio sp 0.70m, armato, maturazione 28 giorni - SLU pressoflessione, armatura principale

4.3.1.2 SLU - taglio

VERIFICHE TAGLIO SEZIONI IN CLS							
Sollecitazioni			Armatura taglio				Risultato Verifica
N	M	T	V _{sd}	V _{Rd1}	V _{Rd2}	V _{Rd3}	
[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	
-5436.7	-139.2	-735.4	735.4	992.7	2859.0	1400.7	Vsd<=Vrd1. Verif.
-6217.0	-268.7	-946.0	946.0	1098.0	2859.0	1506	Vsd<=Vrd1. Verif.
-5448.3	174.5	57.9	57.9	994.2	2859.0	1402.3	Vsd<=Vrd1. Verif.
-6125.5	130.6	-16.6	16.6	1085.7	2859.0	1493.7	Vsd<=Vrd1. Verif.
-5384.0	-27.7	56.3	56.3	985.5	2859.0	1393.6	Vsd<=Vrd1. Verif.
-5898.6	-39.7	60.4	60.4	1055.0	2859.0	1463.1	Vsd<=Vrd1. Verif.

Tabella 4.1 Verifica arco rovescio sp 0.70m, armato, maturazione 28 giorni - SLU taglio

4.3.1.3 SLE

VERIFICHE SLE/TA SEZIONI IN CLS											
Sollecit.			Tensioni calcestruzzo			asse neutro	Tensioni Acciaio		Fessuraz.		
N	M	T	σc(1)	σc(2)		x	σs	max.: 0	w m	w k	max.: 0.000
[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[MPa]	[MPa]		[cm]	[MPa]		[mm]	[mm]	
-4182.0	-107.1	-565.7	-4.44	-6.76	Verif.	-	-70.1	-	-	-	Verif.
-4782.3	-206.7	-727.7	-4.16	-8.64	Verif.	-	-69.2	-	-	-	Verif.
-4191.0	134.2	44.6	-7.07	-4.15	Verif.	-	-66.7	-	-	-	Verif.
-4711.9	100.5	-12.8	-7.40	-5.22	Verif.	-	-81.6	-	-	-	Verif.
-4141.6	-21.3	43.3	-5.31	-5.77	Verif.	-	-80.4	-	-	-	Verif.
-4537.4	-30.6	46.4	-5.74	-6.40	Verif.	-	-87.2	-	-	-	Verif.

Tabella 4.2 Verifica arco rovescio sp 0.70m, armato, maturazione 28 giorni - SLE

4.3.2 Calotta e muretta

Le verifiche sono state eseguite inizialmente con riferimento alla sezione corrente. Per le murette nelle verifiche è stato considerato lo spessore reale della strutture (nelle verifiche condotte in forma tabellare sono evidenziate tali sezioni).

4.3.2.1 SLU - pressoflessione

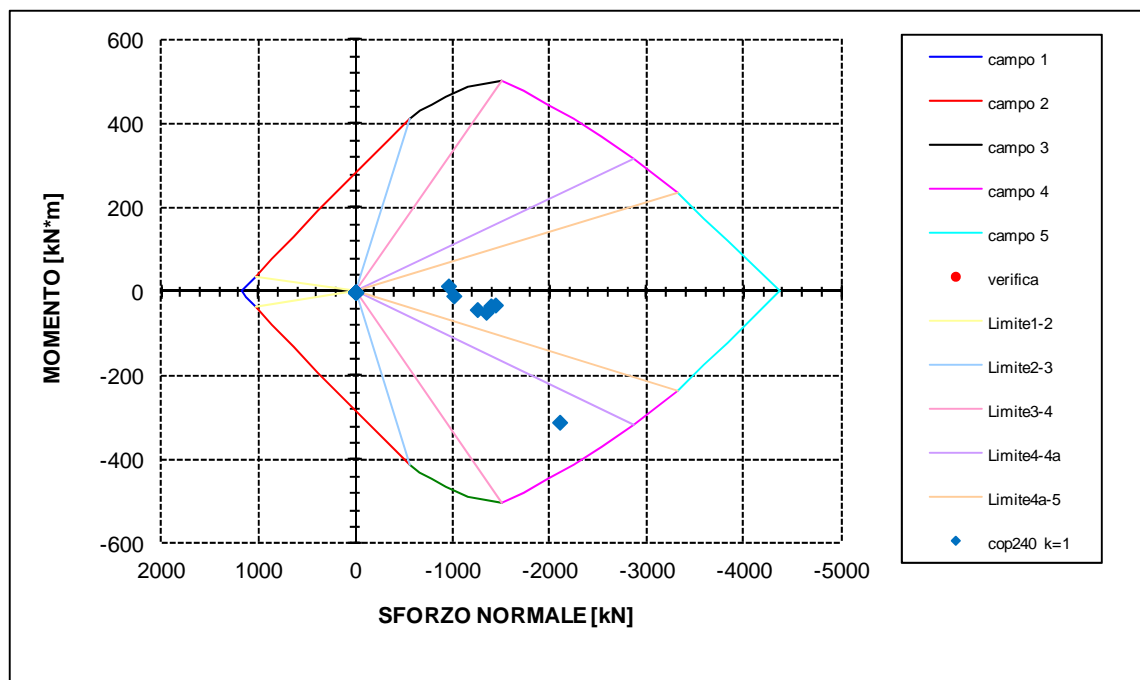


Figura 4-8 Verifica calotta sp 0.60m, armata, maturazione 2 giorni - SLU pressoflessione, armatura principale

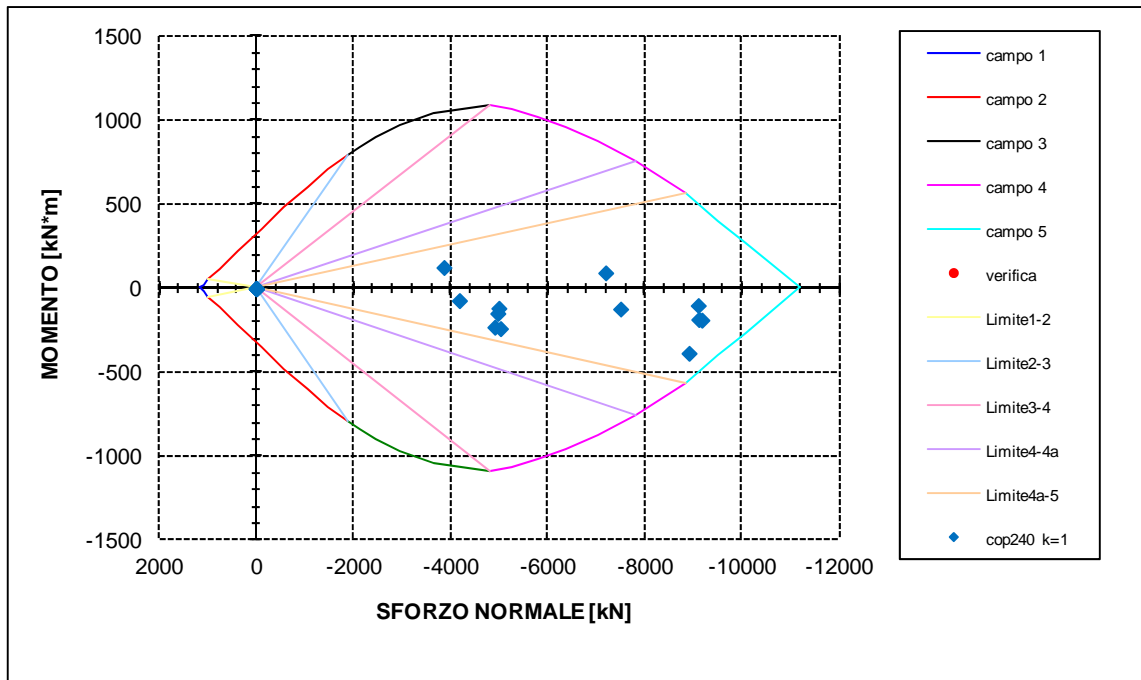


Figura 4-9 Verifica calotta sp 0.60m, armata, maturazione 28 giorni - SLU pressoflessione

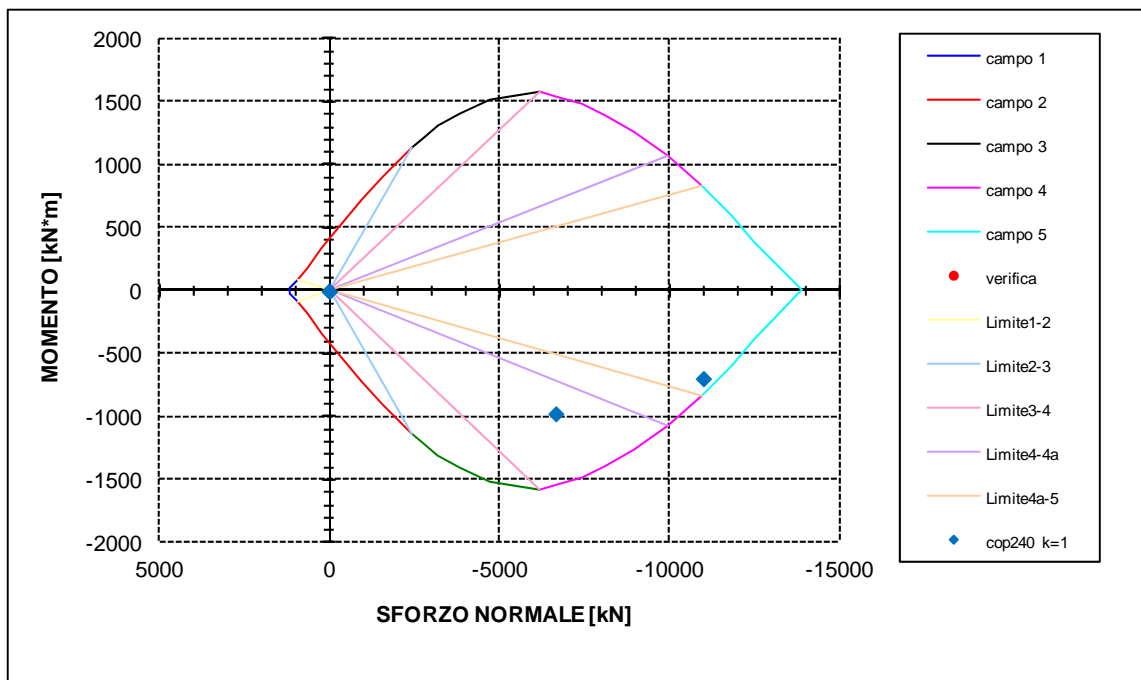


Figura 4-10 Verifica innesto muretta sp 0.75m, armata, maturazione 28 giorni - SLU pressoflessione

4.3.2.2 SLU - taglio

VERIFICHE TAGLIO SEZIONI IN CLS							
Sollecitazioni			Armatura taglio				Risultato Verifica
N	M	T	V _{sd}	V _{Rd1}	V _{Rd2}	V _{Rd3}	
[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	
-4179.8	-71.9	90.0	90.0	790.1	2405.2	904.5	Vsd<=Vrd1. Verif.
-7498.8	-121.9	136.1	136.1	1229.8	2405.2	1344.3	Vsd<=Vrd1. Verif.
-3861.7	125.3	22.8	22.8	747.9	2405.2	862.3	Vsd<=Vrd1. Verif.
-7191.2	93.2	-31.5	31.5	1189.1	2405.2	1303.5	Vsd<=Vrd1. Verif.
-4908.0	-230.0	567.1	567.1	886.6	2405.2	1001	Vsd<=Vrd1. Verif.
-9107.5	-184.1	996.8	996.8	1443.0	2405.2	1557.4	Vsd<=Vrd1. Verif.
-5025.2	-238.5	178.8	178.8	902.1	2405.2	1016.5	Vsd<=Vrd1. Verif.
-8907.5	-385.6	175.9	175.9	1416.5	2405.2	1530.9	Vsd<=Vrd1. Verif.
-4969.8	-148.3	9.6	9.6	894.7	2405.2	1009.2	Vsd<=Vrd1. Verif.
-9170.5	-187.9	-3.3	3.3	1451.3	2405.2	1565.8	Vsd<=Vrd1. Verif.
-4991.8	-117.7	-32.7	32.7	897.7	2405.2	1012.1	Vsd<=Vrd1. Verif.
-9096.5	-101.0	-143.8	143.8	1441.5	2405.2	1556	Vsd<=Vrd1. Verif.
-6663.2	-972.7	1751.3	1751.3	1183.9	3086.0	1771.1	Vsd<=Vrd3. Verif.
-11003.3	-694.1	1398.3	1398.3	1774.1	3086.0	2361.4	Vsd<=Vrd1. Verif.

Tabella 4.3 Verifica calotta sp 0.60m, armata, maturazione 28 giorni - SLU taglio

4.3.2.3 SLE

VERIFICHE SLE/TA SEZIONI IN CLS											
Sollecit.			Tensioni calcestruzzo			asse neutro	Tensioni Acciaio		Fessuraz.		
N [kN/m]	M [kNm/m]	T [kN/m]	$\sigma_c(1)$ [MPa]	$\sigma_c(2)$ [MPa]		x [cm]	σ_s [MPa]	max.: 0	w m [mm]	w k [mm]	max.: 0.000
-3215.2	-55.3	69.2	-4.16	-5.78	Verif.	-	-65.3	-	-	-	Verif.
-5768.3	-93.8	104.7	-7.54	-10.29	Verif.	-	-118	-	-	-	Verif.
-2970.5	96.4	17.5	-6.00	-3.18	Verif.	-	-52.7	-	-	-	Verif.
-5531.7	71.7	-24.2	-9.60	-7.50	Verif.	-	-116.2	-	-	-	Verif.
-3775.4	-176.9	436.2	-3.24	-8.42	Verif.	-	-57.8	-	-	-	Verif.
-7005.7	-141.6	766.7	-8.75	-12.90	Verif.	-	-138.6	-	-	-	Verif.
-3865.6	-183.4	137.5	-3.34	-7.47	Verif.	-	-56.8	-	-	-	Verif.
-6851.9	-296.6	135.3	-6.27	-12.89	Verif.	-	-104.8	-	-	-	Verif.
-3822.9	-114.0	7.4	-4.24	-7.58	Verif.	-	-69.5	-	-	-	Verif.
-7054.3	-144.6	-2.6	-8.78	-13.02	Verif.	-	-139.2	-	-	-	Verif.
-3839.9	-90.5	-25.2	-4.61	-7.26	Verif.	-	-73.8	-	-	-	Verif.
-6997.3	-77.7	-110.6	-9.68	-11.95	Verif.	-	-149.2	-	-	-	Verif.
-5125.6	-748.2	1347.2	-0.17	-11.16	Verif.	-	-17.1	-	-	-	Verif.
-8464.1	-533.9	1075.6	-6.00	-13.02	Verif.	-	-99.3	-	-	-	Verif.

Tabella 4.4 Verifica calotta sp 0.60m, armata, maturazione 28 giorni - SLE

**COLLEGAMENTO FRA LA VALFONTANABUONA E
L'AUTOSTRADA A12 GENOVA-ROMA
Adeguamento del sistema A7-A10-A12**

**Progetto Definitivo
Gallerie Naturali - Elaborati generali
Relazione di calcolo – Allegati di calcolo**

**Allegato 4 – Sezione B0V
Caratteristiche modello numerico,
risultati delle analisi, verifiche**

INDICE

1	INTRODUZIONE	3
2	MODELLAZIONE NUMERICA	4
2.1	CODICE DI CALCOLO	4
2.2	MODELLO DI CALCOLO.....	5
2.2.1	<i>Caratteristiche della sezione di scavo.....</i>	5
2.2.2	<i>Geometria del modello</i>	6
2.2.3	<i>Modello di comportamento del terreno.....</i>	8
2.2.4	<i>Stato di sforzo geostatico</i>	10
2.2.5	<i>Caratteristiche degli elementi strutturali</i>	10
2.2.5.1	Intervento di presostegno	10
2.2.5.2	Rivestimento di prima fase	11
2.2.5.3	Rivestimento definitivo	12
3	MODELLAZIONE DELLO SCAVO DELLE GALLERIE.....	13
3.1	GENERALITÀ.....	13
3.2	FASI DELL'ANALISI – CONFIGURAZIONE GEOMETRICA.....	14
3.3	FASI DELL'ANALISI – PRINCIPALI RISULTATI.....	20
3.3.1	<i>Configurazione iniziale</i>	20
3.3.2	<i>Avvicinamento del fronte</i>	21
3.3.3	<i>Installazione rivestimento di prima fase (1day).....</i>	23
3.3.4	<i>Getto arco rovescio e murette</i>	25
3.3.5	<i>Getto calotta</i>	27
3.3.6	<i>Completamento scarico.....</i>	29
3.3.7	<i>Attivazione pavimentazione e setto.....</i>	32
3.3.8	<i>Configurazione finale.....</i>	34
4	VERIFICHE STRUTTURALI	39
4.1	CRITERI DI CALCOLO	39
4.2	RIVESTIMENTO DI PRIMA FASE	39
4.3	RIVESTIMENTO DEFINITIVO	42
4.3.1	<i>Verifica agli stati limite ultimi</i>	44
4.3.1.1	SLU - pressoflessione - CALOTTA.....	44
4.3.1.2	SLU - pressoflessione - PIEDRITTO	46
4.3.1.3	SLU - pressoflessione - MURETTE	47
4.3.1.4	SLU - pressoflessione - ARCO ROVESCIO	48
4.3.1.5	SLU - verifica a taglio	49
4.3.2	<i>Verifica agli stati limite di esercizio.....</i>	51
4.3.2.1	Verifica di fessurazione	51
4.3.2.2	Verifica delle tensioni di esercizio.....	52

1 INTRODUZIONE

Il presente allegato riporta la descrizione del modello di calcolo realizzato allo scopo di simulare le fasi realizzative delle gallerie secondo la sezione di scavo tipo BOV previste per le gallerie Caravaggio e Fontanabuona, ed i risultati di tali analisi, in modo da potere valutare l'effetto degli scavi e degli interventi previsti e (nel seguito) eseguire le verifiche delle strutture di sostegno e rivestimento, secondo quanto previsto da normativa.

La modellizzazione eseguita ha avuto lo scopo principale di analizzare le condizioni allo scavo sulla base degli interventi ipotizzati, derivanti dalle esperienze in casi simili e dalle valutazioni di base effettuate secondo metodologie empiriche, cercando di evidenziare eventuali problematiche a livello strutturale.

Le analisi, condotte in stato piano delle deformazioni, sono state eseguite con il programma ad elementi finiti Plaxis (si veda la relazione di calcolo per una sintetica descrizione delle caratteristiche di tale software).

Concordemente con quanto fatto per le analisi preliminari con le linee caratteristiche, per la modellazione del comportamento dell'ammasso è stato considerato il criterio di Mohr-Coulomb, i cui parametri sono stati ottenuti per linearizzazione del criterio di Hoek-Brown, in accordo con le massime coperture nella tratta di riferimento per la sezione in esame.

I pochi dati piezometrici a disposizione non evidenziano la presenza di un battente idraulico alle profondità di riferimento, pertanto la presenza della falda non è stata presa in considerazione nelle analisi numeriche.

2 MODELLAZIONE NUMERICA

2.1 CODICE DI CALCOLO

Le analisi tenso-deformative presentate nel seguito sono state condotte utilizzando il codice di calcolo Plaxis 2D, il quale consente di affrontare problemi di meccanica del continuo, determinando gli stati tensionali e deformativi in un dominio bidimensionale, le cui caratteristiche sono definite da leggi di comportamento di tipo elastico o plastico e da imposte condizioni al contorno, implementando il metodo degli elementi finiti. Per maggiori dettagli sul programma di analisi si rimanda alla relazione di calcolo di cui questo allegato è parte integrante.

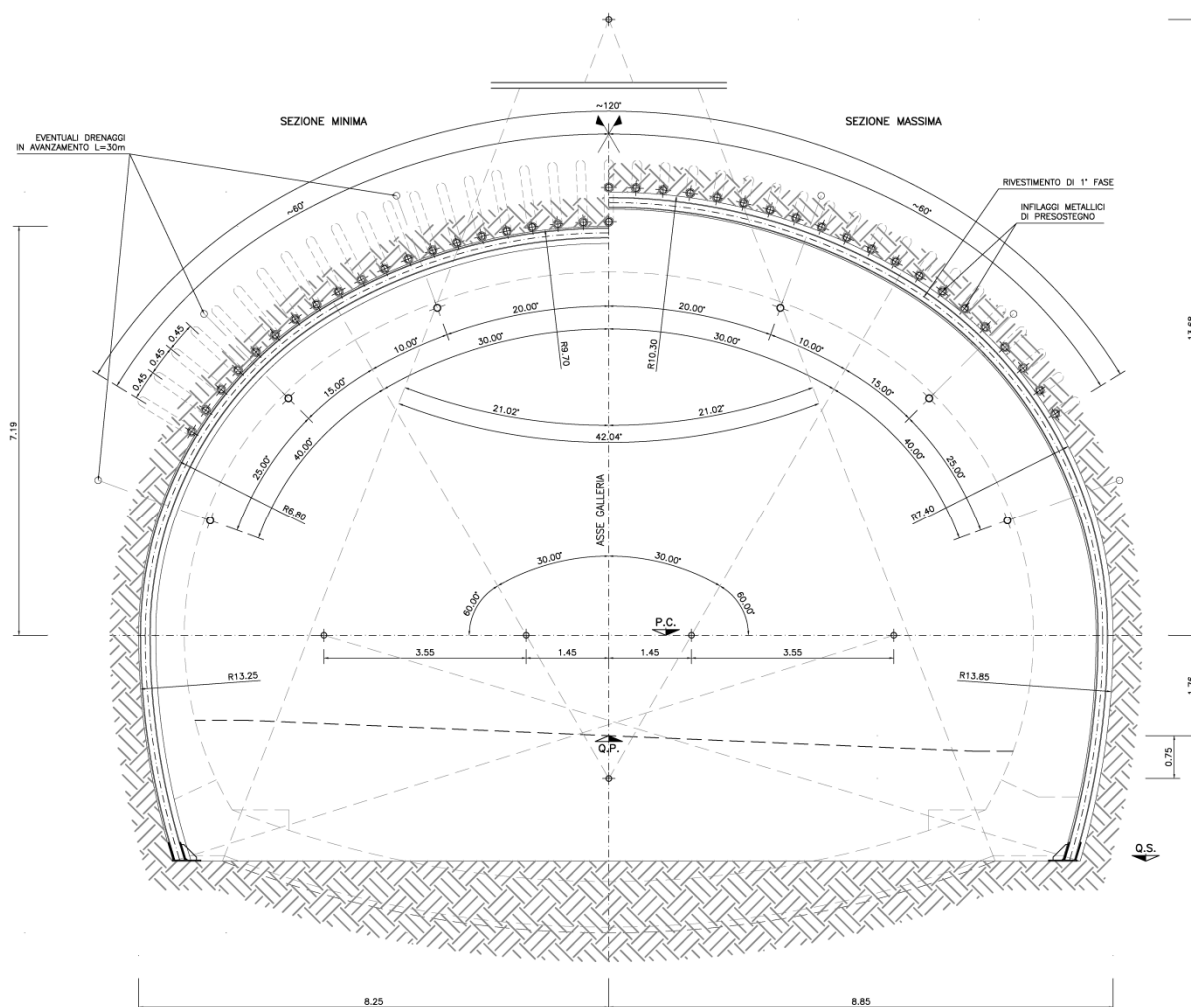


Figura 2-1 B0V – Sezione di scavo

2.2 MODELLO DI CALCOLO

2.2.1 Caratteristiche della sezione di scavo

La sezione tipo è costituita da (Figura 2-1, Figura 2-2):

- eventuali (solo in presenza d'acqua) 3+3 drenaggi in avanzamento, della lunghezza di 30 m con sovrapposizione di 10 m, microfessurati per 20 m da fondo foro e ciechi per 10 m verso boccaforo;
- intervento di presostegno della cavità eseguito tramite 39 tubi in acciaio S355 del diametro di 127 mm e spessore di 10 mm. La lunghezza complessiva prevista è di 13 m con sovrapposizione di 4.0 m. I tubi saranno valvolati ogni 0.5 m per iniezioni in pressione di consolidamento dell'ammasso;
- strato di calcestruzzo proiettato al fronte di scavo pari a 5 cm o 10 cm nel caso dei fronti di avanzamento dal lato Rapallo per i quali gli strati al fronte di scavo si presenteranno a franapoggio;
- primo strato al contorno del cavo di 5 cm di calcestruzzo proiettato;
- sostegno di prima fase costituito da centine doppie IPN 180 in acciaio S275 disposte ad interasse longitudinale di 1.0 m e calcestruzzo proiettato avente spessore medio pari a 25 cm;
- murette e arco rovescio in calcestruzzo armato avente spessore pari a 80 cm ;
- rivestimento definitivo costituito da un arco di calcestruzzo armato avente spessore minimo di 50 cm e massimo di 110 cm.

La modellazione è stata effettuata per la configurazione intermedia, ovvero per la sezione B0V posta a metà del campo di scavo ovvero con spessori di rivestimento definitivo di 80 cm.

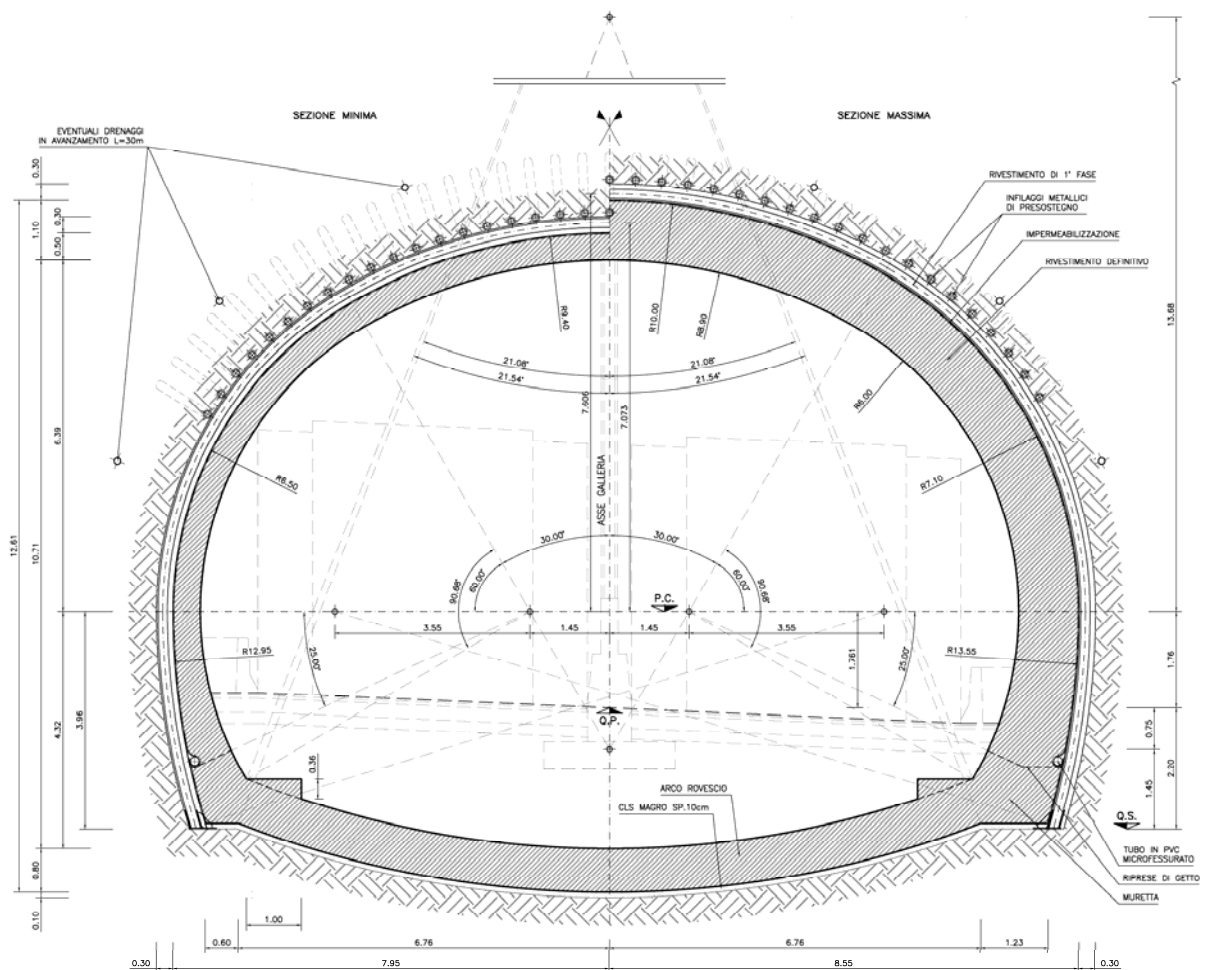


Figura 2-2 B0V – Rivestimento definitivo

2.2.2 Geometria del modello

Il modello misura 140m di larghezza e 120m di altezza, la discretizzazione adottata ha previsto la definizione di 216056 nodi e 26858 elementi.

La copertura di riferimento per l'analisi in oggetto è pari a 55m (calcolata rispetto all'estradosso del rivestimento definitivo).

L'analisi simula con le reali geometrie lo scavo della galleria tramite un modello di base che rappresenta le seguenti caratteristiche:

- utilizzo di modello costitutivo di tipo continuo elasto-plastico (Mohr - Coulomb) per i materiali geotecnici;
- utilizzo di un modello costitutivo di tipo continuo elastico per i materiali strutturali del rivestimento.

Il modello è stato creato con elementi triangolari a 15 nodi, in stato piano delle deformazioni, il rivestimento di prima fase è stato modellato con elementi "plate" di opportuna rigidità che considerasse anche la maturazione del betoncino proiettato,

il rivestimento definitivo è stato modellato con il reale spessore ed attribuendo agli elementi "soil" caratteristiche meccaniche tali da simulare il comportamento del materiale in funzione anche della maturazione dei getti; per meglio simulare la presenza di materiali strutturali a contatto col terreno e la corrispondente riduzione della rigidità al contatto fra i materiali sono stati introdotti elementi "interfaccia".

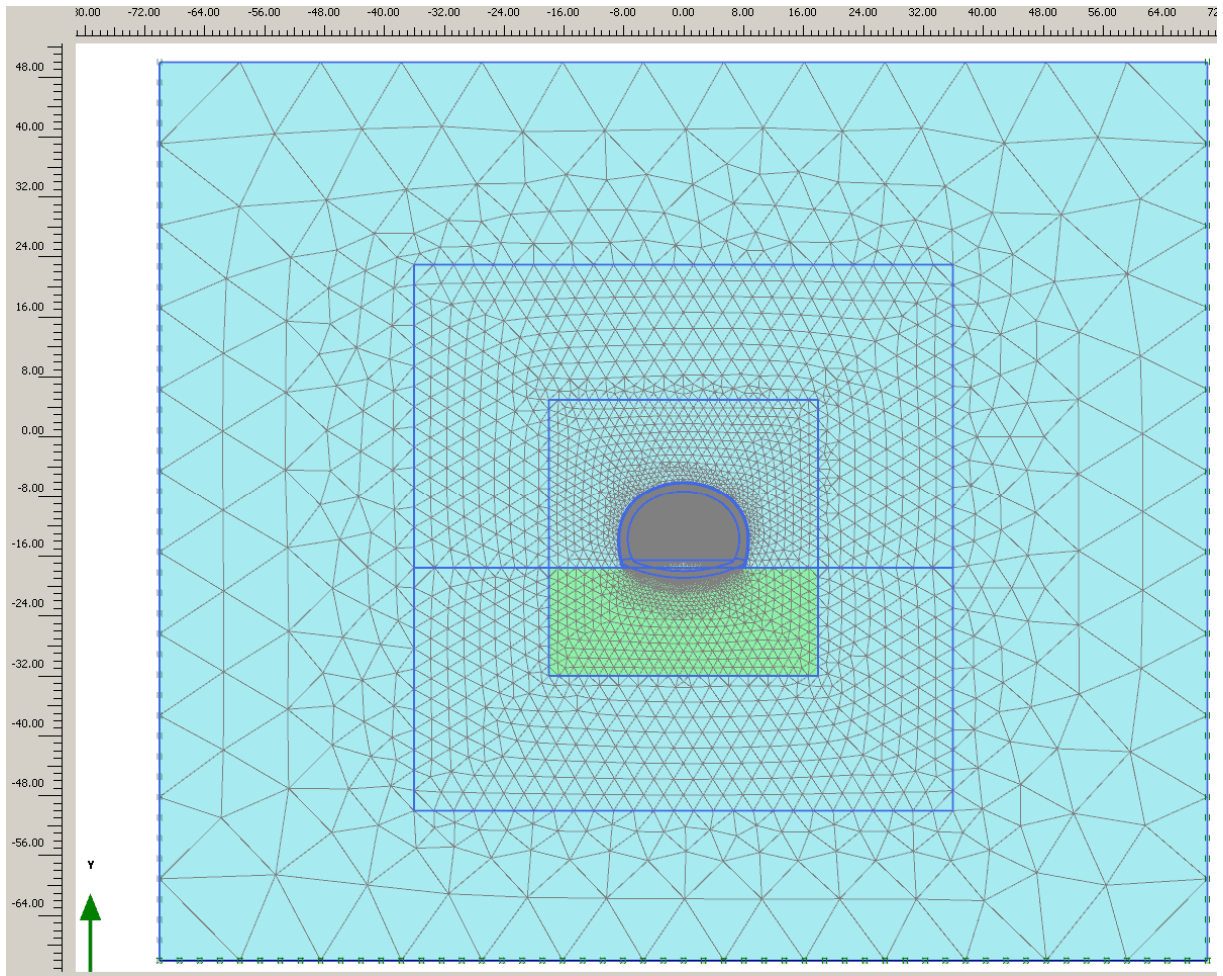


Figura 2-3 B0V – Geometria modello

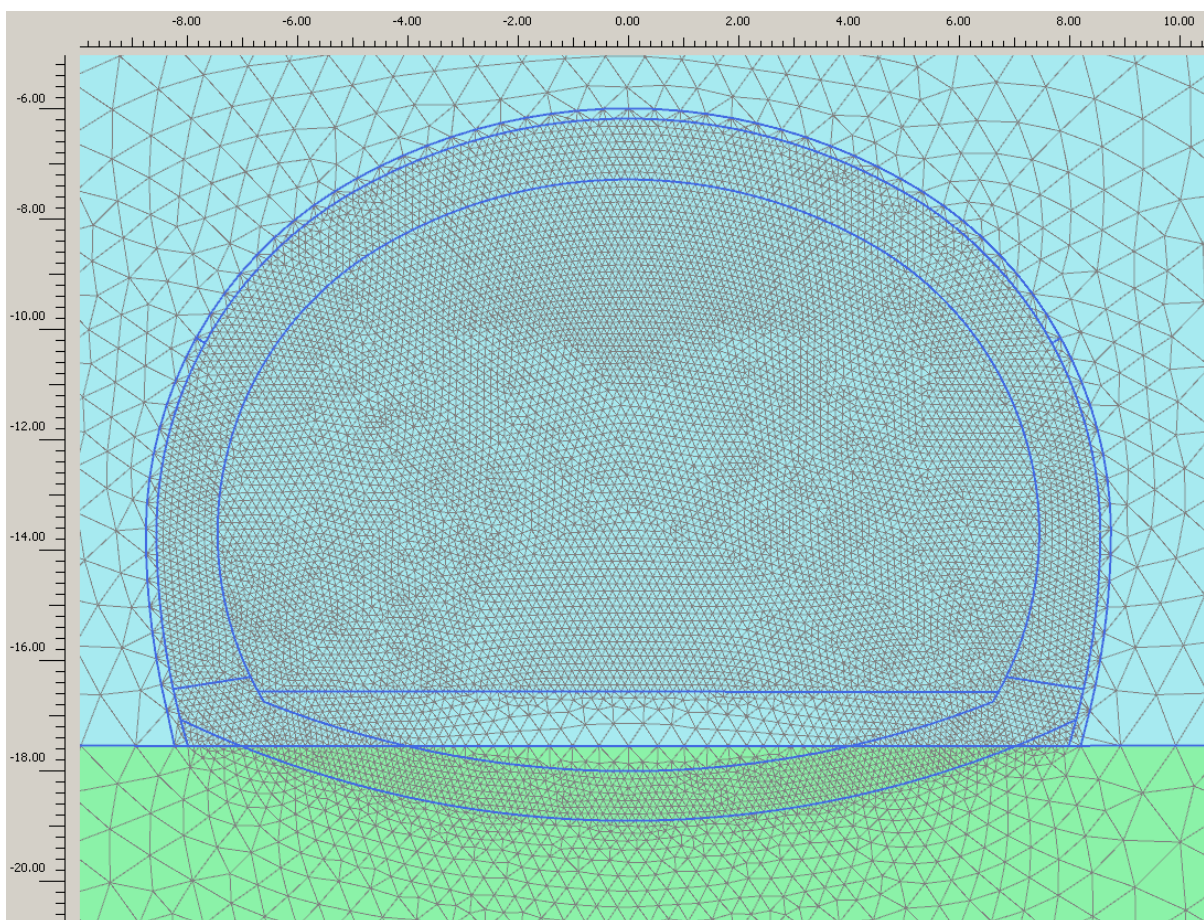


Figura 2-4 B0V – Geometria modello, dettaglio sezione

2.2.3 Modello di comportamento del terreno

Dalla caratterizzazione geomeccanica effettuata per l'ammasso in oggetto sono stati ricavati i parametri riportati in Tabella 2-1. Le analisi con il metodo delle linee caratteristiche e le analisi numeriche agli elementi finiti sono state condotte applicando il criterio di Mohr-Coulomb, i cui parametri sono stati determinati per linearizzazione del criterio di Hoek-Brown per le profondità di interesse (nel caso specifico pari a 55 m, cfr Figura 2-5). I risultati della linearizzazione sono riportati in Tabella 2-2.

GALLERIE FONTANABUONA E CARAVAGGIO		
ARDESIE DI MONTE VERZI		
γ (kN/m ³)	Valore medio	26.5
σ_{ci} (MPa)	Valore medio	45.0
	Deviazione standard	10.0
	Valore caratteristico	45.0
	Valore caratteristico inferiore	29
	Valore caratteristico superiore	61
m_i	Valore medio	7.0
	Deviazione standard	2.0
	Valore caratteristico	7.0
	Valore caratteristico inferiore	4
	Valore caratteristico superiore	10
GSI	Valore medio	35.0
	Deviazione standard	2.5
	Valore caratteristico	35.0
	Valore caratteristico inferiore	31
	Valore caratteristico superiore	39

Tabella 2-1 Caratterizzazione formazione Ardesie di Monte Antola, criterio Hoek & Brown

formazione	copertura [m]	γ' [kN/m ³]	coesione			angolo di resistenza la taglio			modulo di deformabilità			coeff. Poisson
			$c'_{k,inf}$ [Mpa]	c'_k [Mpa]	$c'_{k,sup}$ [Mpa]	$\phi'_{k,inf}$ [°]	ϕ'_k [°]	$\phi'_{k,sup}$ [°]	$E_{k,inf}$ [Mpa]	E_k [Mpa]	$E_{k,sup}$ [Mpa]	
Monte Verzi	55	26.5	200	300	400	35	44	51	1800	2800	4100	0.25

Tabella 2-2 Caratterizzazione formazione Monte Verzi - AMV, criterio Mohr-Coulomb (copertura 55m)

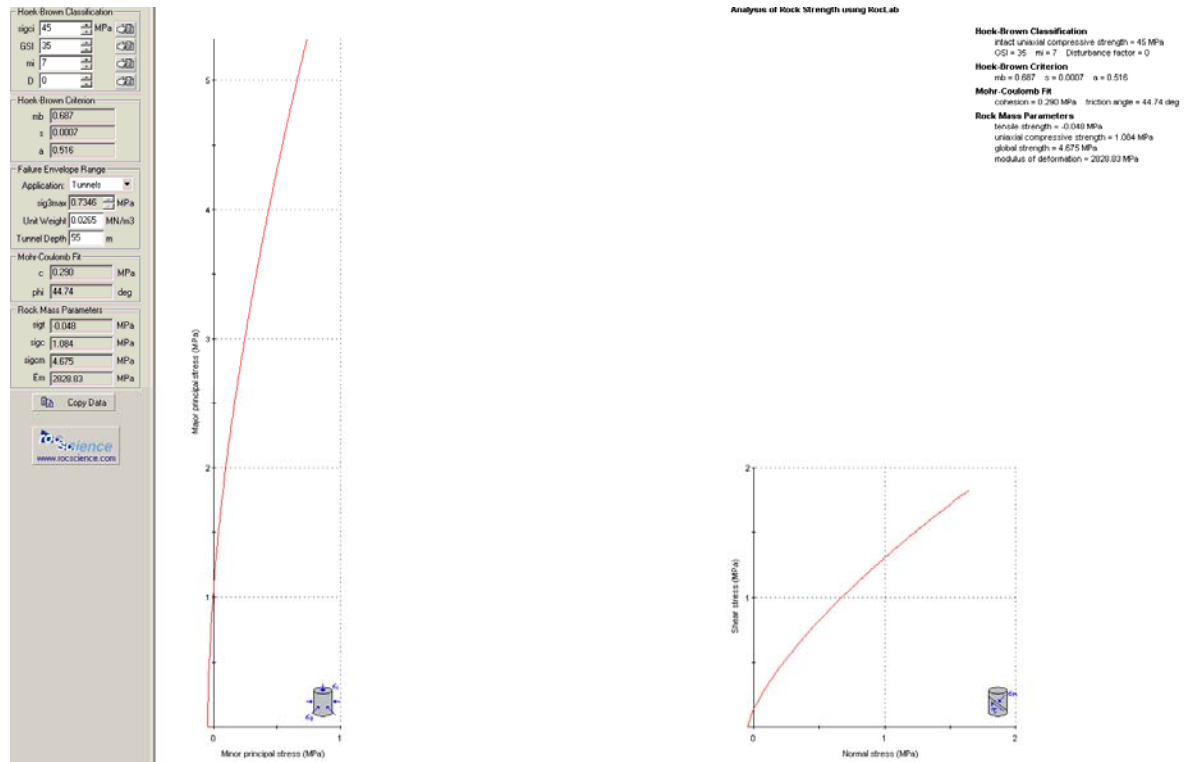


Figura 2-5 AMV - Linearizzazione criterio H-B, coperture 55m

2.2.4 Stato di sforzo geostatico

Per quanto riguarda la componente orizzontale il coefficiente di spinta a riposo è stato definito nel seguente modo:

$$k_0 = 1 - \text{sen } \phi$$

Risulterebbe poco realistico, inoltre introdurrebbe un andamento della componente orizzontale dello stato di sforzo dipendente dalla linearizzazione del criterio di Hoek-Brown adottata.

Si ritiene più realistico, nel caso specifico e in mancanza di ulteriori valutazioni e dati, assumere:

$$k_0 = 1.$$

Le analisi sono state sviluppate mantenendo la stessa geometria e variando il coefficiente di spinta a riposo.

2.2.5 Caratteristiche degli elementi strutturali

2.2.5.1 Intervento di presostegno

La sezione B0V prevede un intervento di presostegno della cavità tramite l'esecuzione di 39 tubi in acciaio S355 del diametro di 127 mm e spessore di 10 mm. Nell'analisi l'effetto è stato schematizzato attraverso un incremento di coesione del materiale al contorno limitatamente ad una fascia di circa 20 cm mediante la relazione:

$$\Delta c = \frac{n \tau_R A_R}{L}$$

con

$$L = (\pi R + 2L_p) s$$

essendo

n = numero rinforzi al contorno

τ_R = resistenza al taglio dell'acciaio

A_R = sezione resistente dell'elemento in acciaio

R = raggio di scavo equivalente

L_p = sviluppo dell'arco consolidato

s = spessore dell'arco consolidato

Data la natura poco permeabile dei materiali iniettati e la difficile creazione di un arco completamente permeato dalla malta, la presenza del consolidamento, è stata simulata con un materiale avente incremento di coesione ridotto rispetto a quello calcolato con la relazione sopra descritta, lasciandone inalterato l'angolo d'attrito e il modulo di deformabilità.

L'incremento di coesione considerato è pari a $\Delta c = 45 \text{ kN/m}^2$

2.2.5.2 Rivestimento di prima fase

Il rivestimento di prima fase, costituito da calcestruzzo proiettato fibrorinforzato ($R_{ck}=35$, fibre $\geq 30\text{kg/m}^3$), è stato modellato con elementi "plate" ai quali sono state attribuite le caratteristiche riportate in Tabella 2-3. In particolare si segnala che è stato considerato il processo di maturazione del betoncino proiettato, con variazione del modulo del calcestruzzo in funzione del tempo intercorso fra il getto e la fase di calcolo in esame. Tale valutazione è stata effettuata sulla base del Model Code.

2IPN 180/1.00 m	T= 1d	T= 2d	T= 28d
Elemento	plate	plate	plate
Modello comportamento	Elastic	Elastic	Elastic
EA [kN/m]	5.05 E6	6.3 E6	8.9 E6
EI [kNm ² /m]	26.3 E3	32.7 E3	46.6 E3
d [m]	0.25	0.25	0.25

w [kN/m/m]	0.5	0.5	0.5
v	0.2	0.2	0.2

Tabella 2-3 Elementi soil per rivestimento prima fase – parametri adottati in funzione della maturazione del getto

2.2.5.3 Rivestimento definitivo

Il rivestimento definitivo, costituito da calcestruzzo armato con classe di resistenza alla compressione C32/40 ($R_{ck}=40\text{MPa}$) sia in arco rovescio che in calotta.

Nelle analisi effettuate è stato modellato con elementi soil, quindi tenendo in considerazione lo spessore reale dei getti ai quali sono state attribuite le caratteristiche riportate in Tabella 2-4. In particolare si segnala che è stato considerato il processo di maturazione dei getti, con variazione del modulo del calcestruzzo in funzione del tempo intercorso fra il getto e la fase di calcolo in esame. Tale valutazione è stata effettuata sulla base del Model Code.

Cls rivestimento definitivo	T= 3d	T= 7d	T= 28d
Elemento	soil	soil	Soil
Modello comportamento	Elastic	Elastic	Elastic
Drenage type	Non-porous	Non-porous	Non-porous
γ [kN/m ³]	25	25	25
E [kN/m ²]	16.3 E6	24.4 E6	32.6 E6
v	0.2	0.2	0.2

Tabella 2-4 Elementi soil per rivestimento definitivo – parametri adottati in funzione della maturazione del getto

3 MODELLAZIONE DELLO SCAVO DELLE GALLERIE

3.1 GENERALITÀ

La modellazione numerica ha previsto una sequenza di operazioni allo scopo di determinare lo stato di sforzo iniziale agente nell'ammasso, simulare le fasi realizzative della galleria in progetto (preconsolidamento del contorno, avvicinamento del fronte, scavo, installazione del rivestimento di prima fase, avanzamento del fronte con realizzazione delle murette e del getto di calotta, configurazione finale con trasferimento di tutti i carichi al rivestimento definitivo,). Si ricorda che per modellare lo scavo di una galleria si rimuovono gli elementi corrispondenti all'area da scavare e si applica al contorno dello scavo lo stato di sforzo agente su di esso, tali sollecitazioni verranno successivamente ridotte (scarico) fino al loro completo annullamento.

La sequenza delle fasi di scavo ha previsto:

- definizione dello stato tensionale e di plasticizzazione per la condizione geostatica di partenza;
- azzeramento degli spostamenti;
- consolidamento al contorno di scavo;
- simulazione dell'avvicinamento del fronte;
- getto rivestimento prima fase;
- avanzamento dello scavo (modifiche alle caratteristiche di rigidità del rivestimento di prima fase per considerare la maturazione del betoncino proiettato);
- avanzamento dello scavo arco rovescio e getto murette;
- avanzamento dello scavo, maturazione murette e arco rovescio, getto calotta;
- disattivazione del rivestimento di prima fase (trasferimento dei carichi al rivestimento definitivo).
- scarico completo (getti a 28 days);
- posa della pavimentazione e del setto in calcestruzzo armato (considerato come carico accidentale)
- configurazione finale con degrado dei parametri geotecnici. I parametri sono stati determinati per linearizzazione del criterio di Hoek-Brown dei valori caratteristici inferiori, come da tabella di seguito riportata:

formazione	copertura	γ'	coesione			angolo di resistenza la taglio			modulo di deformabilità			coeff. Poisson
			$c'_{k,inf}$	c'_k	$c'_{k,sup}$	$\phi'_{k,inf}$	ϕ'_k	$\phi'_{k,sup}$	$E_{k,inf}$	E_k	$E_{k,sup}$	
	[m]	[kN/m ³]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[°]	[°]	[°]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[-]
Monte Verzi	55	26.5	200	300	400	35	44	51	1800	2800	4100	0.25

Tabella 3-1 Caratterizzazione formazione Monte Verzi - AMV, criterio Mohr-Coulomb (copertura 55m)

Le analisi, come detto nei paragrafi precedenti, sono state svolte in 2D, in stato piano delle deformazioni, mentre l'andamento dello stato di sforzo in prossimità del fronte è tridimensionale, per modellare l'evoluzione dello stato tensodeformativo all'avanzare del fronte è stato necessario effettuare delle analisi preliminari (metodo delle linee caratteristiche) al fine di determinare gli scarichi in funzione delle varie fasi delle analisi. Tali valori, unitamente ai criteri seguiti per la loro determinazione e l'andamento della maturazione dei getti sono riportati in Tabella 3-2

Fasi			Maturazione getti			
num	descrizione	rilassamento	spritz	arco rovescio	murette	calotta
1	geostatico	0%				
2	consolidamento al contorno	5%				
3	avvicinamento fronte	30%				
4	avanzamento 1 m con posa rivestimento di prima fase	32%	1 day			
5	ulteriore rilassamento (modifica alle caratteristiche di rigidità del rivestimento di prima fase)	34%	2 days			
6	ulteriore rilassamento (modifica alle caratteristiche di rigidità del rivestimento di prima fase)	44%	28 days			
7	fase di rilassamento	90%	28 days			
8	fase di getto dell'arco rovescio e delle murette	92%	28 days	3 days	3 days	
9	fase di getto della calotta (modifica alle caratteristiche di rigidità delle murette e dell'arco rovescio)	95%	28 days	7 days	7 days	3 days
10	ulteriore rilassamento (modifica alle caratteristiche di rigidità del rivestimento di calotta, disattivazione rivestimento di prima fase)	96%	---	28 days	28 days	7 days
11	scarico completo delle forze di equilibrio al contorno del cavo	100%	---	28 days	28 days	28 days
12	fase di posa della pavimentazione e del setto in c.a.	100%	---	28 days	28 days	28 days
13	fase di lungo termine con decadimento caratteristiche di resistenza dell'ammasso	100%	---	28 days	28 day2	28 days

Tabella 3-2 Fasi dell'analisi - scarichi adottati e andamento maturazione getti.

3.2 FASI DELL'ANALISI – CONFIGURAZIONE GEOMETRICA

In Figura 3-1÷Figura 3-8 è riportata la geometria della zona interessata dallo scavo della galleria nelle varie fasi delle analisi:

- consolidamento al contorno di scavo (Figura 3-1): vengono cambiate le proprietà degli elementi soil in corrispondenza dell'area interessata dagli elementi strutturali;

- Avvicinamento fronte (Figura 3-2): vengono disattivati gli elementi corrispondenti all'area da scavare, e le forze di scavo (forze applicate alle pareti dello scavo in sostituzione degli elementi rimossi) vengono ridotte al 30% del valore iniziale;
- Avanzamento di 1 m del fronte di scavo e posa rivestimento di prima fase (Figura 3-3): attivazione dei plate che modellano la presenza rivestimento di prima fase (maturazione getti 1 day) e delle interfacce fra questi e l'ammasso, forze di scavo al 32% del valore iniziale;
- Ulteriore avanzamento del fronte di scavo e posa rivestimento di prima fase: modifica parametri elementi rivestimento di prima fase (maturazione getti 2 days), forze di scavo al 34% del valore iniziale;
- Ulteriore avanzamento del fronte di scavo e posa rivestimento di prima fase: modifica parametri elementi rivestimento di prima fase (maturazione getti 28 days), forze di scavo al 44% del valore iniziale;
- Getto arco rovescio e murette (Figura 3-4): attivazione elementi dell'arco rovescio e delle murette (maturazione getti 3 days), forze di scavo al 92% del valore iniziale;
- Getto calotta (Figura 3-5): attivazione elementi calotta (maturazione getti 3 days) e interfaccia calotta-rivestimento prima fase, modifica parametri meccanici elementi dell'arco rovescio e delle murette (maturazione getti 7 days), forze di scavo al 95% del valore iniziale;
- Calotta: modifica parametri meccanici elementi calotta (maturazione getti 7 days) e interfaccia calotta-rivestimento prima fase, modifica parametri meccanici elementi dell'arco rovescio e delle murette (maturazione getti 28 days), disattivazione elementi rivestimento prima fase, forze di scavo al 96% del valore iniziale;
- Scarico 100% (Figura 3-6): modifica parametri meccanici elementi calotta (maturazione getti 28 days), azzeramento delle forze di scavo;
- Posa pavimentazione e setto in c.a. (Figura 3-7): attivazione elementi della pavimentazione e del setto in c.a.
- Configurazione finale (Figura 3-8) degrado dei parametri geotecnici dell'ammasso: attribuzione all'ammasso dei parametri determinati per linearizzazione del criterio di Hoek-Brown dei valori caratteristici inferiori.

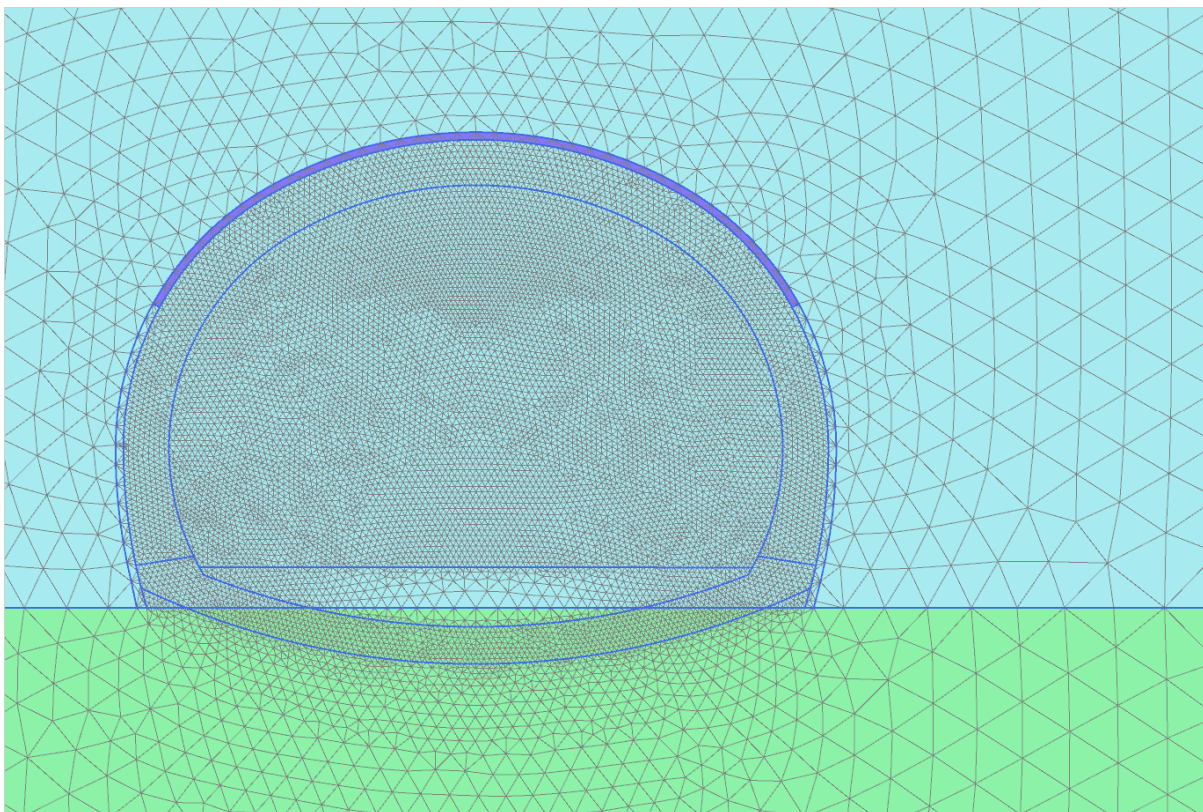


Figura 3-1 consolidamento al contorno

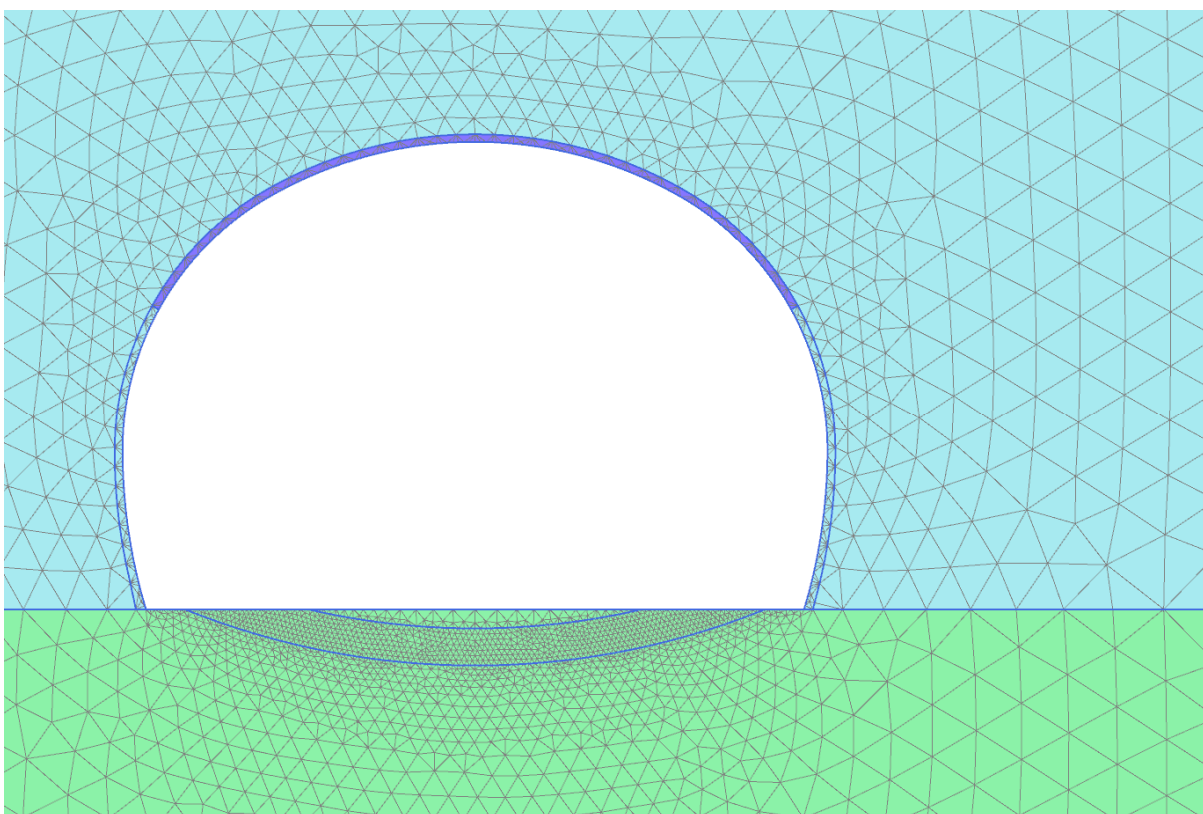


Figura 3-2 Avvicinamento del fronte

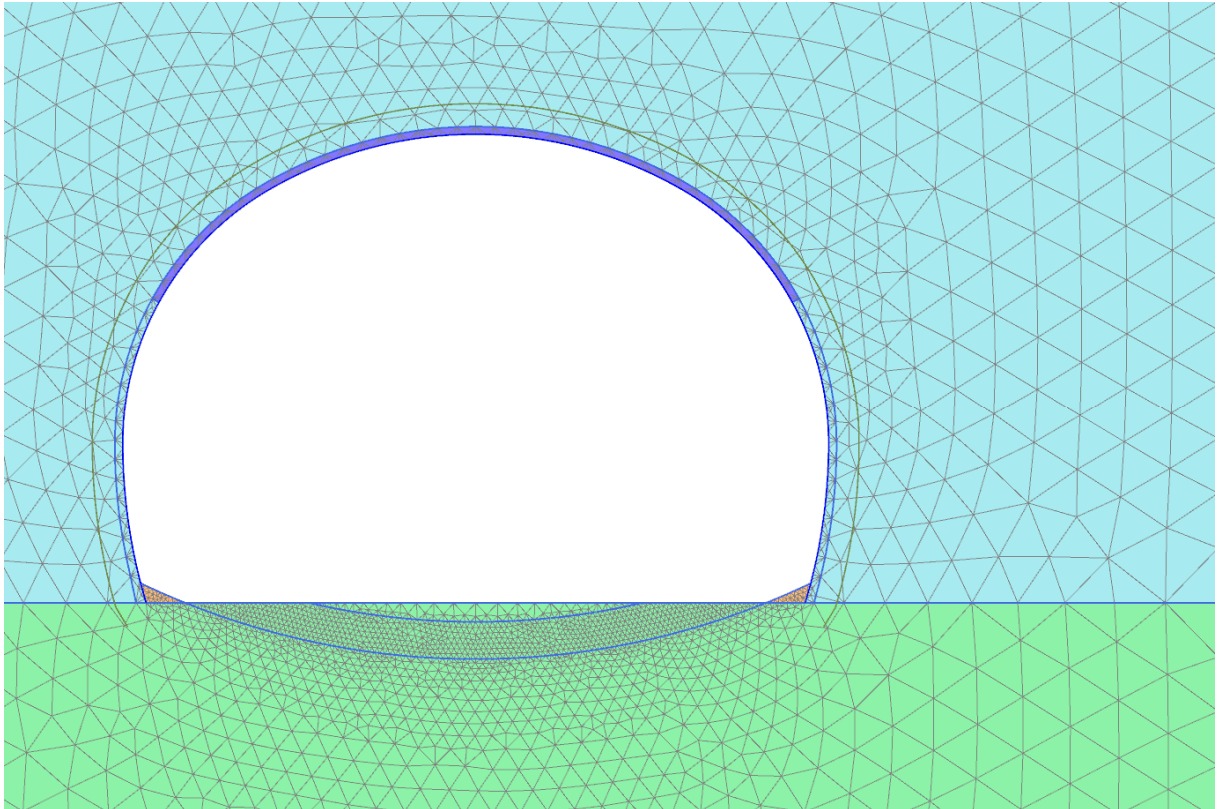


Figura 3-3 **Posa rivestimento di prima fase**

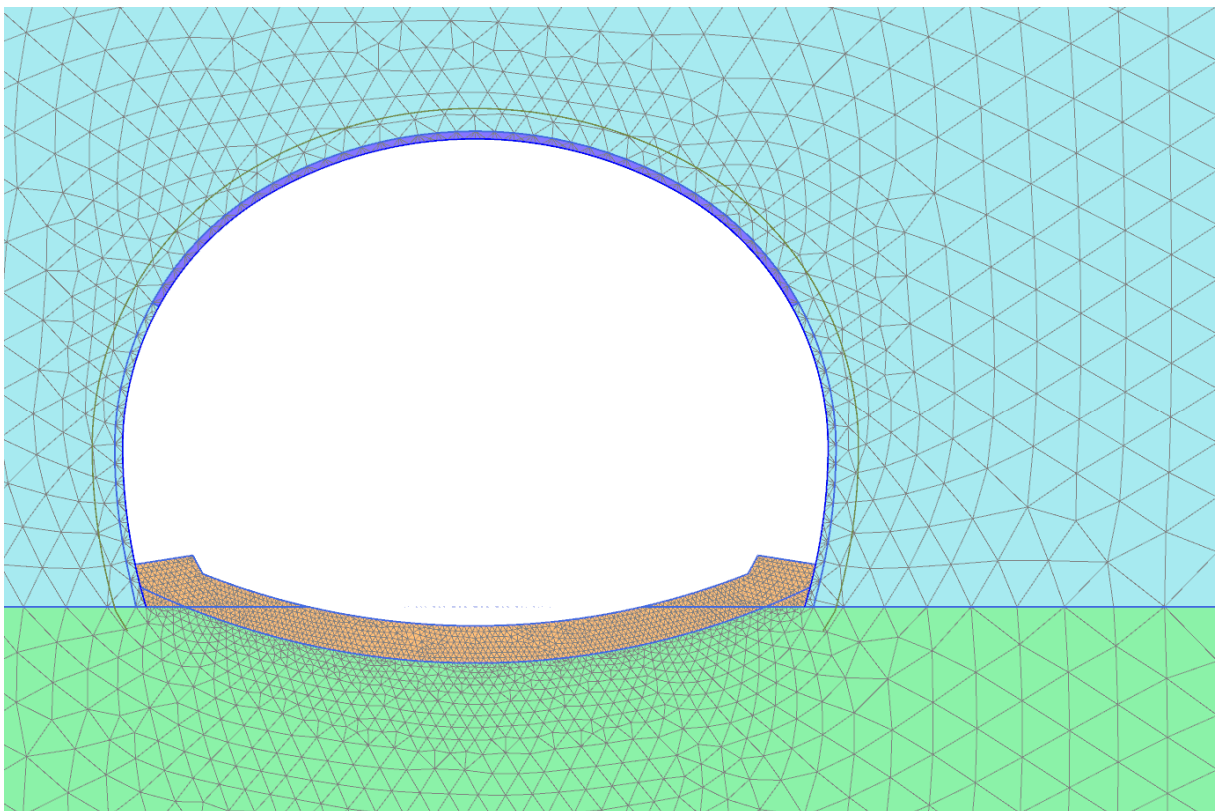


Figura 3-4 **Getto arco rovescio e murette (3 days)**

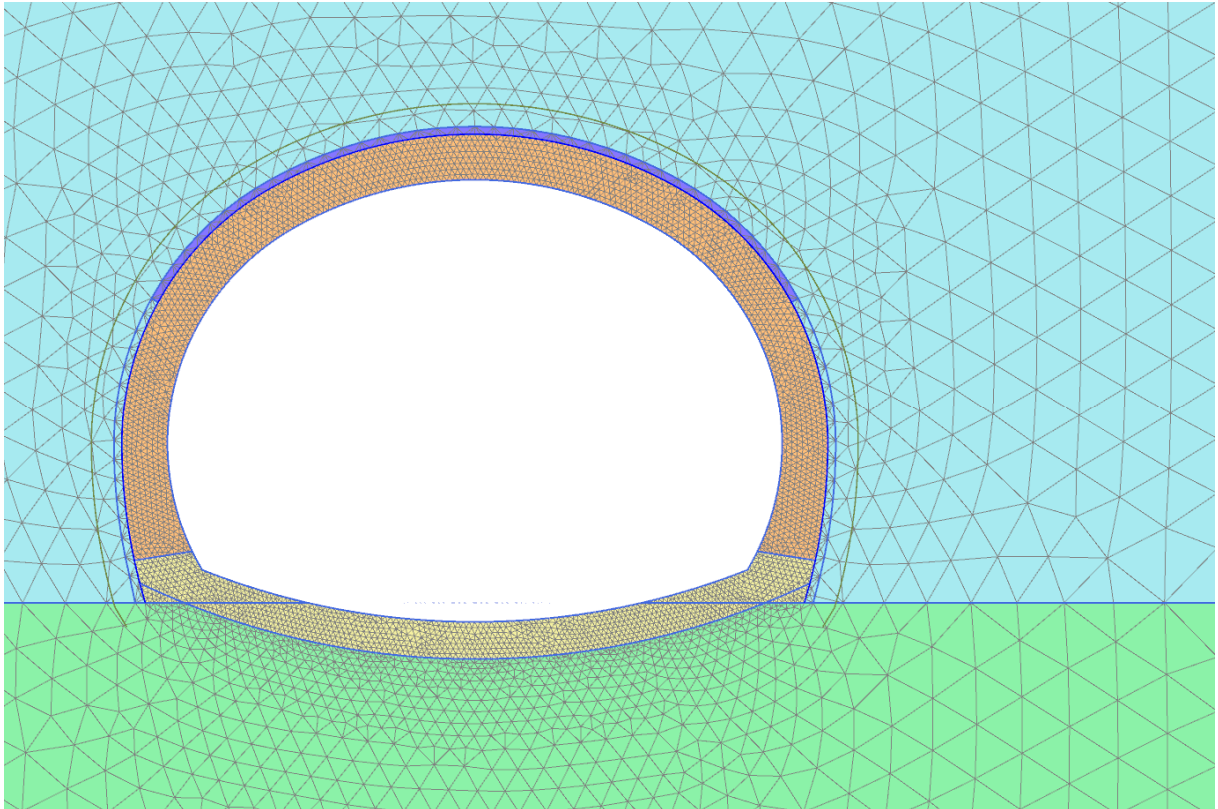


Figura 3-5 **Getto calotta (3 days) - arco rovescio e murette (28 days)**

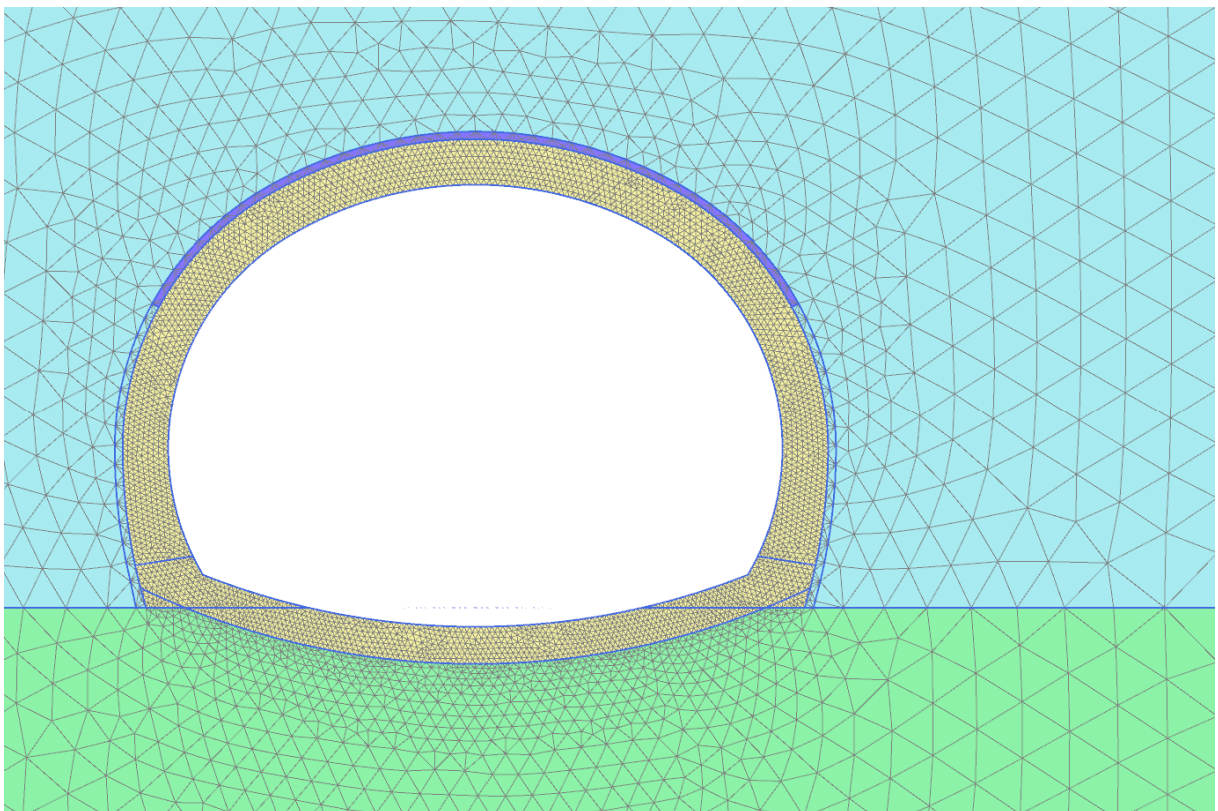


Figura 3-6 **Scarico 100% - calotta (28 days)**

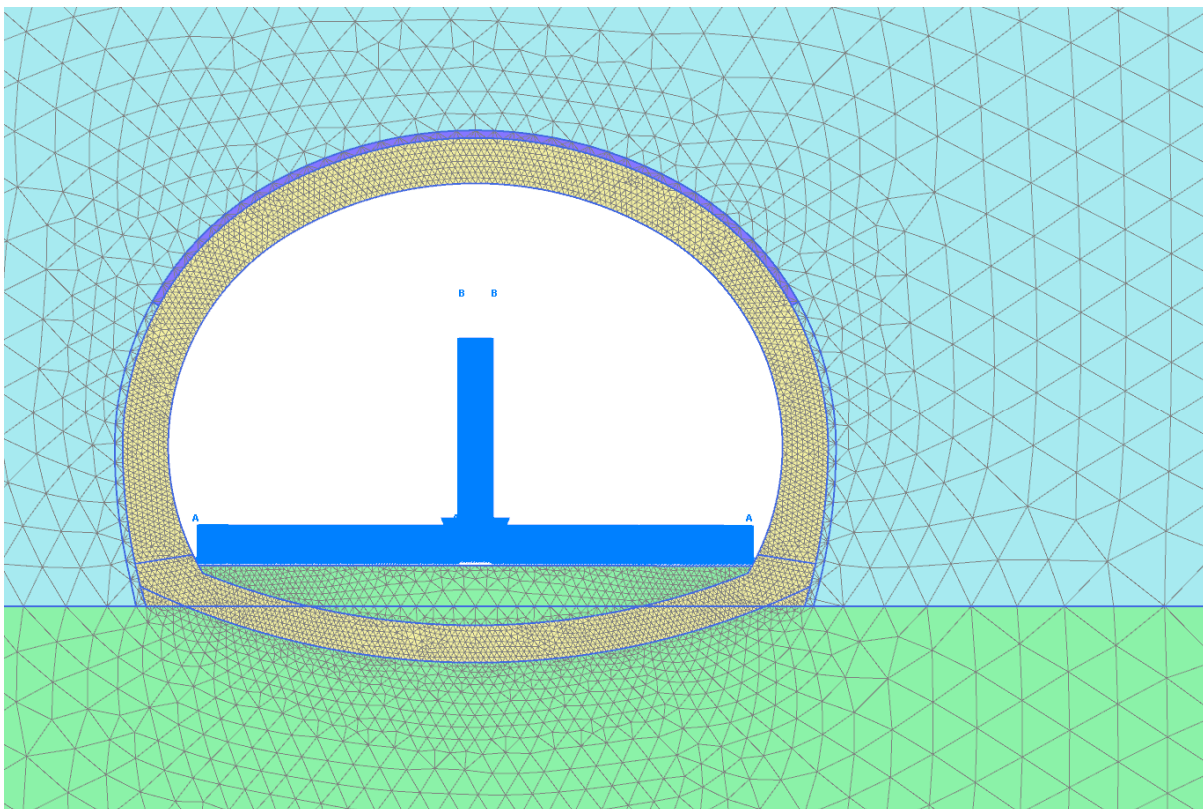


Figura 3-7 **Posa pavimentazione e setto**

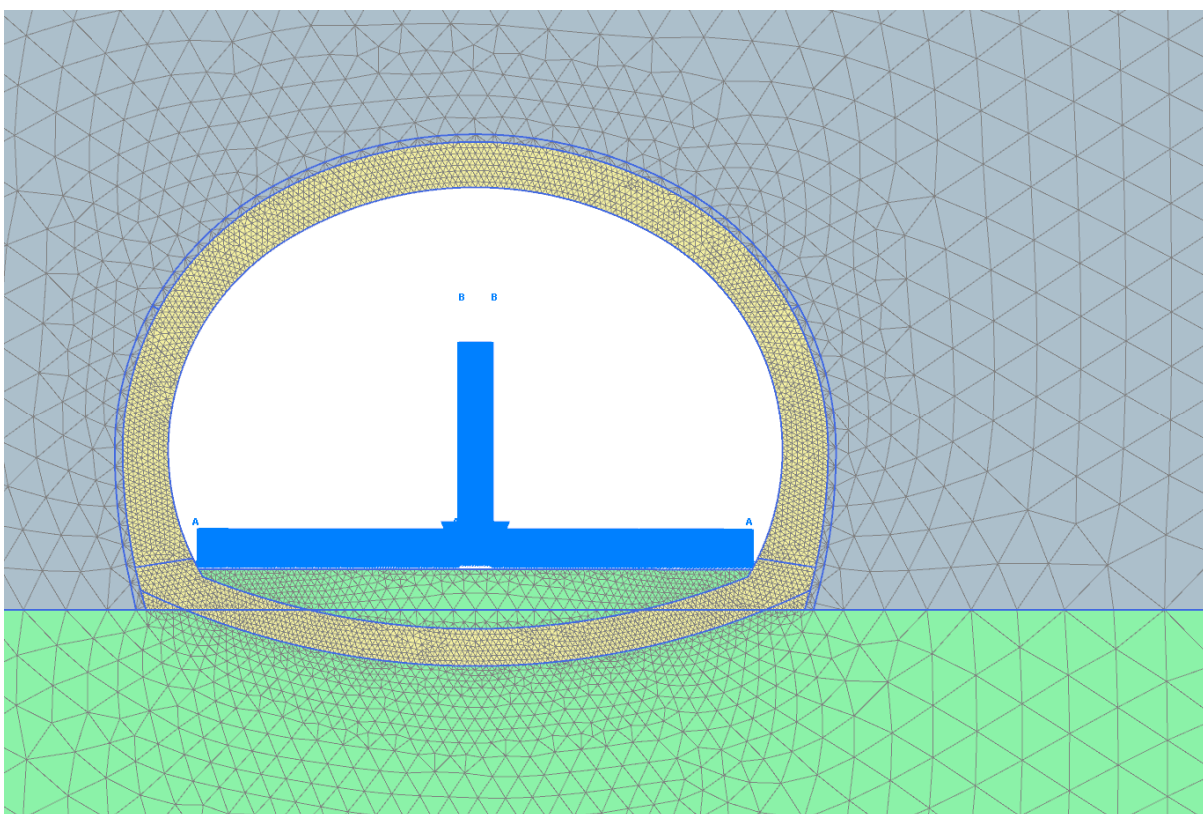


Figura 3-8 **Configurazione finale**

3.3 FASI DELL'ANALISI – PRINCIPALI RISULTATI

3.3.1 Configurazione iniziale

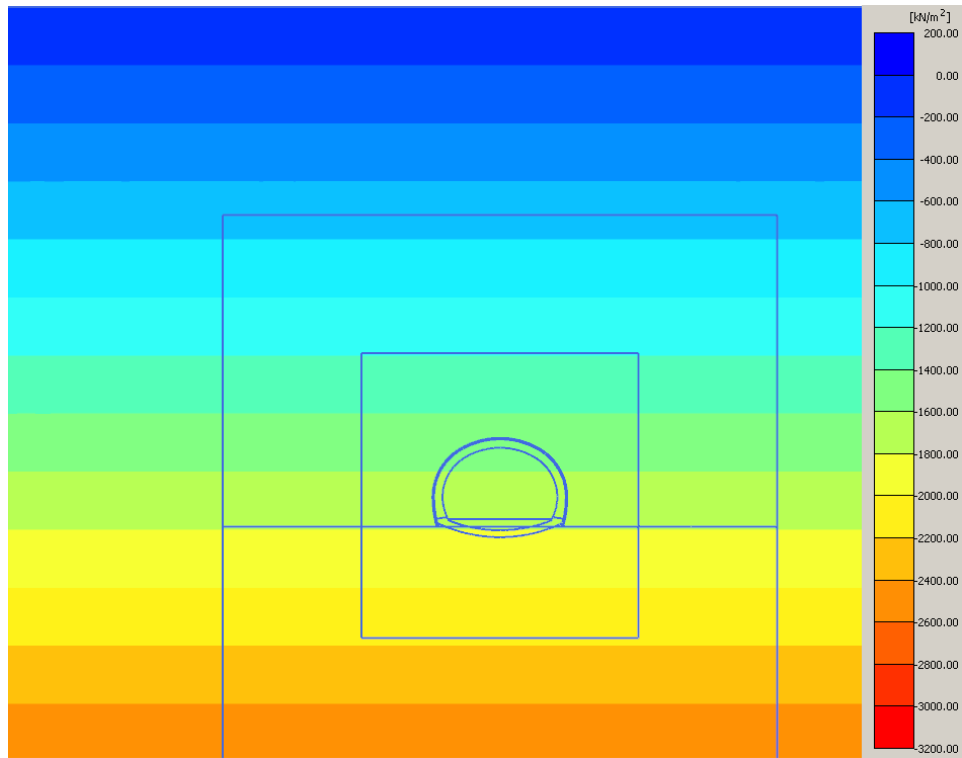


Figura 3-9 stato di sforzo geostatico - σ'_y (legenda kN/m^2)

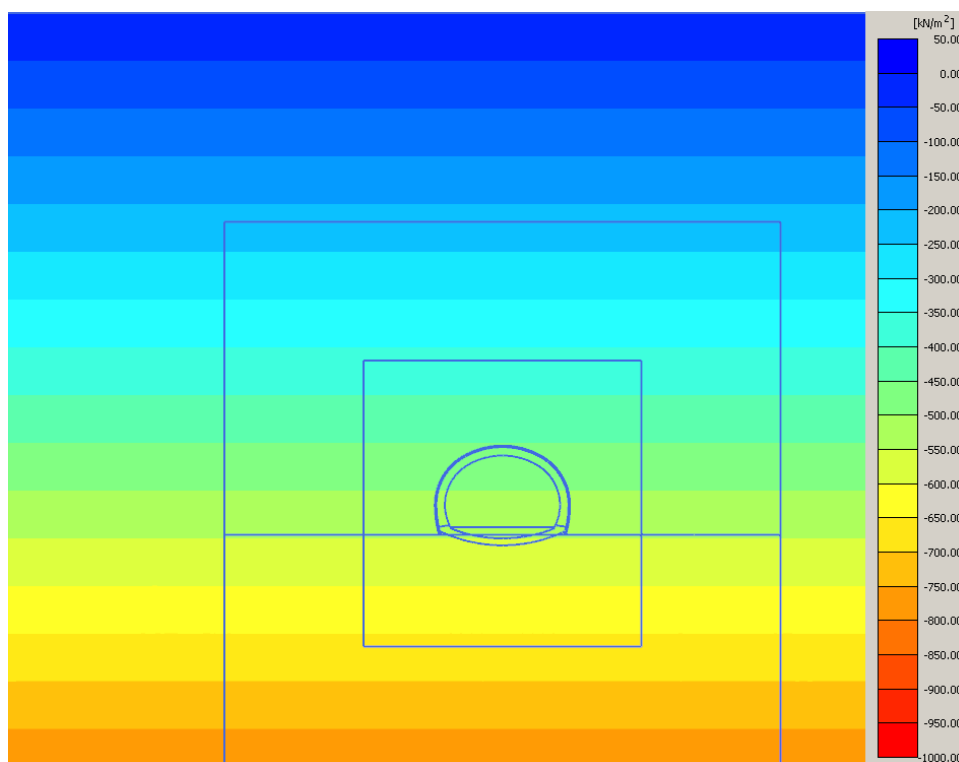


Figura 3-10 stato di sforzo geostatico - σ'_x (legenda kN/m^2)

3.3.2 Avvicinamento del fronte

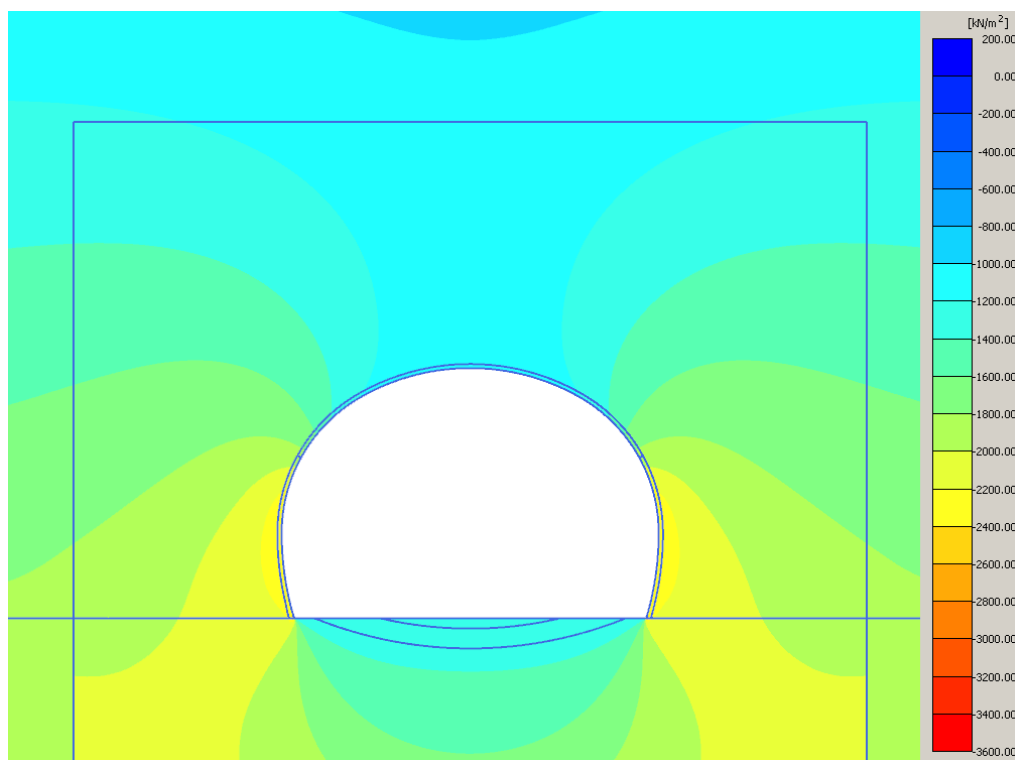


Figura 3-11 avvicinamento fronte - σ'_y (legenda kN/m^2)

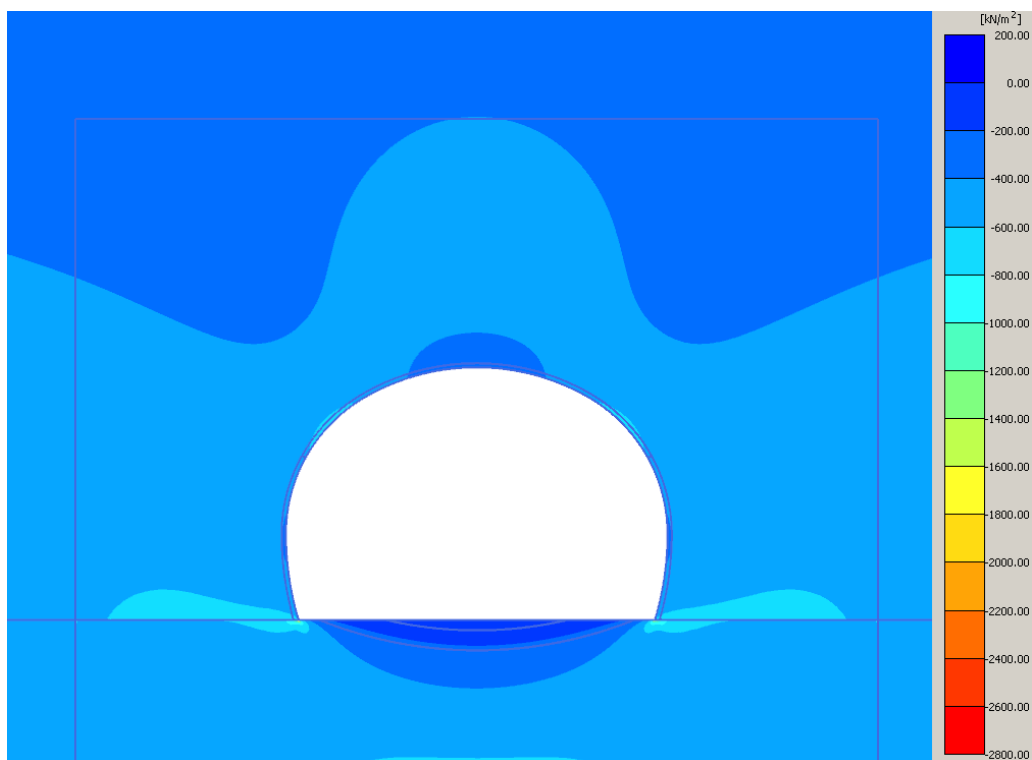


Figura 3-12 avvicinamento fronte - σ'_x (legenda kN/m^2)

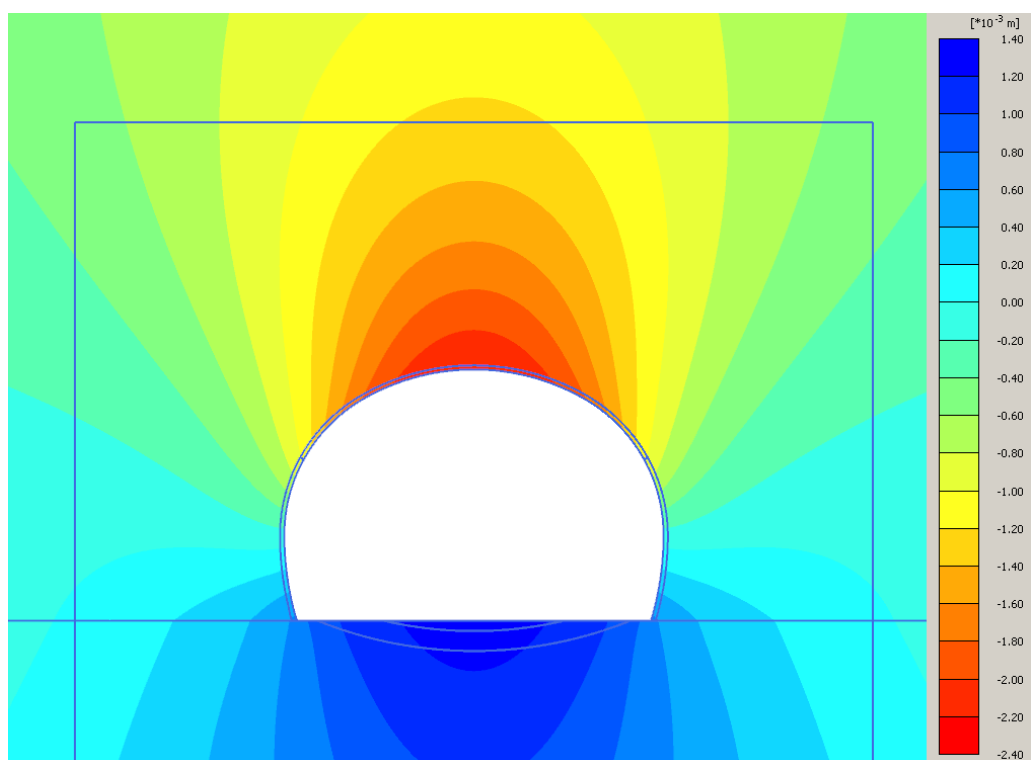


Figura 3-13 avvicinamento fronte - u_y (legenda 10^{-3} m)

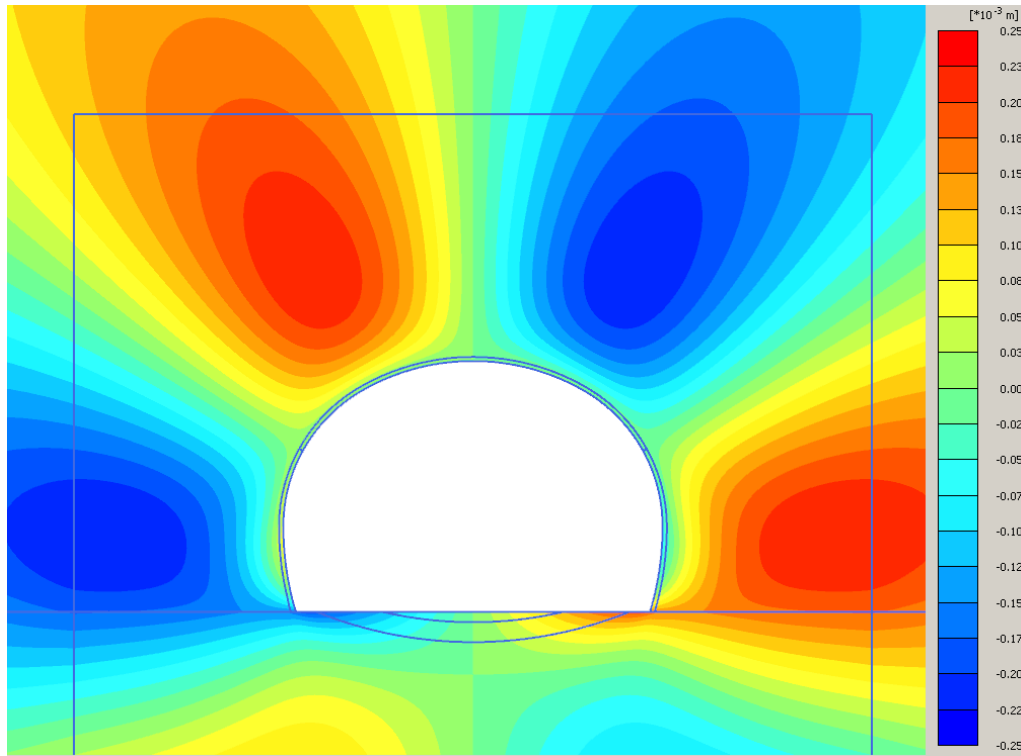


Figura 3-14 avvicinamento fronte - u_x (legenda 10^{-3} m)

3.3.3 Installazione rivestimento di prima fase (1day)

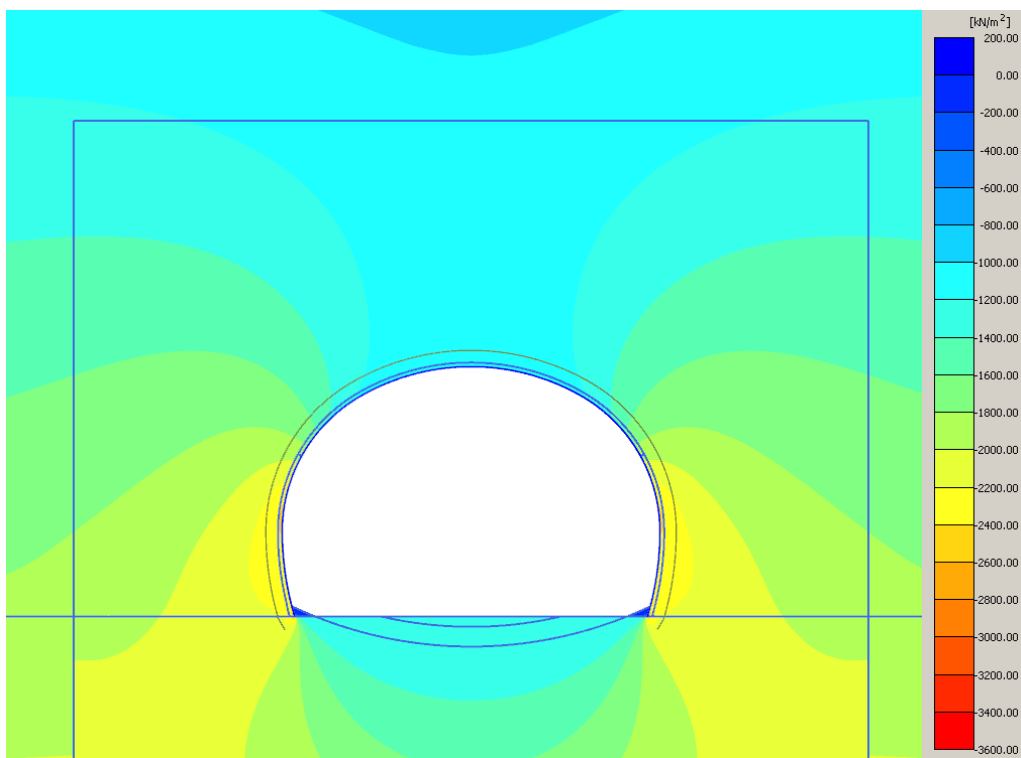


Figura 3-15 installazione rivestimento di prima fase - σ'_y (legenda kN/m^2)

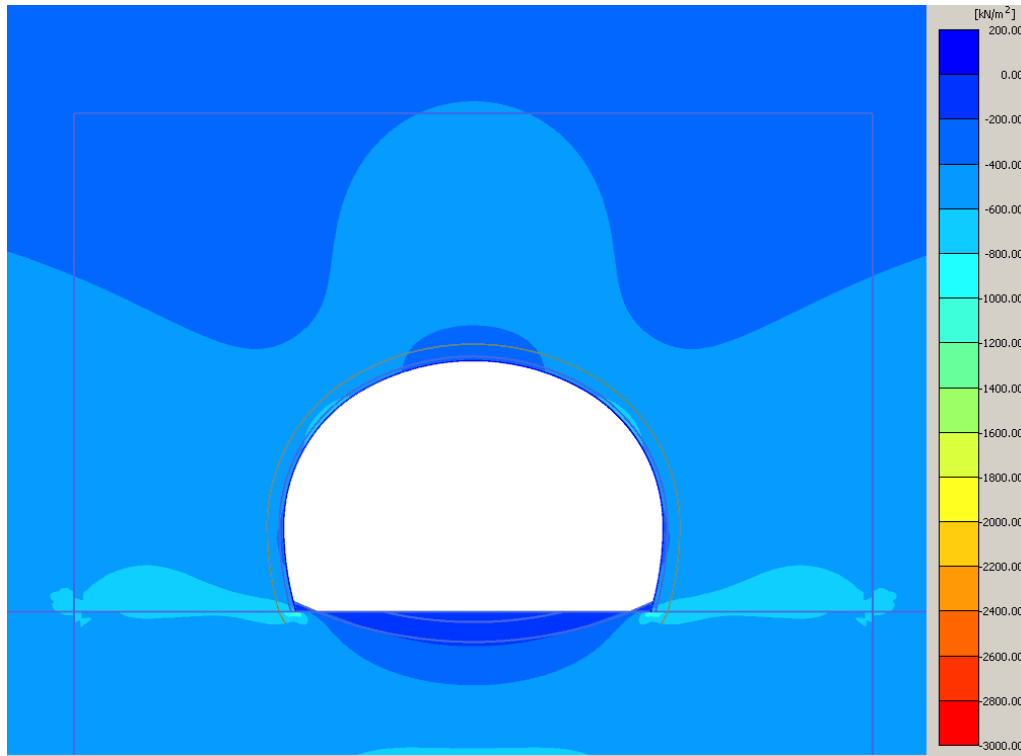


Figura 3-16 installazione rivestimento di prima fase - σ'_x (legenda kN/m^2)

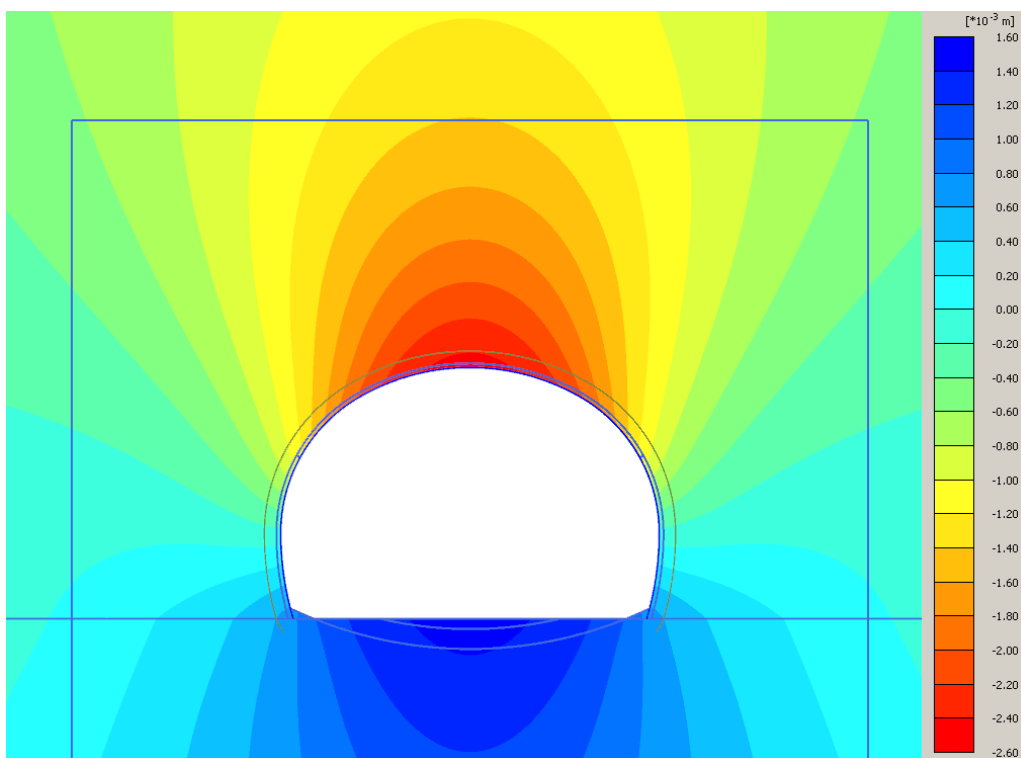


Figura 3-17 installazione rivestimento di prima fase - u_y (legenda 10^{-3} m)

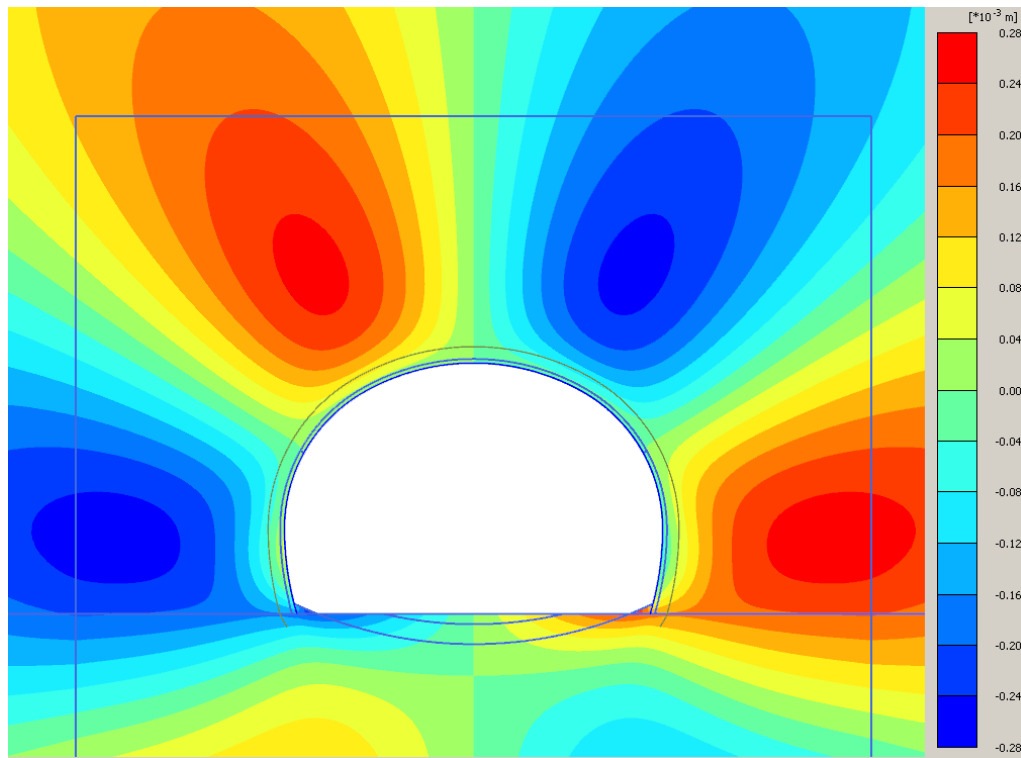


Figura 3-18 installazione rivestimento di prima fase - u_x (legenda 10^{-3} m)

3.3.4 Getto arco rovescio e murette

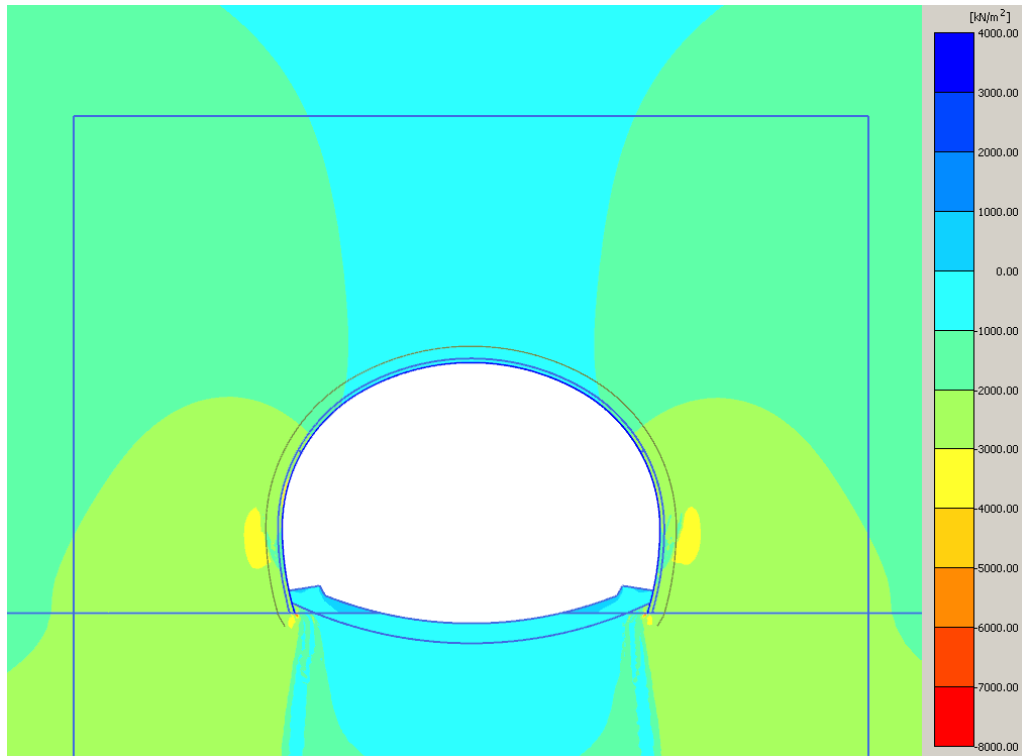


Figura 3-19 getto arco rovescio e murette - σ'_y (legenda 10^3 kN/m^2)

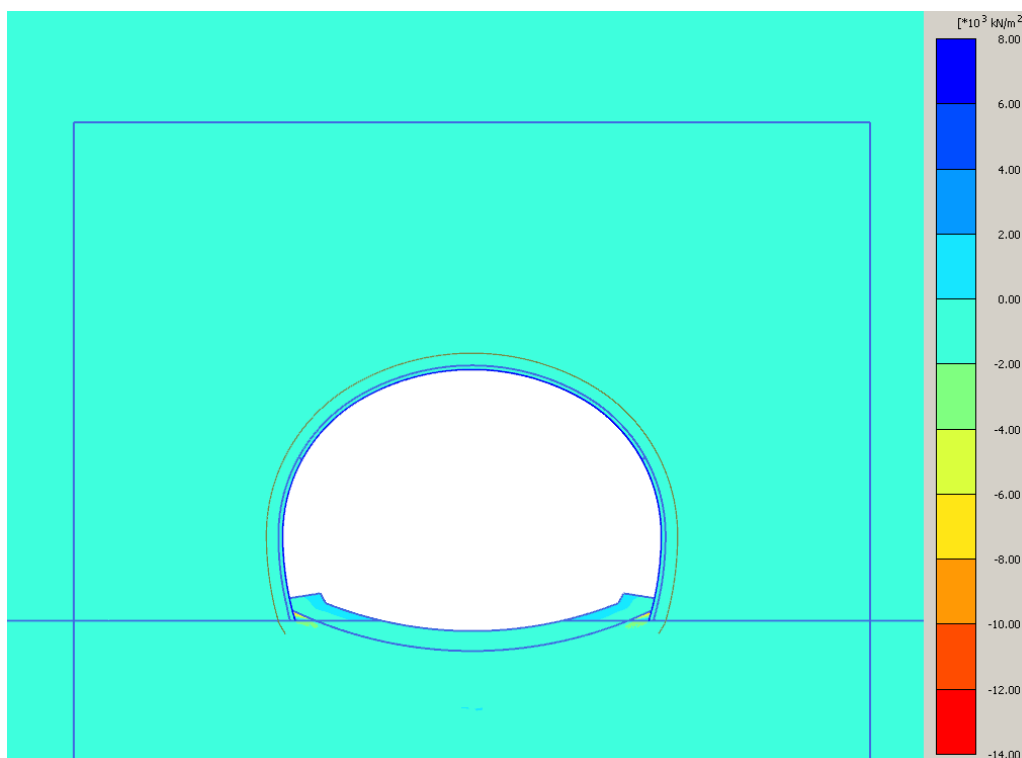


Figura 3-20 getto arco rovescio e murette - σ'_x (legenda 10^3 kN/m^2)

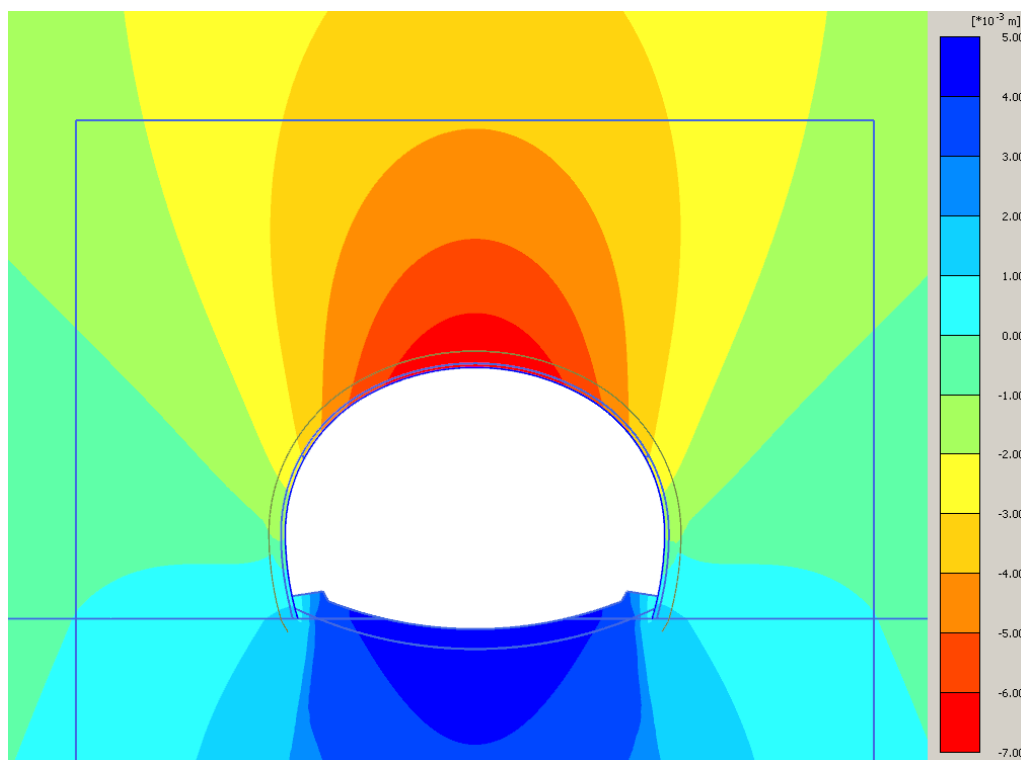


Figura 3-21 getto arco rovescio e murette - u_y (legenda 10^{-3} m)

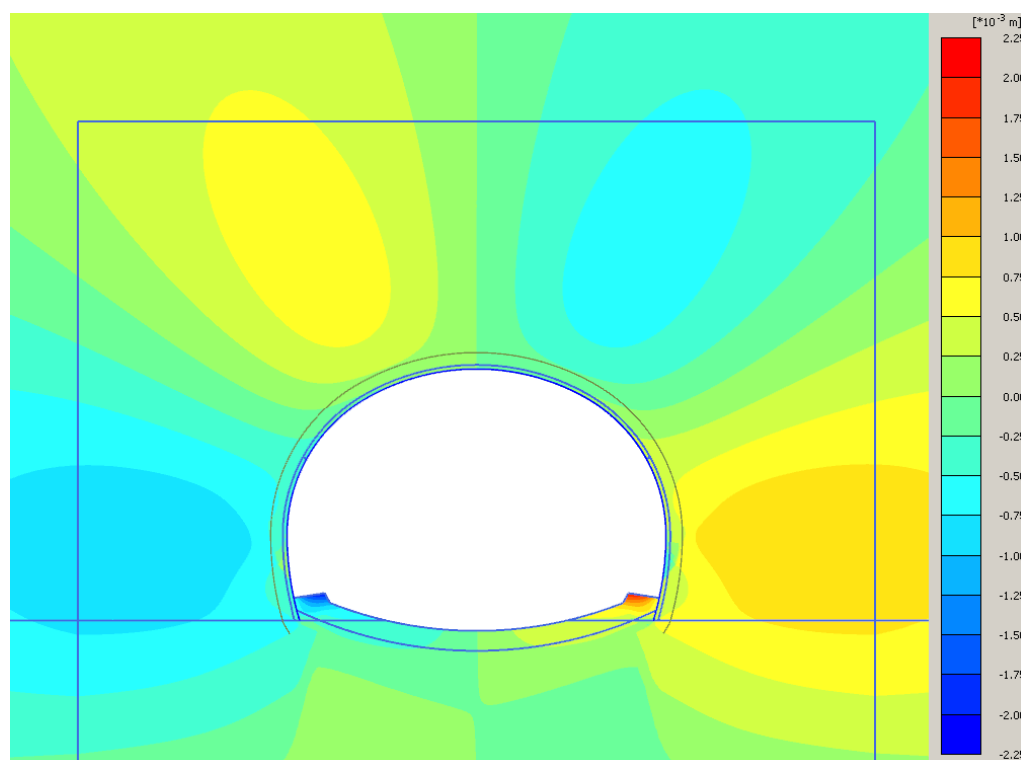


Figura 3-22 getto arco rovescio e murette - u_x (legenda 10^{-3} m)

3.3.5 Getto calotta

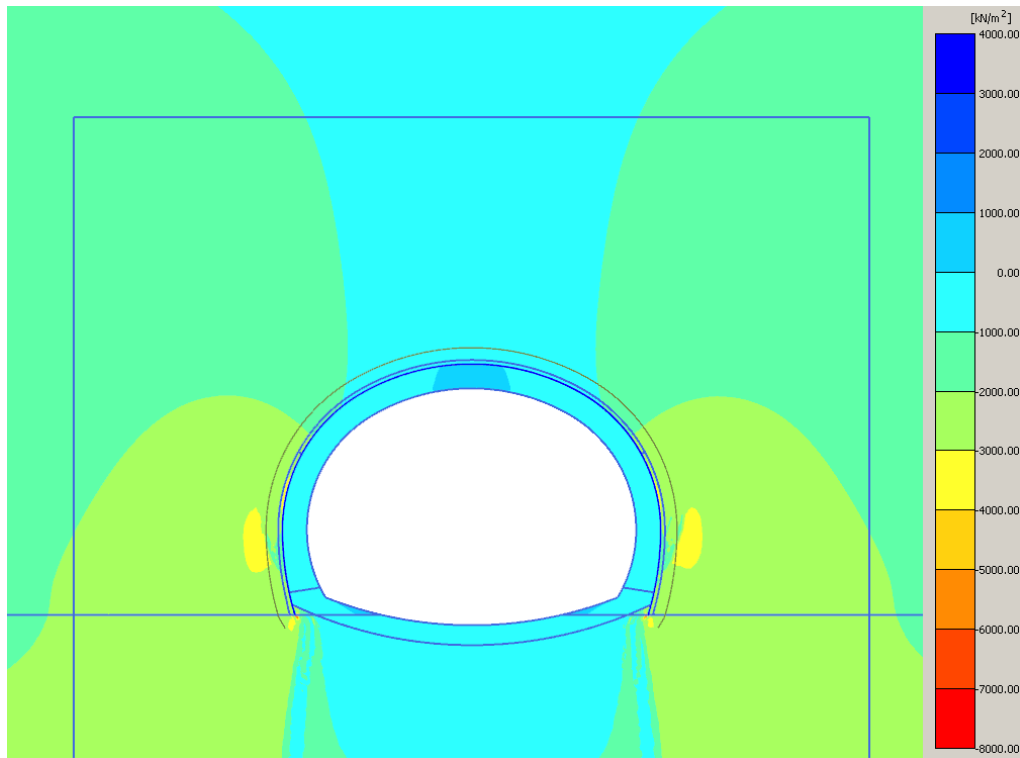


Figura 3-23 getto calotta - σ'_y (legenda 10^3 kN/m²)

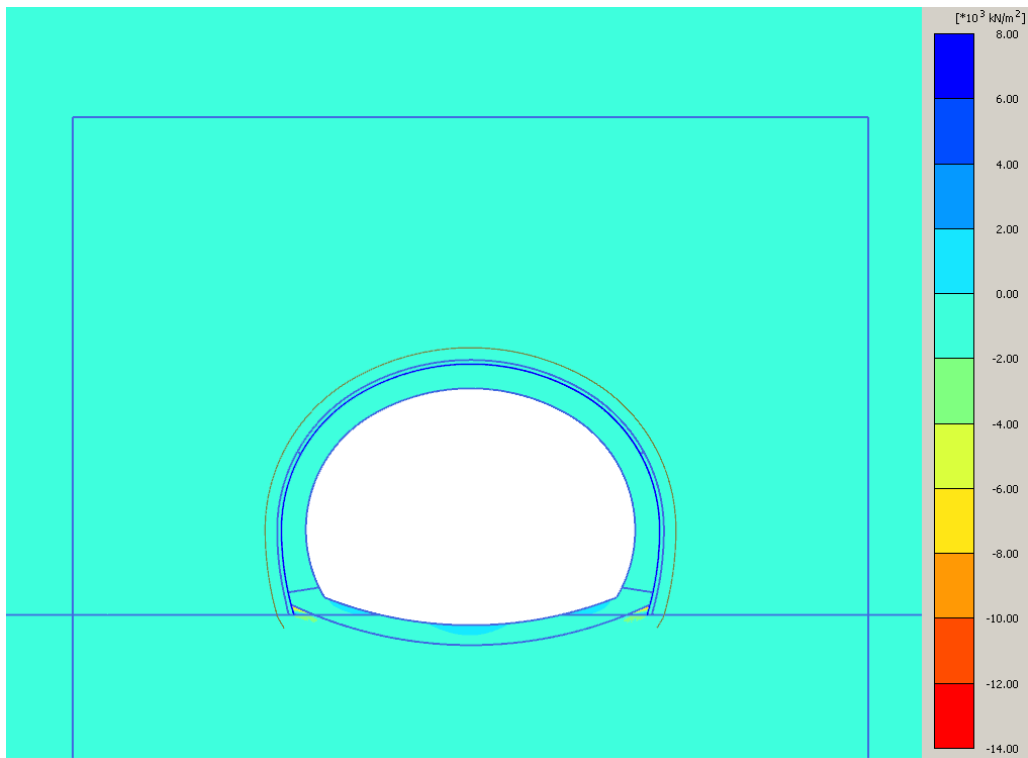


Figura 3-24 getto calotta - σ'_x (legenda 10^3 kN/m²)

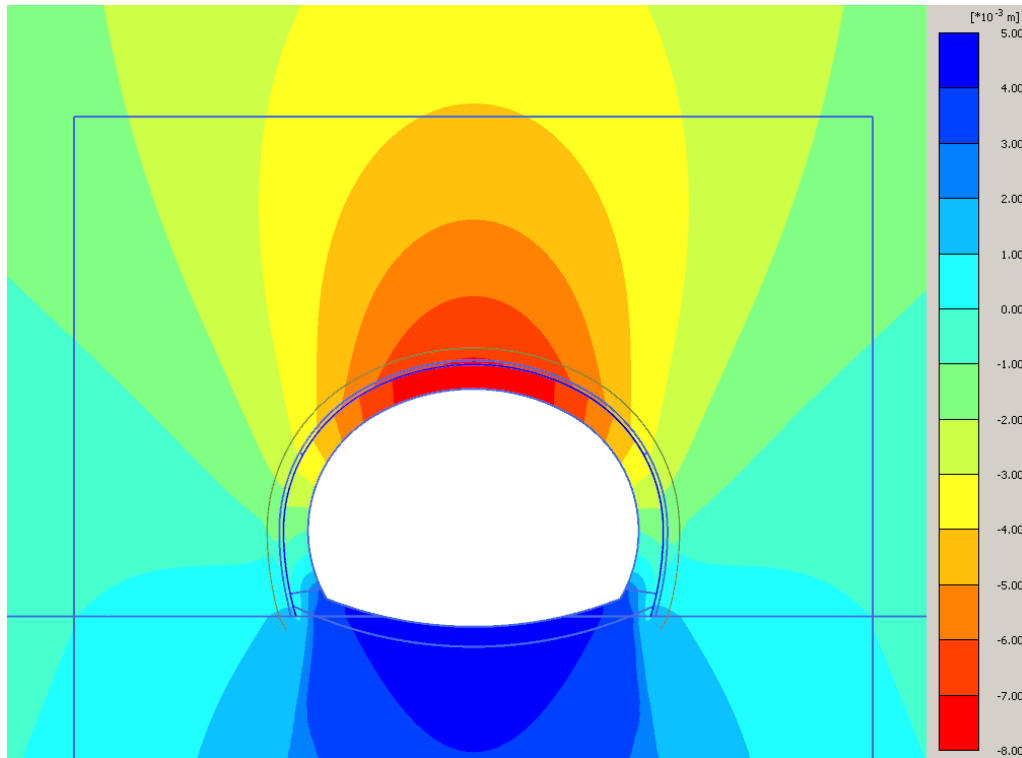


Figura 3-25 getto calotta - u_y (legenda 10^{-3} m)

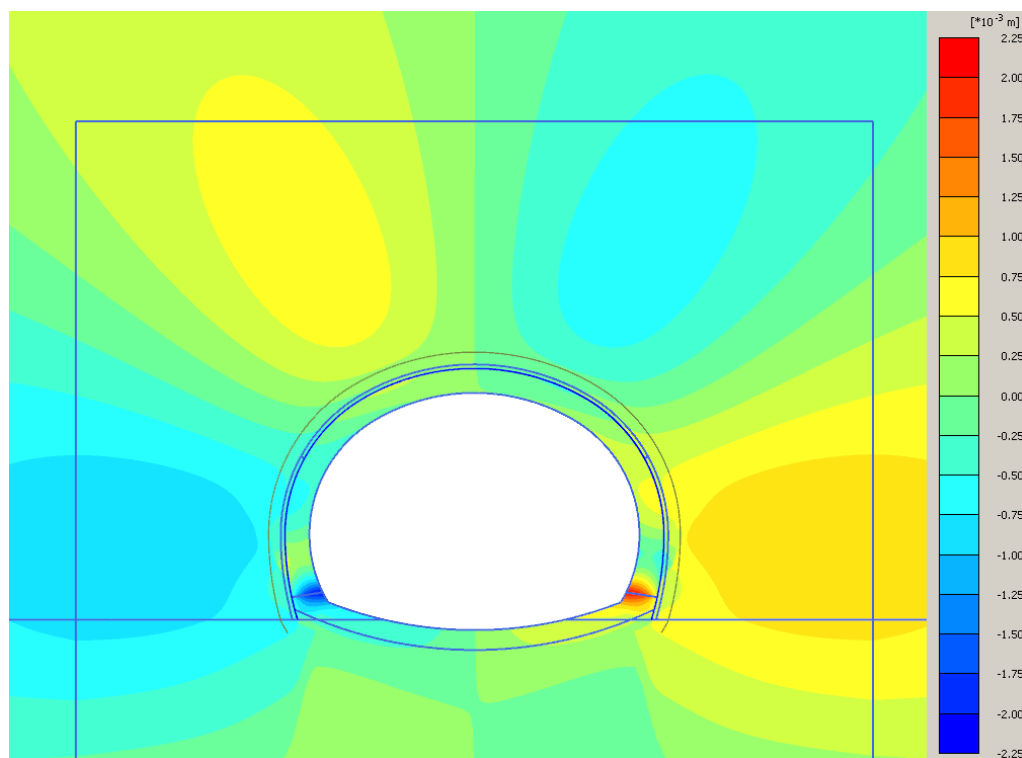


Figura 3-26 getto calotta - u_x (legenda 10^{-3} m)

3.3.6 Completamento scarico

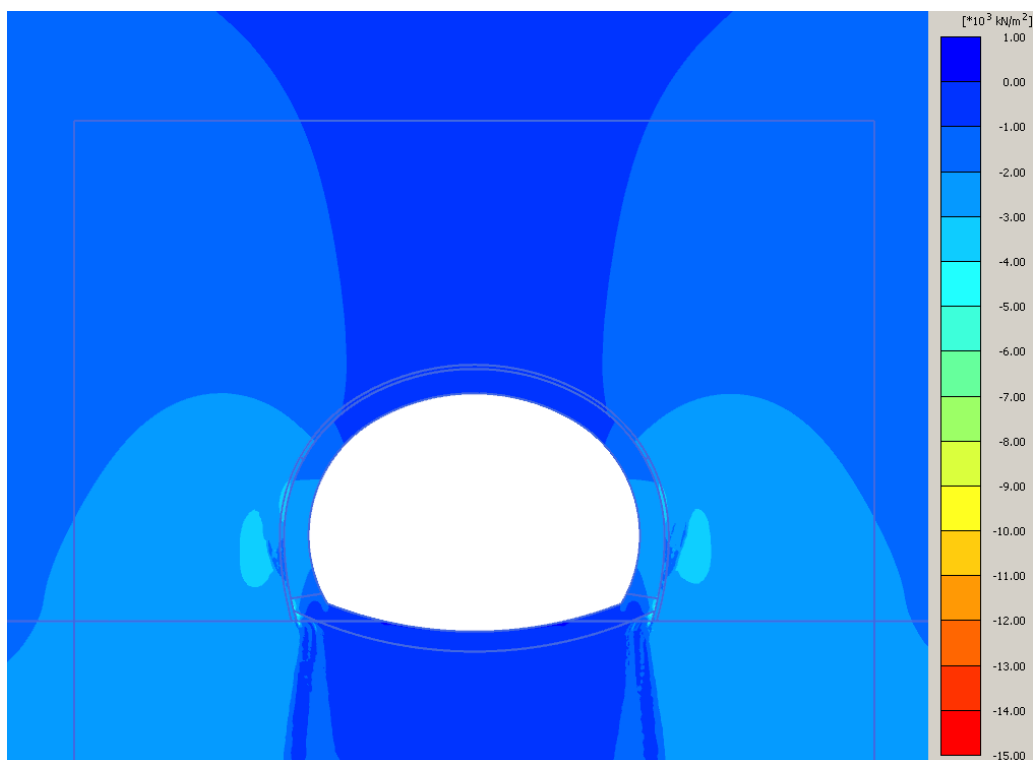


Figura 3-27 completamento scarico - σ'_y (legenda 10^3 kN/m²)

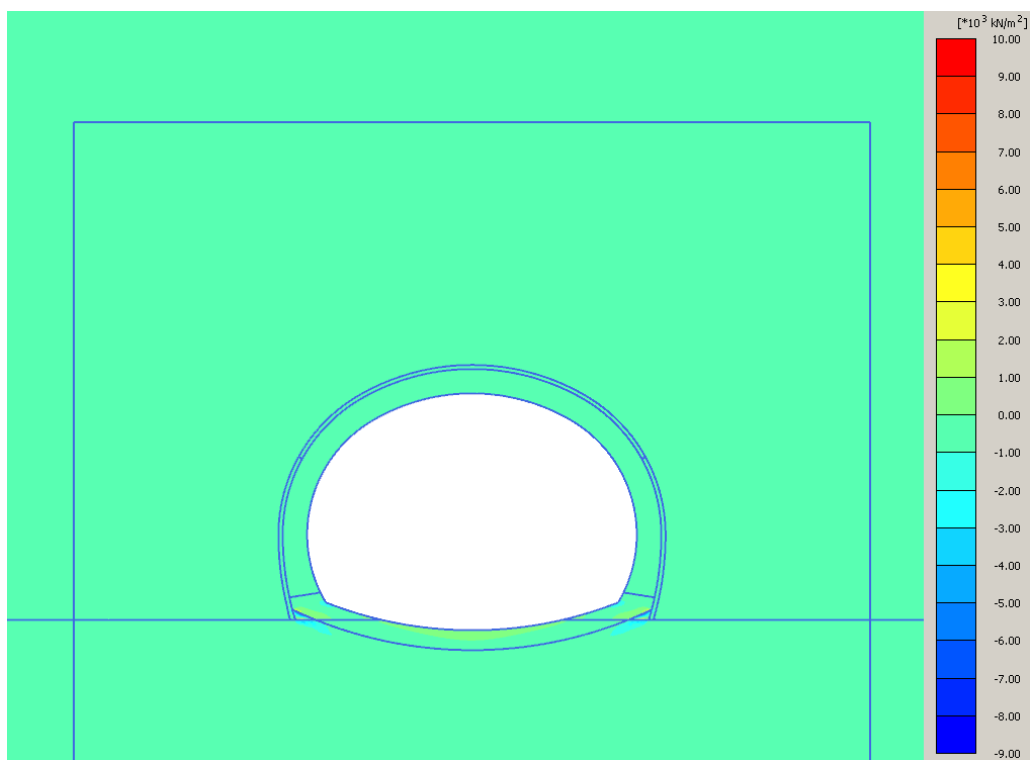


Figura 3-28 completamento scarico - σ'_x (legenda 10^3 kN/m²)

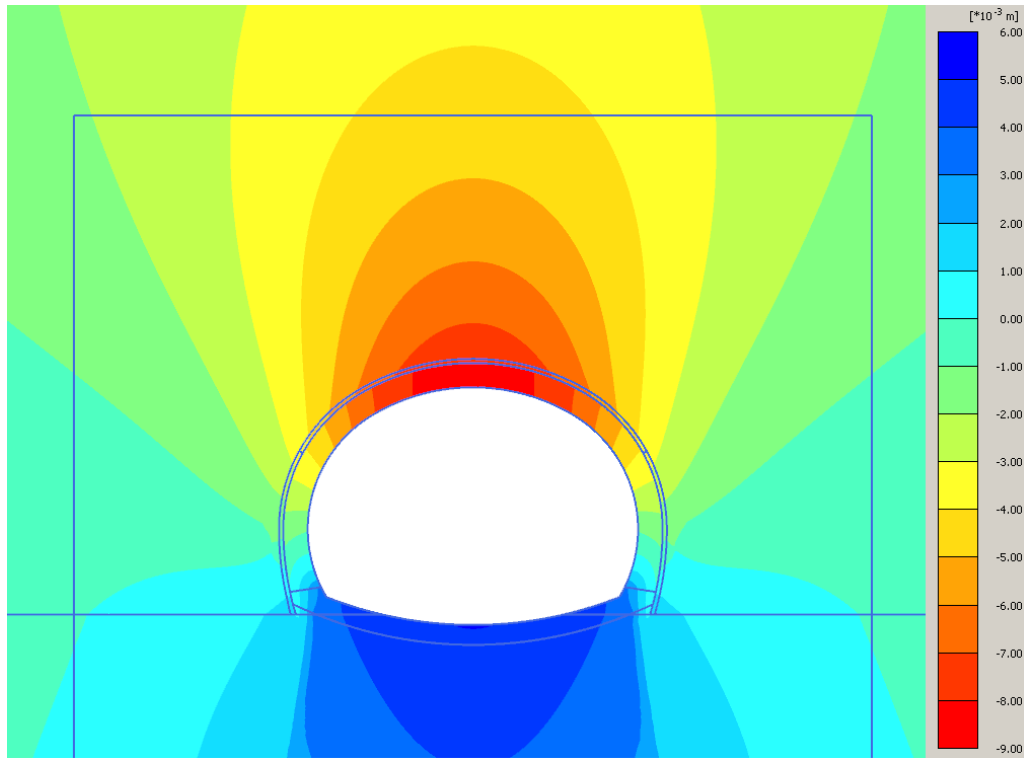


Figura 3-29 completamento scarico - u_y (legenda 10^{-3} m)

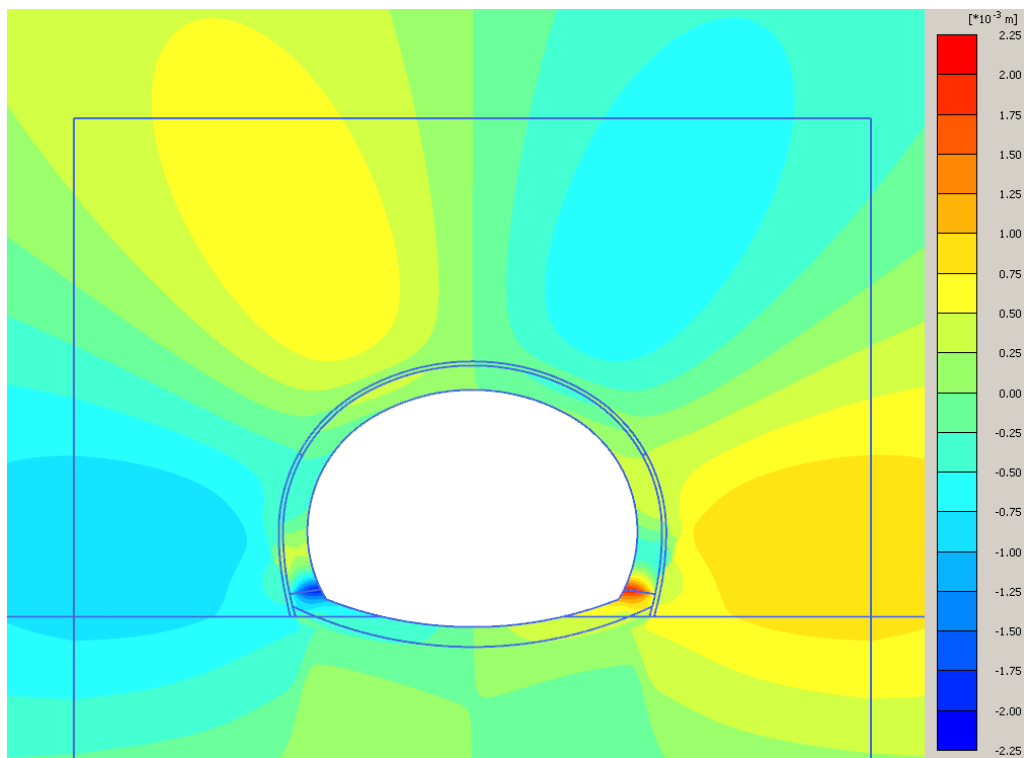


Figura 3-30 completamento scarico - u_x (legenda 10^{-3} m)

3.3.7 Attivazione pavimentazione e setto

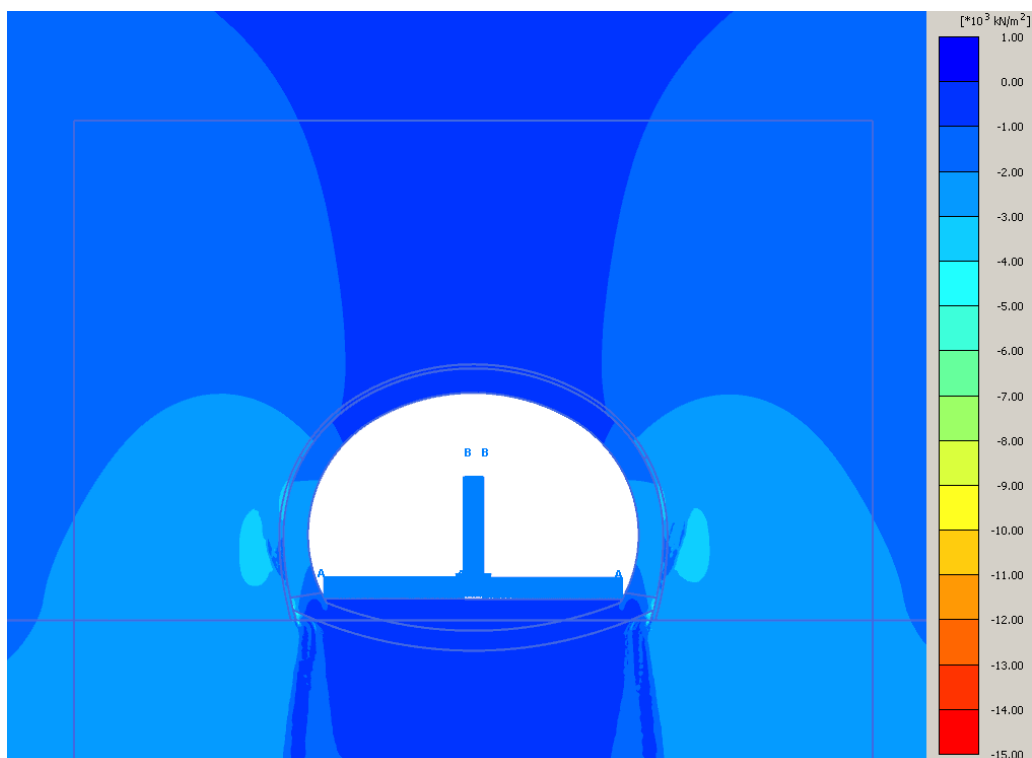


Figura 3-31 attivazione pavimentazione e setto - σ'_y (legenda 10^3 kN/m^2)

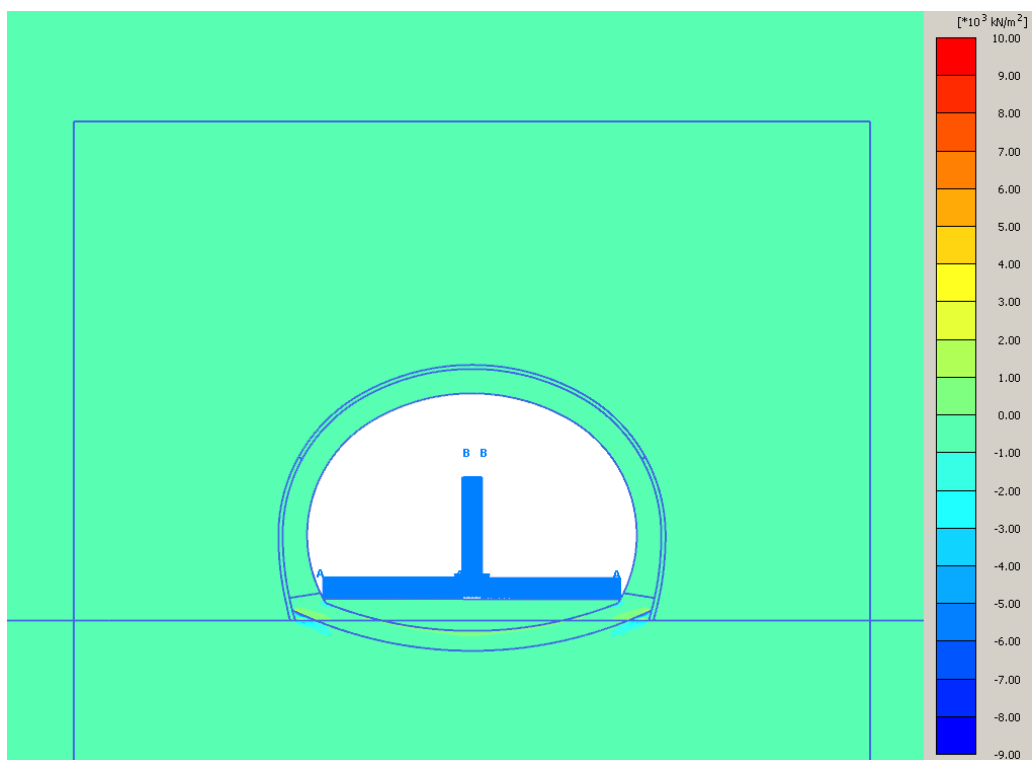


Figura 3-32 attivazione pavimentazione e setto - σ'_x (legenda 10^3 kN/m^2)

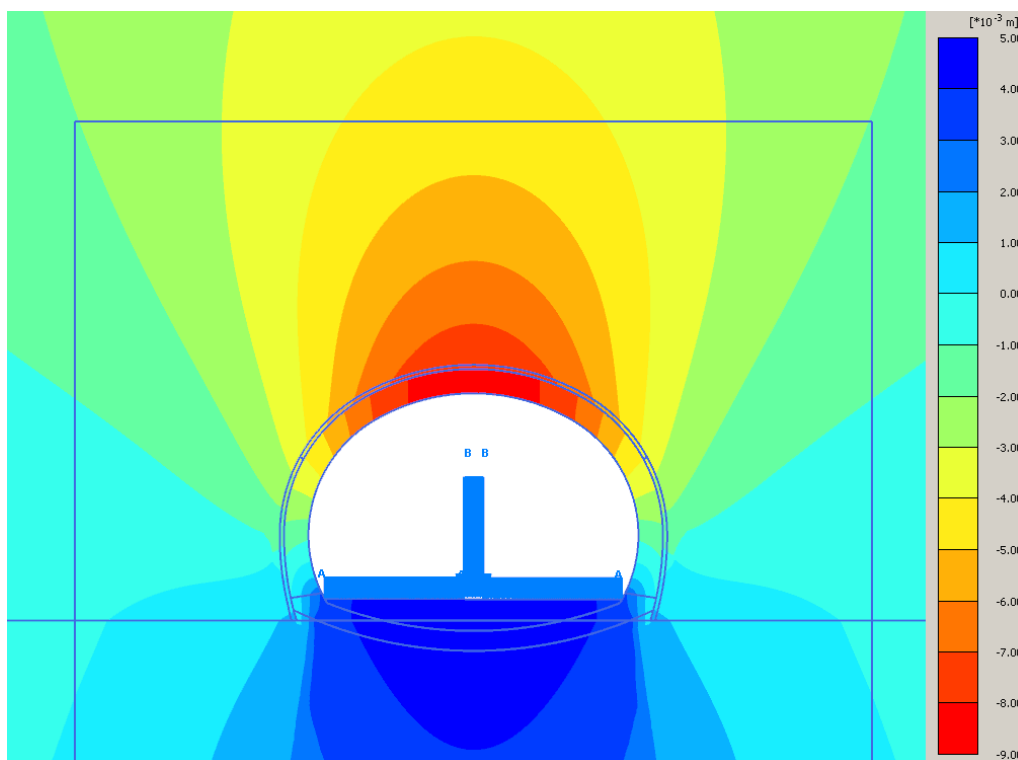


Figura 3-33 attivazione pavimentazione e setto - u_y (legenda 10^{-3} m)

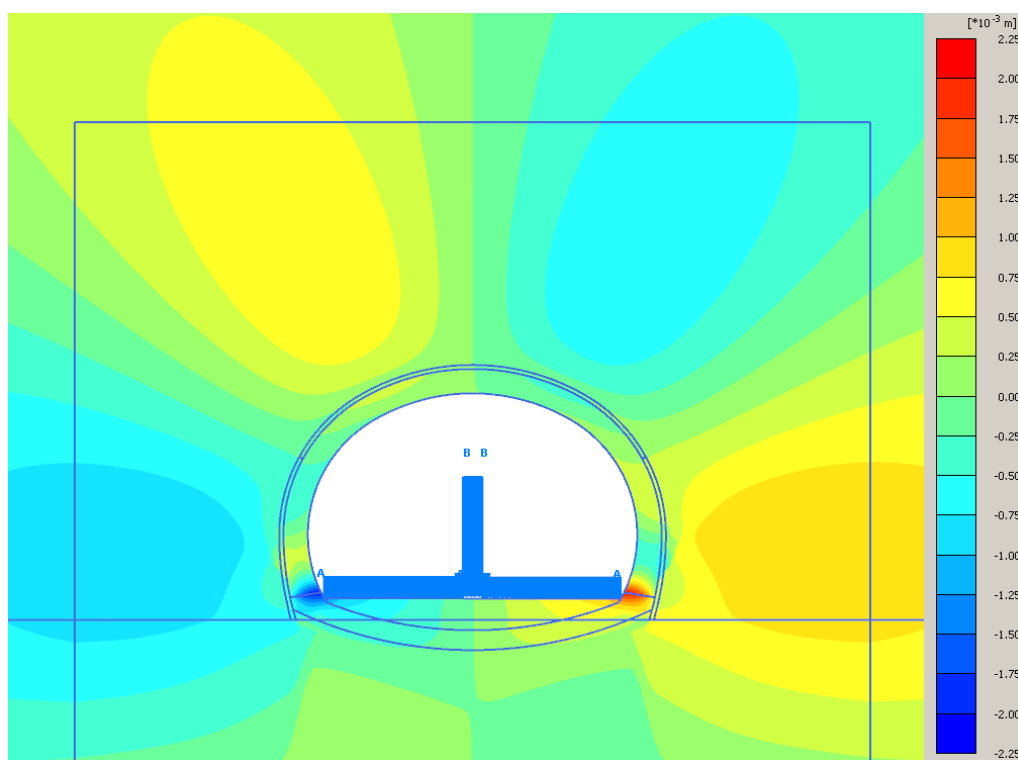


Figura 3-34 attivazione pavimentazione e setto - u_x (legenda 10^{-3} m)

3.3.8 Configurazione finale

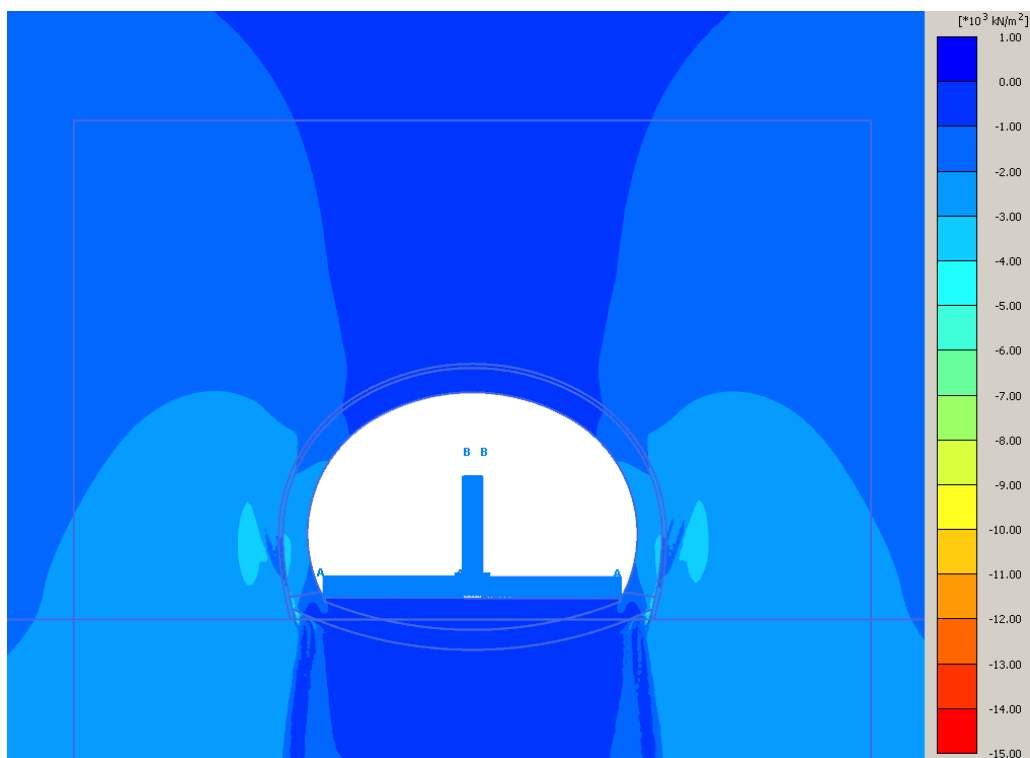


Figura 3-35 configurazione finale - σ'_y (legenda 10^3 kN/m²)

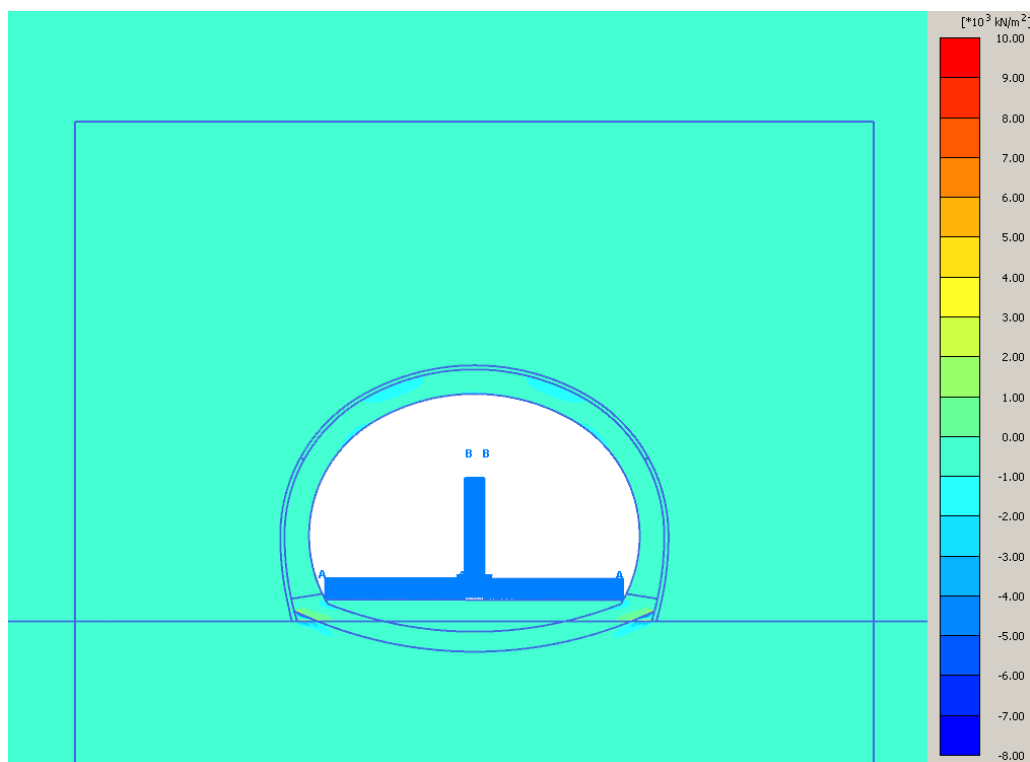


Figura 3-36 configurazione finale - σ'_x (legenda 10^3 kN/m²)

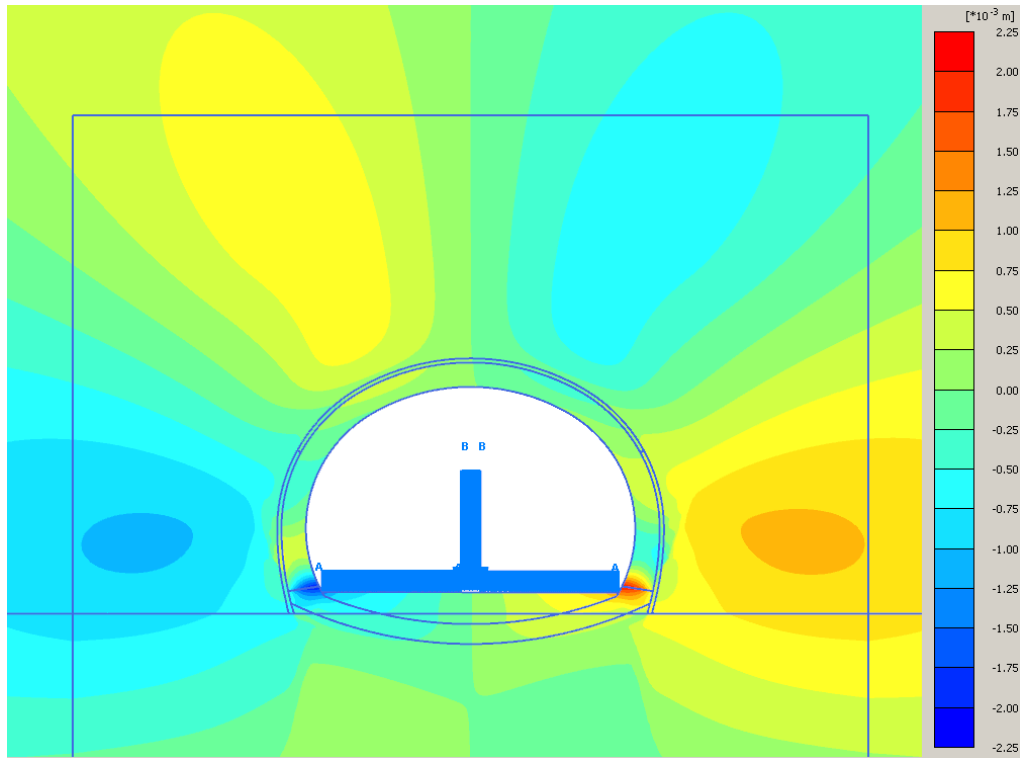


Figura 3-37 configurazione finale - u_y (legenda 10^{-3} m)

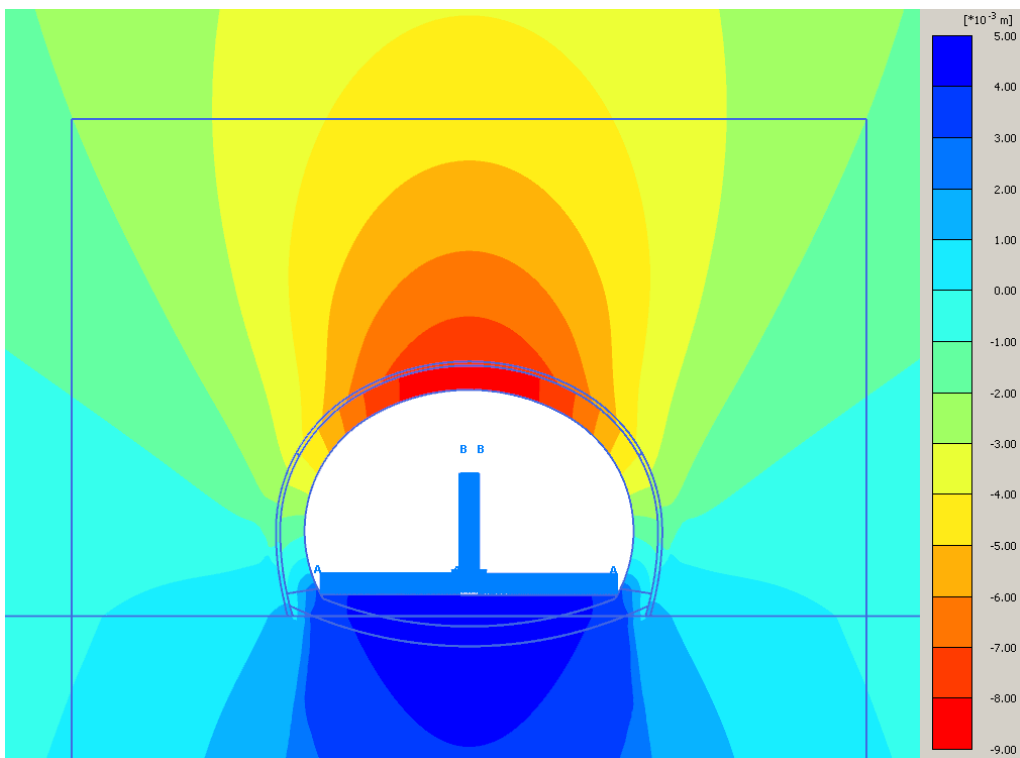


Figura 3-38 configurazione finale - u_x (legenda 10^{-3} m)

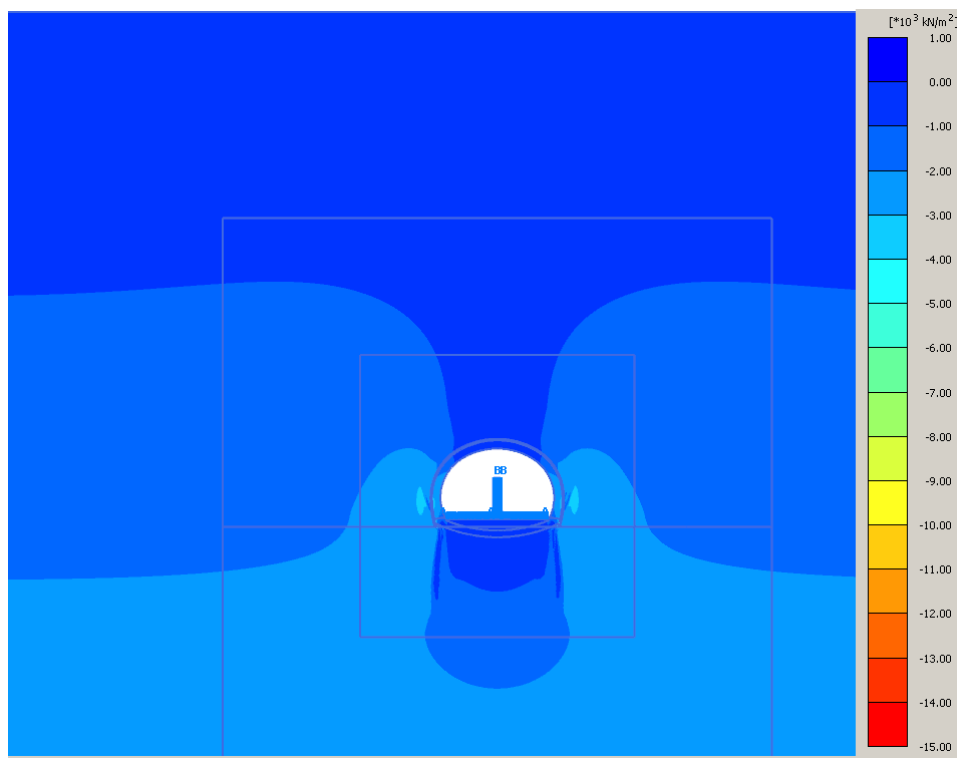


Figura 3-39 configurazione finale - σ_y (legenda 10^3 kN/m^2)

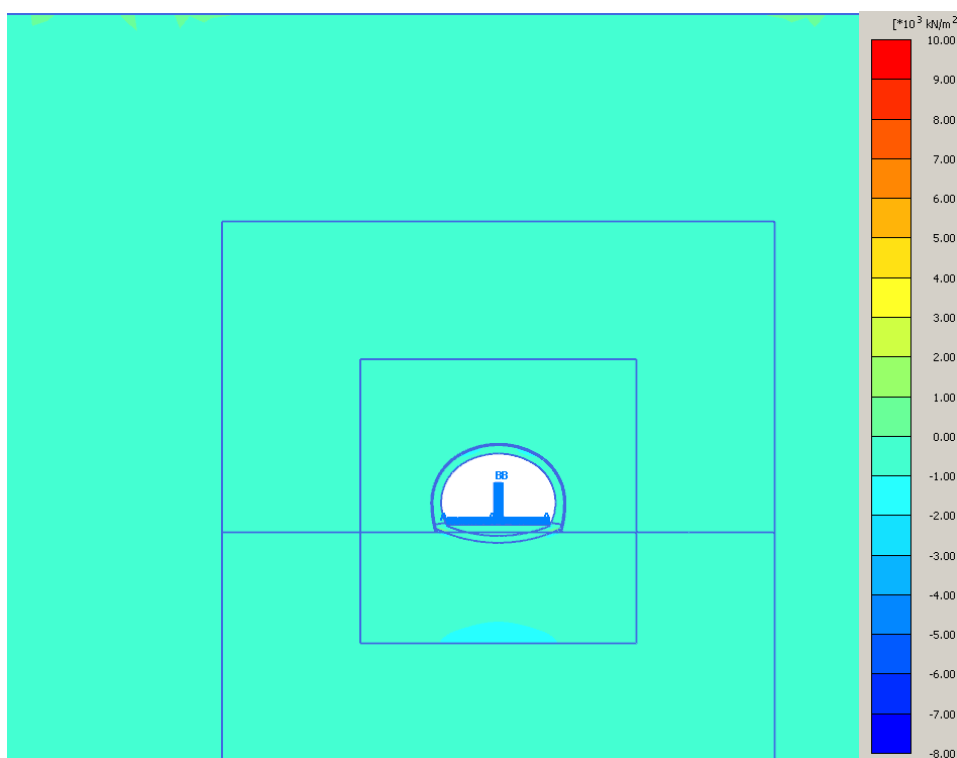


Figura 3-40 configurazione finale - σ_x (legenda 10^3 kN/m^2)

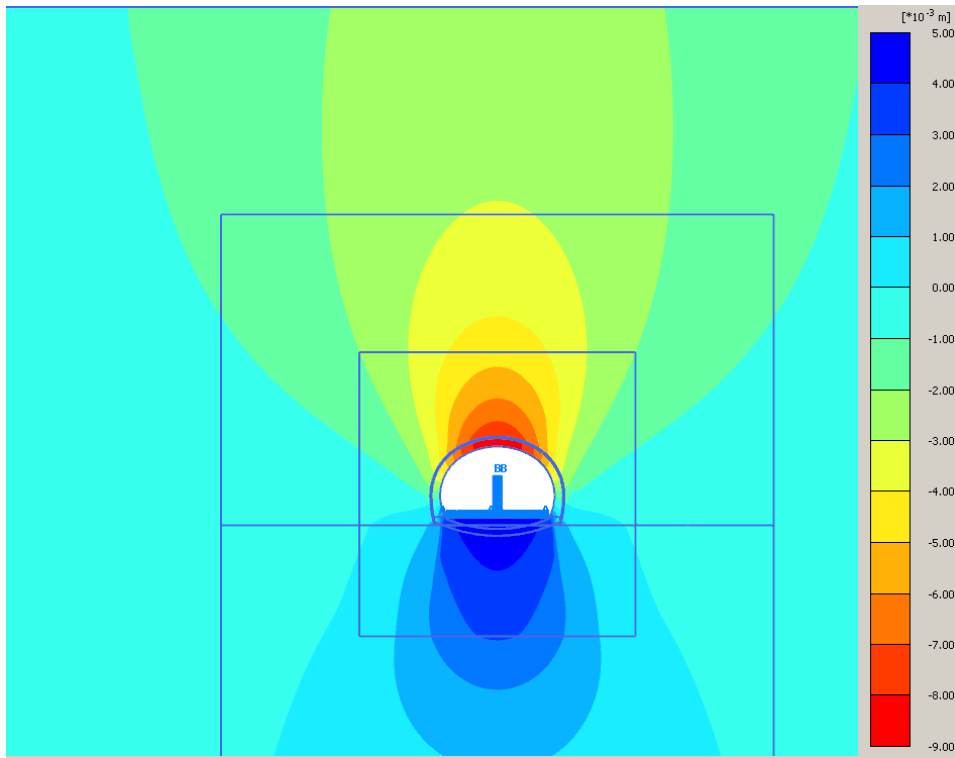


Figura 3-41 configurazione finale - u_y (legenda 10^{-3} m)

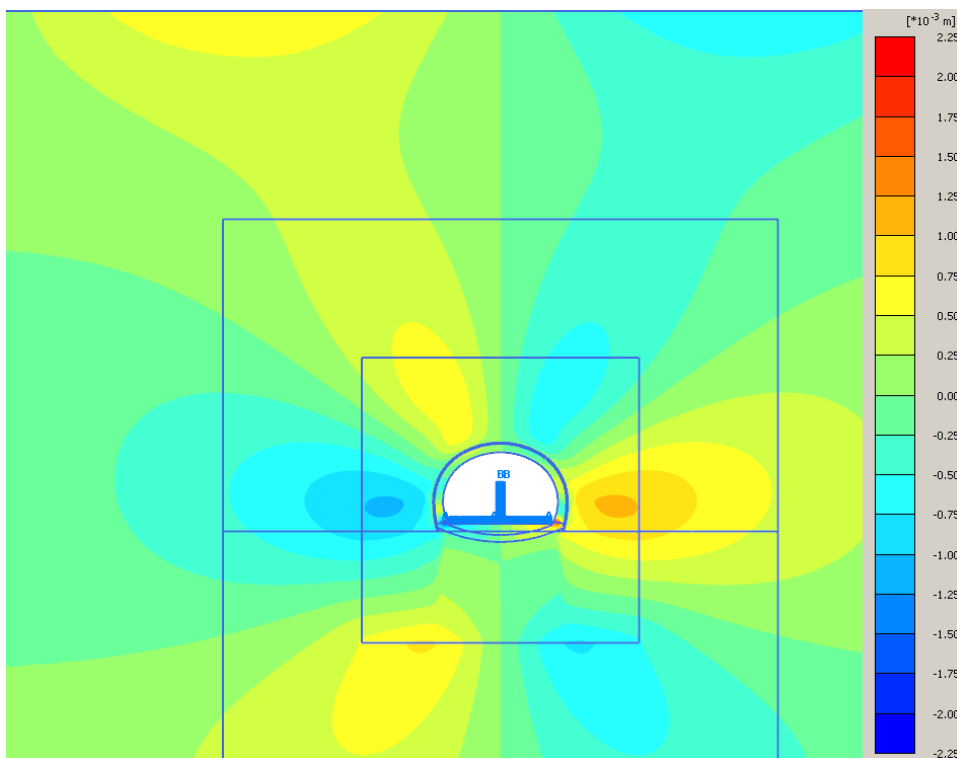


Figura 3-42 configurazione finale - u_x (legenda 10^{-3} m)

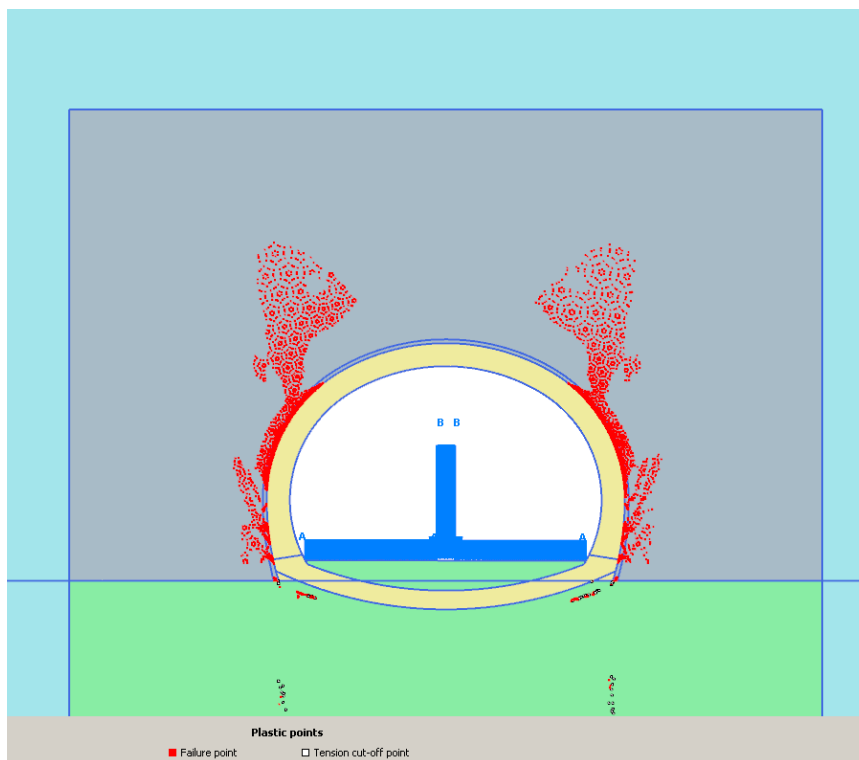


Figura 3-43 **configurazione finale - zone plasticizzate**

4 VERIFICHE STRUTTURALI

4.1 CRITERI DI CALCOLO

Le verifiche vengono effettuate in accordo a quanto riportato nelle linee guida e nelle NCT 2008.

4.2 RIVESTIMENTO DI PRIMA FASE

Per le centine metalliche si dovranno utilizzare acciai conformi alle norme armonizzate della serie UNI EN 10025 (per i laminati).

In accordo a quanto riportato nelle linee guida e nelle NCT 2008 le verifiche di resistenza del rivestimento di prima fase allo stato limite ultimo sono state eseguite adottando l'approccio progettuale 2, applicando un coefficiente parziale pari a 1.3 (gruppo A1) alle forze interne (azione assiale N, momento flettente M e forza di taglio T) ottenute dal calcolo effettuato. Più precisamente si hanno i seguenti valori di progetto per le verifiche allo stato limite ultimo:

$$N_{Ed} = 1.3 \times N$$

$$M_{Ed} = 1.3 \times M$$

Il sostegno di prima fase costituito da centine doppie IPN 180 in acciaio S275 disposte ad interasse longitudinale di 1.0 m e calcestruzzo proiettato avente spessore medio pari a 25 cm.

Vengono di seguito riportate le verifiche effettuate per ciascuna delle sezioni riportate in varie fasi di analisi:

- rilassamento 34% (modifica alle caratteristiche di rigidità del rivestimento di prima fase - 2 day);
- rilassamento 44% (modifica alle caratteristiche di rigidità del rivestimento di prima fase - 28 day);
- rilassamento 90%;
- fase di getto dell'arco rovescio e delle murette, rilassamento 92% ;

Per determinare se la sezione è adeguata occorre verificare che la combinazione di azione assiale e momento flettente più critica ottenuta dal calcolo sia riportata nel dominio di pressoflessione.

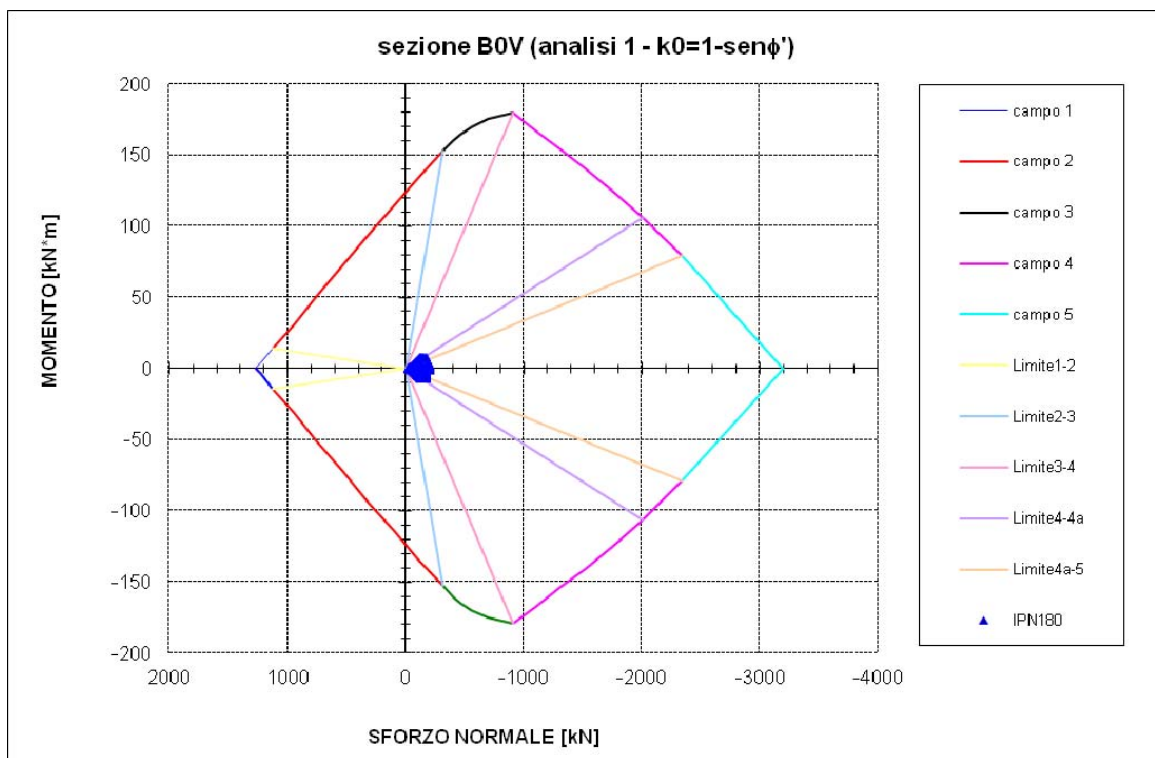


Figura 4-1 SLU pressoflessione - verifica rivestimento definitivo, maturazione 2 giorni - rilassamento 34% (analisi 1 - $k_0=1-\text{sen}\phi'$)

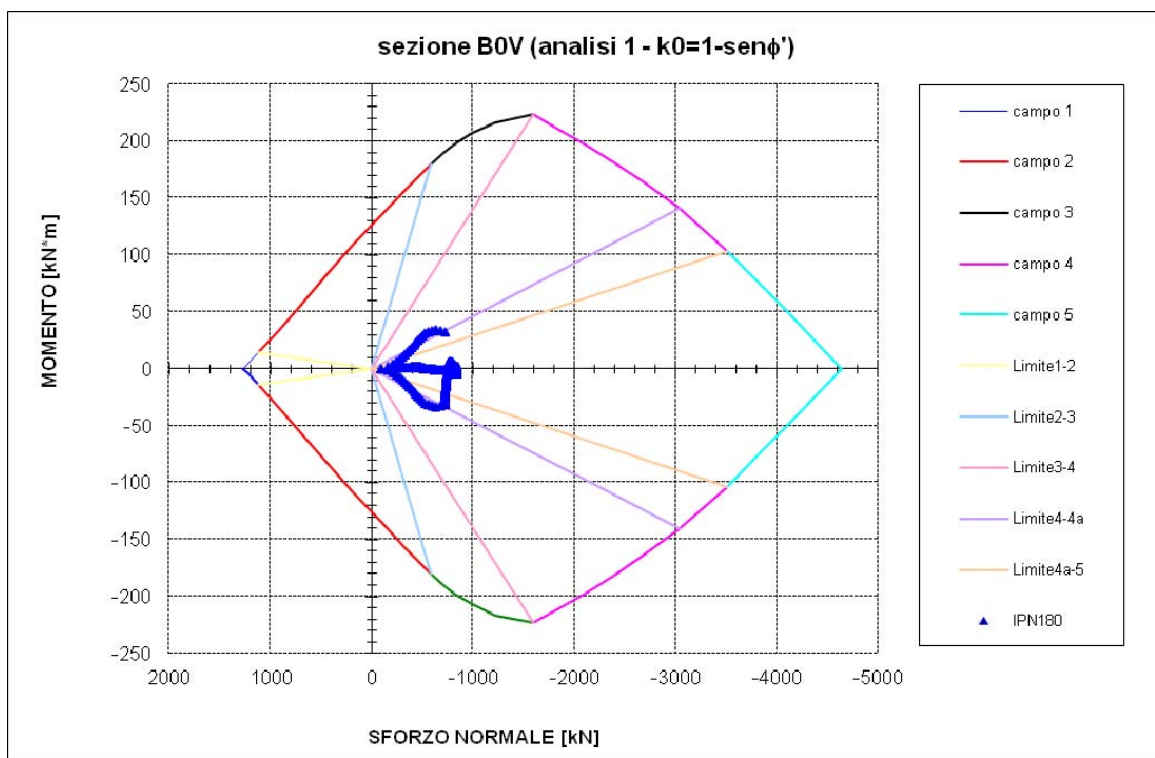


Figura 4-2 SLU pressoflessione - verifica rivestimento definitivo, maturazione 28 giorni - rilassamento 44% (analisi 1 - $k_0=1-\text{sen}\phi'$)

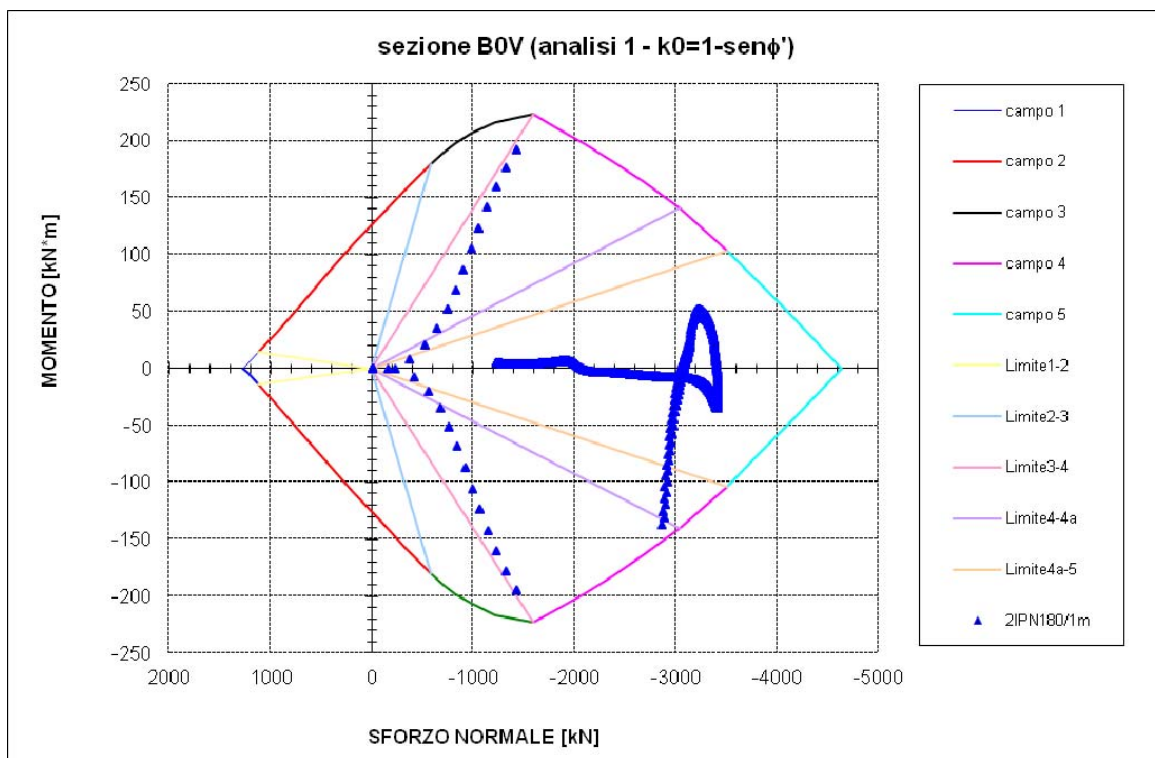


Figura 4-3 SLU pressoflessione - verifica rivestimento definitivo, maturazione 28 giorni - rilassamento 90% (analisi 1 - $k_0=1-\text{sen}\phi'$)

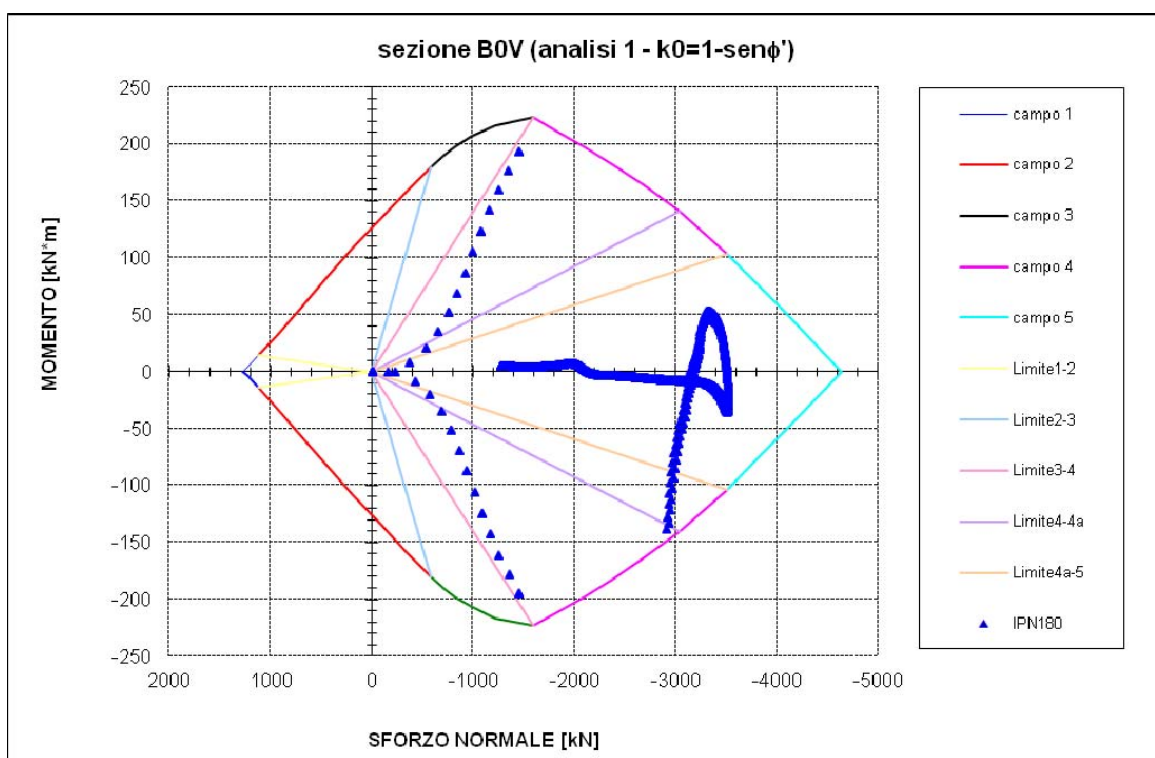


Figura 4-4 SLU pressoflessione - verifica rivestimento definitivo, maturazione 28 giorni - rilassamento 92% (analisi 1 - $k_0=1-\text{sen}\phi'$)

4.3 RIVESTIMENTO DEFINITIVO

In accordo a quanto riportato nelle linee guida e nelle NCT 2008 le verifiche di resistenza del rivestimento definitivo allo stato limite ultimo sono state eseguite adottando l'approccio progettuale 2, applicando un coefficiente parziale pari a 1.3 (gruppo A1) alle forze interne (azione assiale N, momento flettente M e forza di taglio T) ottenute dal calcolo effettuato. Più precisamente si hanno i seguenti valori di progetto per le verifiche allo stato limite ultimo:

$$N_{Ed} = 1.3 \times N$$

$$M_{Ed} = 1.3 \times M$$

$$T_{Ed} = 1.3 \times T$$

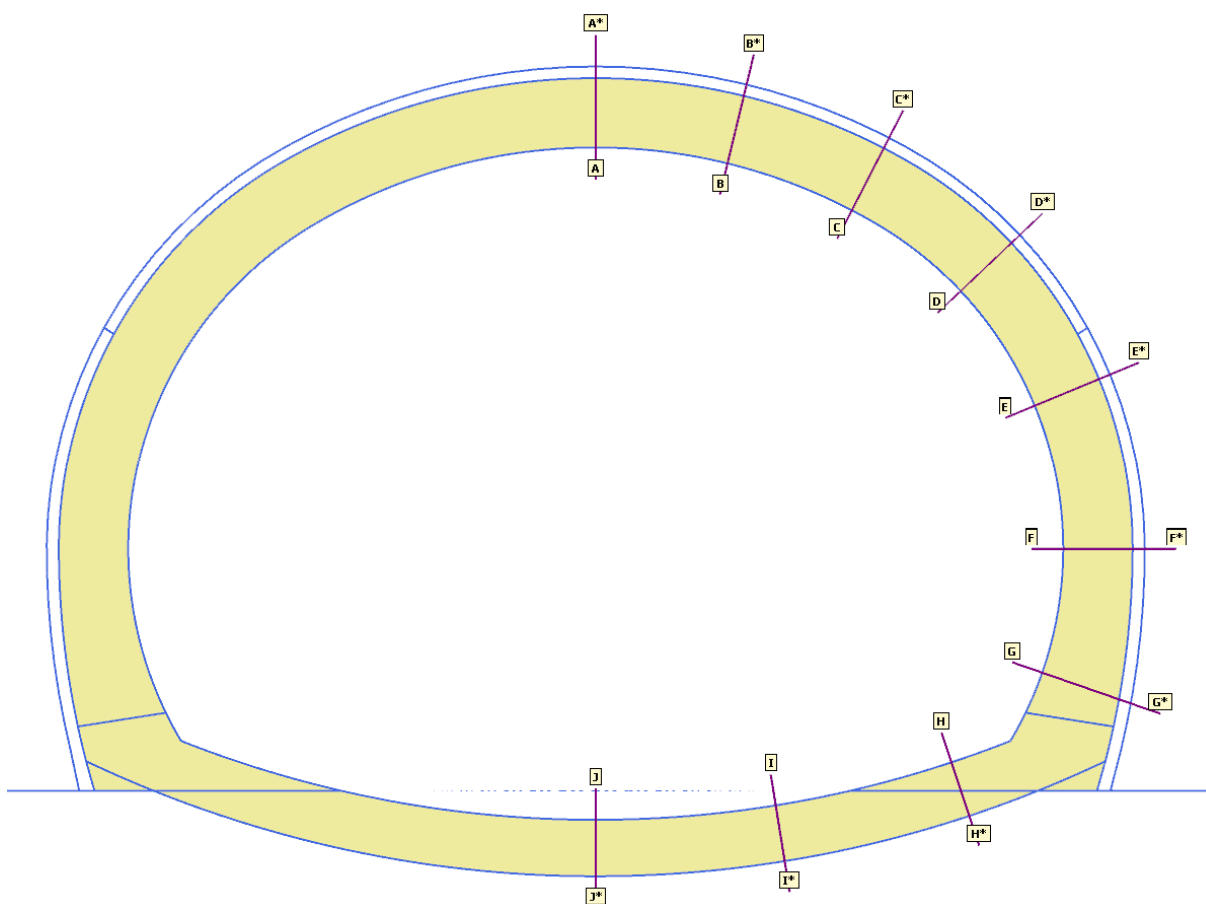


Figura 4-5 Geometria modello, dettaglio sezioni di calcolo delle sollecitazioni per le verifiche

Le sollecitazioni riscontrate portano a disporre un'armatura uniformemente distribuita costituita da:

- CALOTTA: 1Ø24/20cm in estradosso e 1Ø24/20cm in intradosso;
- PIEDRITTI e RENI: 1Ø24/20cm in estradosso e 1Ø24/20cm in intradosso;
- ARCO ROVESCIO: 1Ø24/20cm in estradosso e 1Ø24/20cm in intradosso;

L'armatura di collegamento tra le due facce è costituita da:

- spilli Ø14/0.30m (trasversale)*0.40m (longitudinale) in calotta, piedritti e arco rovescio;
- cavallotti Ø14/0.60m (trasversale)*0.80m (longitudinale) in arco rovescio

L'armatura di ripartizione in senso longitudinale è costituita da Ø14/30cm in calotta, reni, piedritti e in arco rovescio e soletta piana ove prevista. I ferri ripartitori sono definiti al fine di rispettare la percentuale minima pari al 20% dell'armatura principale.

L'armatura principale prevista per il rivestimento definitivo (sezione d'avanzamento B0V), precedentemente riassunta, risulta rispettare il vincolo di armatura minima.

Tutte le armature si intendono passanti alla ripresa di getto.

Lo spessore del calcestruzzo con cui sono state eseguite le verifiche strutturali sono:

- 80 cm per la calotta, i piedritti e l'arco rovescio;
- 100 cm per le murette;

Vengono di seguito riportate le verifiche effettuate per ciascuna delle sezioni riportate in Figura 4-5 in varie fasi di analisi e precisamente:

- scarico completo (getti a 28d);
- posa della pavimentazione e del setto in calcestruzzo armato (considerato come carico accidentale)
- configurazione finale con degrado dei parametri geotecnici. I parametri sono stati determinati per linearizzazione del criterio di Hoek-Brown dei valori caratteristici inferiori, come da tabella di seguito riportata:
- eventuale innalzamento di falda con battente di 5 m riferito all'estradosso calotta;

Le verifiche condotte per le combinazioni di carico adottate risultano soddisfatte: tutti i punti rappresentativi delle coppie (N_{Ed} , M_{Ed}) risultano all'interno del dominio di resistenza.

4.3.1 Verifica agli stati limite ultimi

4.3.1.1 SLU - pressoflessione - CALOTTA

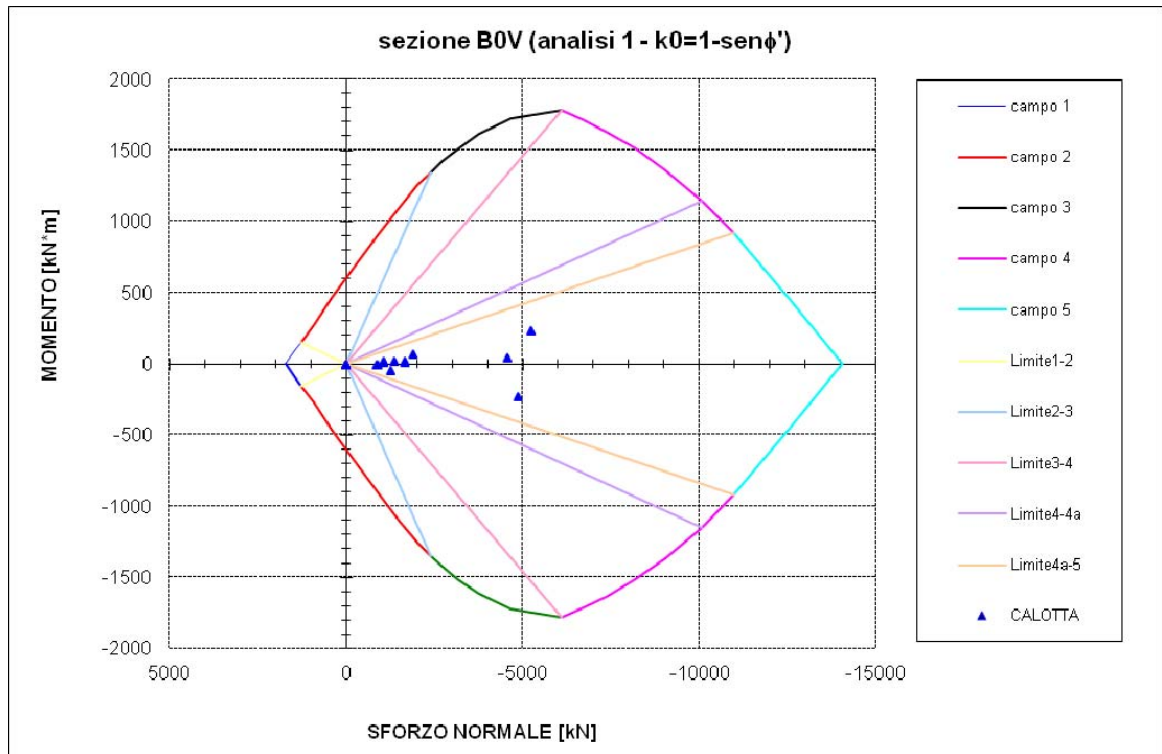


Figura 4-6 SLU pressoflessione - verifica calotta sp 0.80m, armata, maturazione 28 giorni (analisi 1 - $k_0=1-\text{sen}\phi'$)

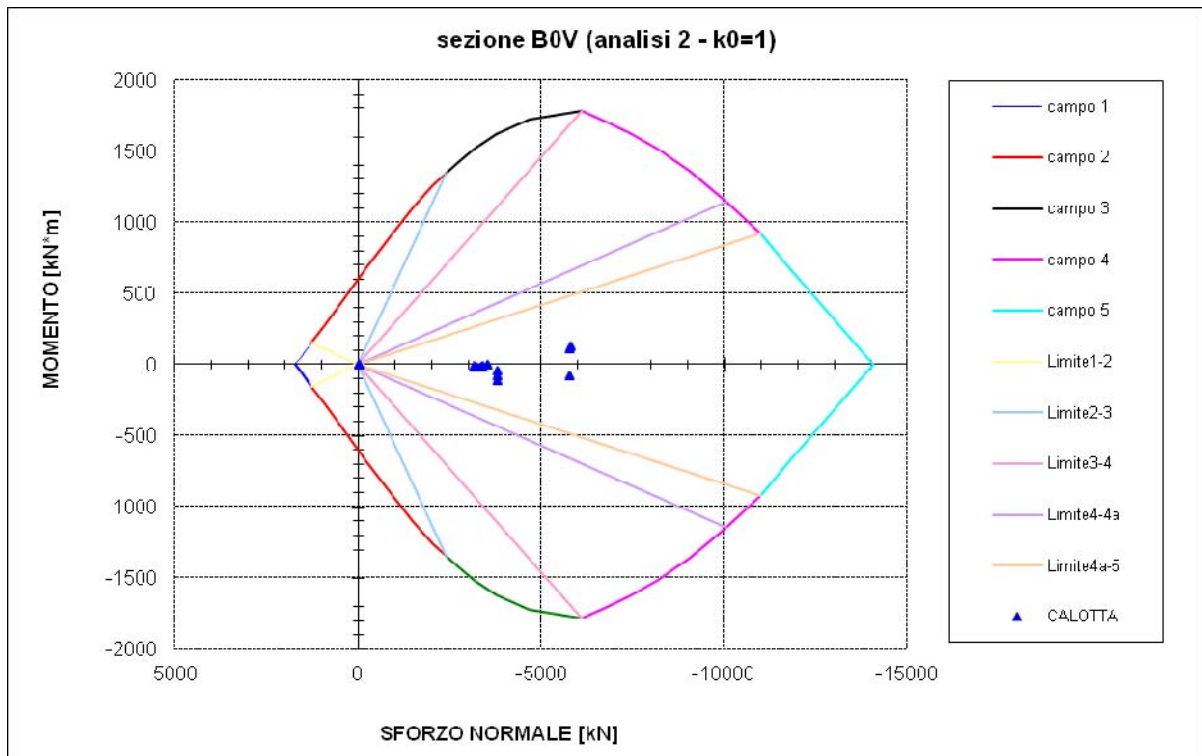


Figura 4-7 SLU pressoflessione - verifica calotta sp 0.80m, armata, maturazione 28 giorni (analisi 2 - k0= 1)

4.3.1.2 SLU - pressoflessione - PIEDRITTO

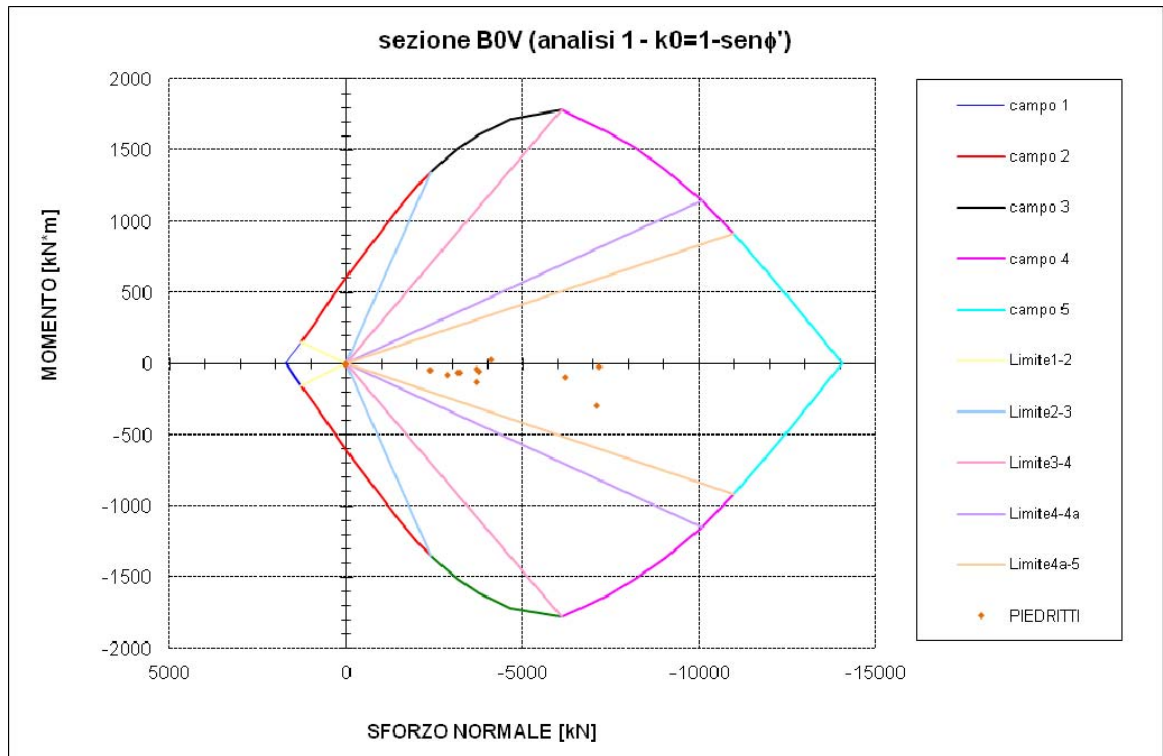


Figura 4-8 SLU pressoflessione - verifica piedritto sp 0.80m, armata, maturazione 28 giorni (analisi 1 - $k_0=1 - \text{sen}\phi'$)

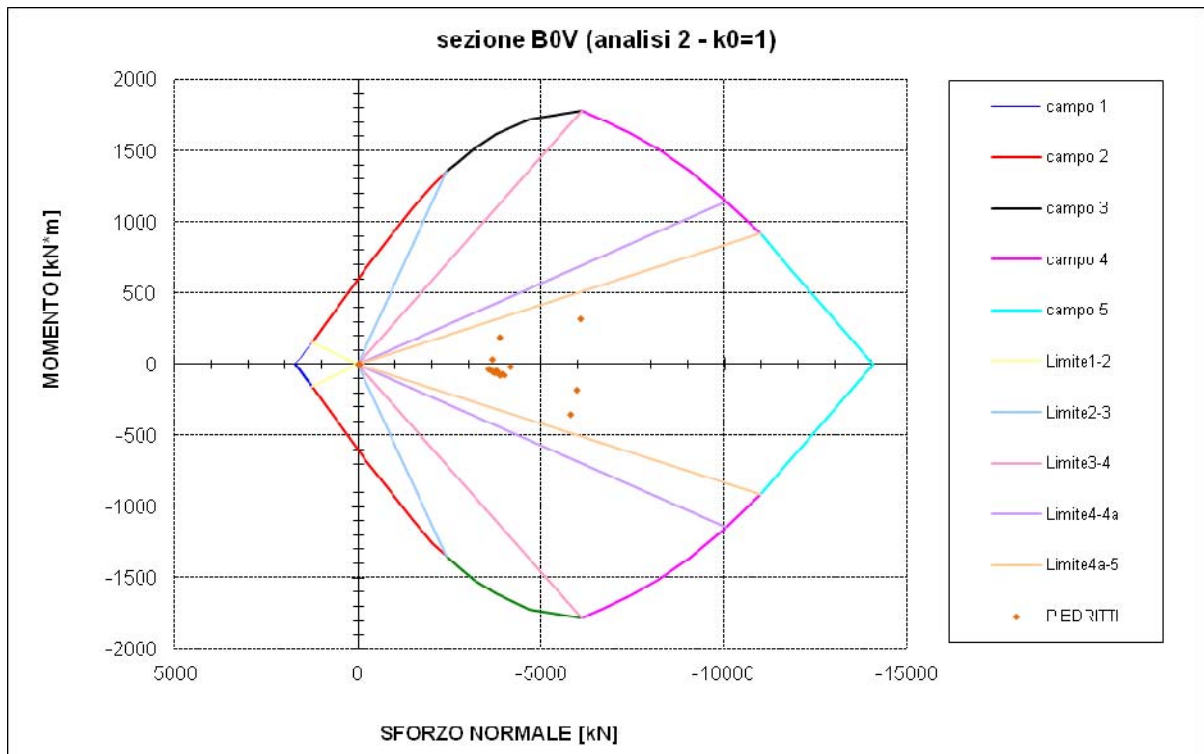


Figura 4-9 SLU pressoflessione - verifica piedritto sp 0.80m, armata, maturazione 28 giorni (analisi 2 - $k_0=1$)

4.3.1.3 SLU - pressoflessione - MURETTE

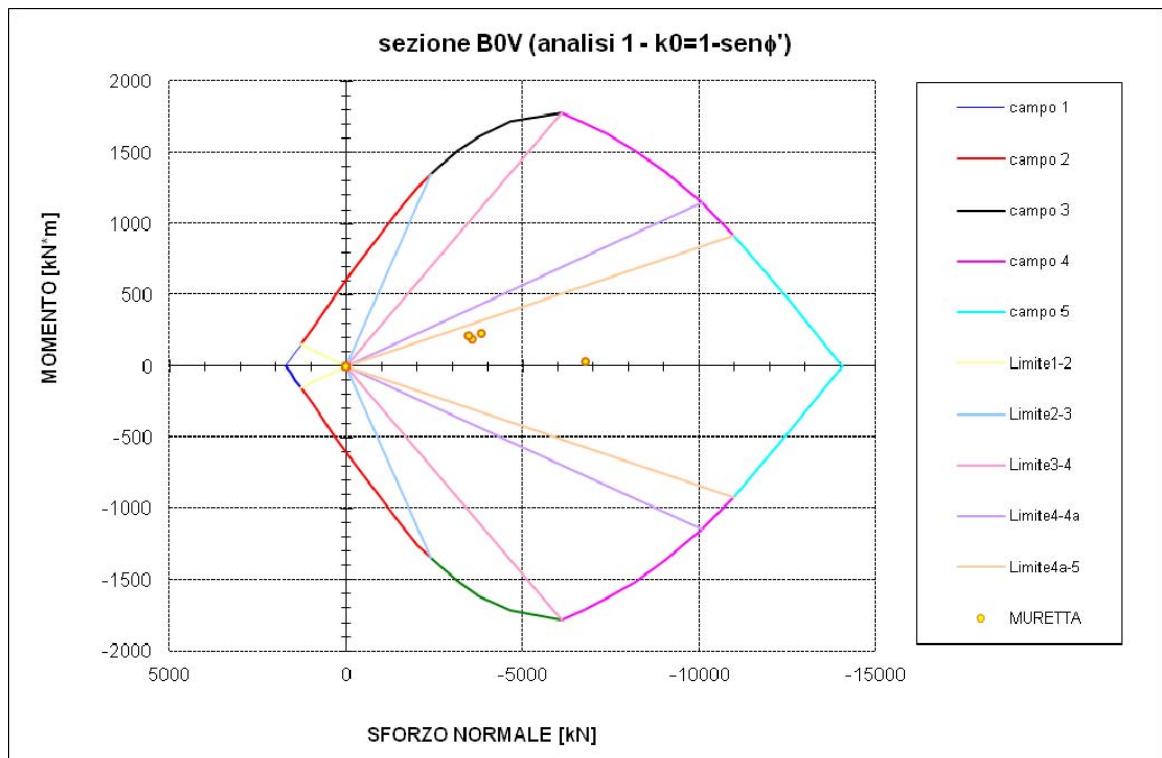


Figura 4-10 SLU pressoflessione - verifica muretta sp 1m, armata, maturazione 28 giorni (analisi 1 - $k_0=1-sen\phi'$)

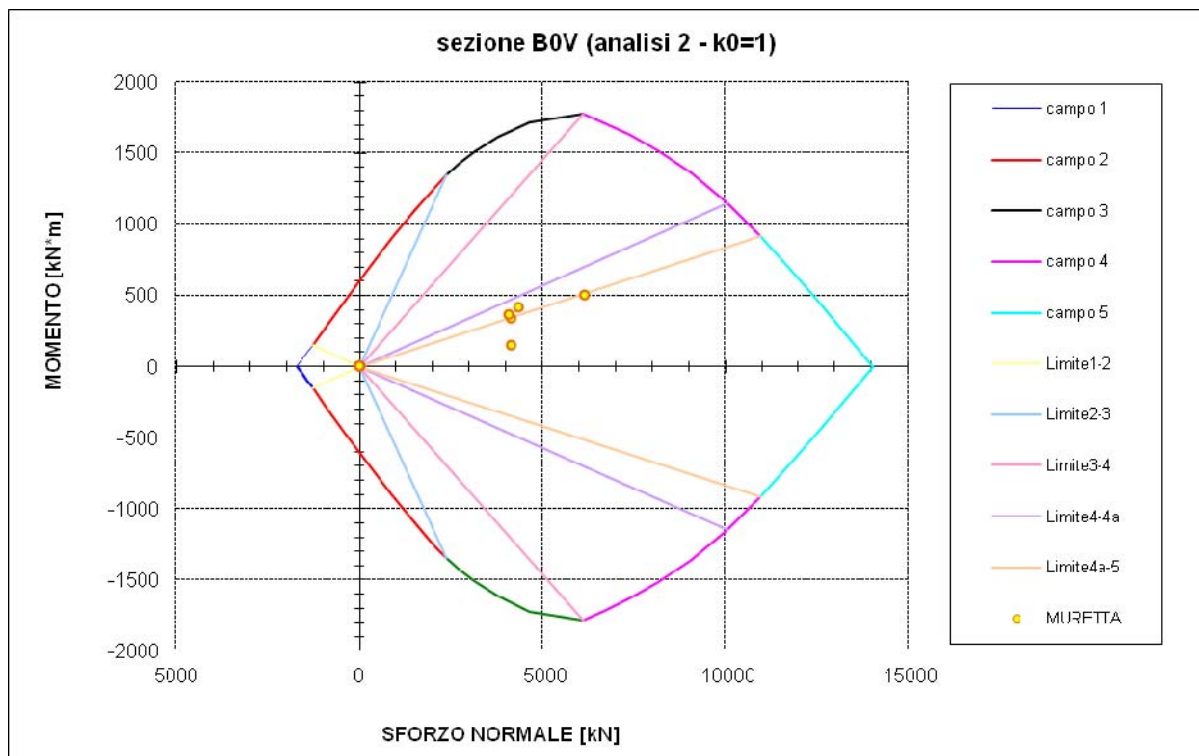


Figura 4-11 SLU pressoflessione - verifica muretta sp 1m, armata, maturazione 28 giorni (analisi 2 - $k_0=1$)

4.3.1.4 SLU - pressoflessione - ARCO ROVESCIO

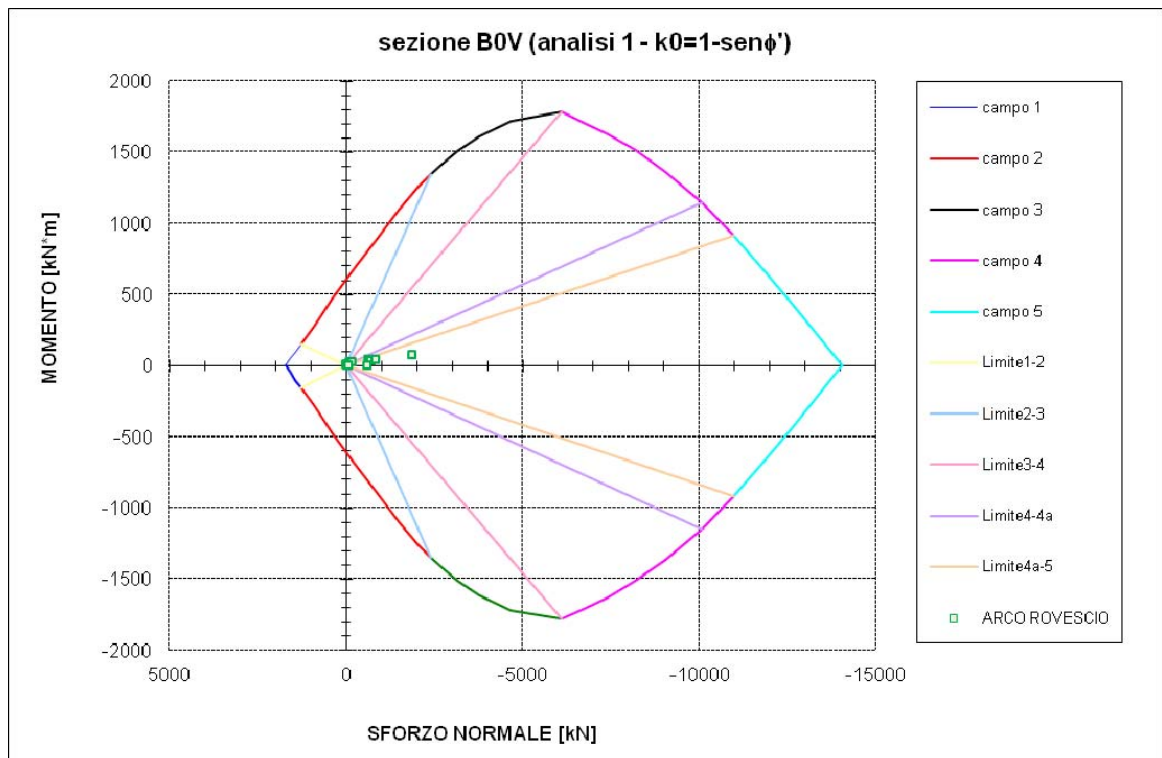


Figura 4-12 SLU pressoflessione - verifica arco rovescio sp 0.80m, armata, maturazione 28 giorni (analisi 1 - $k_0=1-\text{sen}\phi'$)

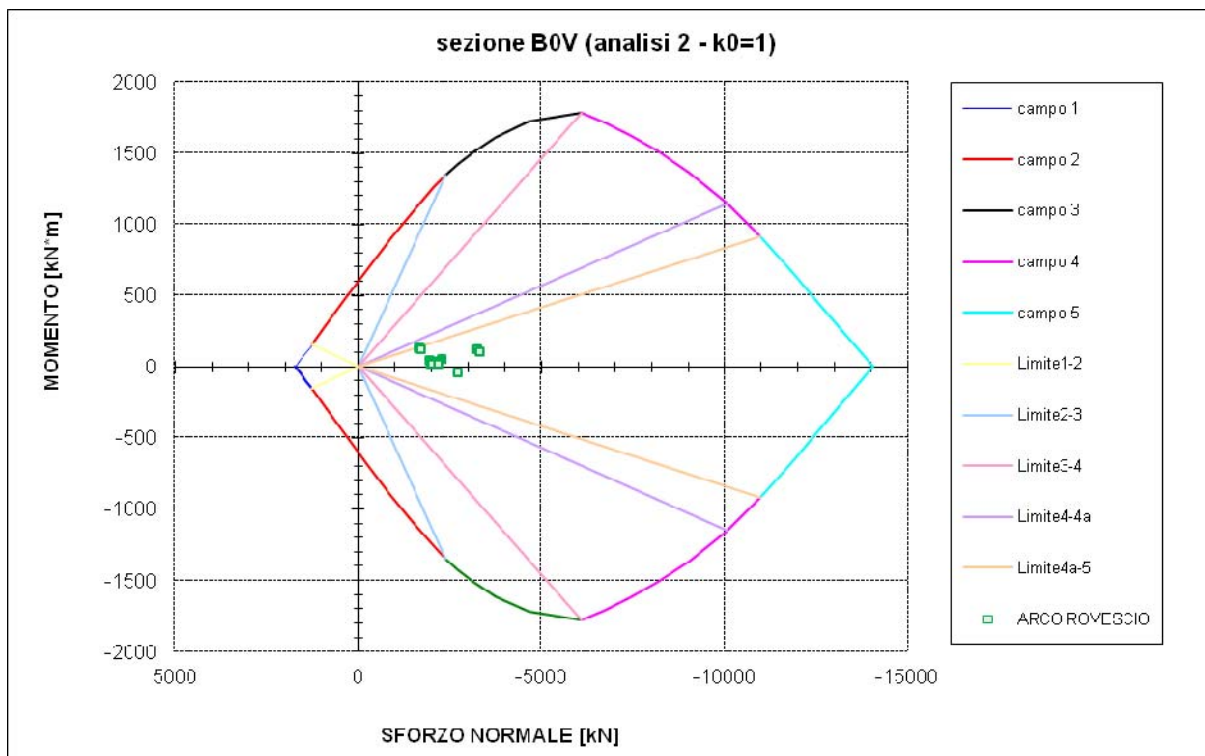


Figura 4-13 SLU pressoflessione - verifica rovescio sp 0.80m, armata, maturazione 28 giorni (analisi 2 - $k_0=1$)

4.3.1.5 SLU - verifica a taglio

La normativa italiana NTC 2008 consente l'impiego di elementi sprovvisti di armature trasversali resistenti a taglio per solette, piastre e membrature a comportamento analogo, a condizione che questi elementi abbiano sufficiente capacità di ripartire i carichi trasversalmente, come nel caso dei rivestimenti delle opere in sotterraneo.

La verifica di resistenza (SLU) si pone con:

$V_{Rd} \geq V_{Ed}$ dove V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente e V_{Rd} è la resistenza al taglio.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con la seguente formula:

con

—

dove

è l'altezza utile della sezione (in mm);

è il rapporto geometrico di armatura longitudinale (≤ 0.02);

—

è la tensione media di compressione nella sezione (≤ 0.2);

è la larghezza minima della sezione (in mm);

è l'area della sezione effettivamente compressa essendo x l'altezza dell'area della sezione compressa.

Di seguito la sintesi delle verifiche eseguite sul rivestimento definitivo, le sollecitazioni sono state definite dall'analisi numerica agli elementi finiti nella fase a lungo termine ovvero nella configurazione finale con degrado dei parametri geotecnici (determinati per linearizzazione del criterio di Hoek-Brown dei valori caratteristici inferiori).

Le verifiche risultano soddisfatte.

VERIFICHE TAGLIO SEZIONI IN CLS								
sezione di calcolo	Sollecitazioni			Armatura taglio			Risultato Verifica	
	N	M	T	Vsd	V _{Rd1}	V _{Rd2}		V _{Rd3}
	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]		[kN/m]
Sez. A - A*	-955.0	-33.9	-0.3	0.4	516.8	3251.9	1427.5	Vsd<=Vrd1. Verif.
Sez. B - B*	-1040.9	16.1	32.1	41.8	532.3	3251.9	1442.9	Vsd<=Vrd1. Verif.
Sez. C - C*	-1466.1	57.8	-27.0	35.2	608.8	3251.9	1519.4	Vsd<=Vrd1. Verif.
Sez. D - D*	-2194.2	-62.3	201.0	261.3	739.7	3251.9	1650.4	Vsd<=Vrd1. Verif.
Sez. E - E*	-2838.6	-101.1	74.7	97.1	855.7	3251.9	1766.3	Vsd<=Vrd1. Verif.
Sez. F - F*	-3142.0	25.8	-76.8	99.8	910.2	3251.9	1820.9	Vsd<=Vrd1. Verif.
Sez. G - G*	-2952.0	176.8	-376.0	488.7	876.1	3251.9	1786.7	Vsd<=Vrd1. Verif.
Sez. H - H*	-539.1	26.9	-216.5	281.4	442.0	3251.9	1352.7	Vsd<=Vrd1. Verif.
Sez. I - I*	-125.4	21.1	-14.5	18.8	367.6	3251.9	1278.2	Vsd<=Vrd1. Verif.
Sez. J - J*	-36.3	6.0	0.0	0.1	351.6	3251.9	1262.2	Vsd<=Vrd1. Verif.

Tabella 4-1 SLU - verifica a taglio (analisi 1 - $k_0=1 - \sin\phi$)

VERIFICHE TAGLIO SEZIONI IN CLS								
sezione di calcolo	Sollecitazioni			Armatura taglio			Risultato Verifica	
	N	M	T	Vsd	V _{Rd1}	V _{Rd2}		V _{Rd3}
	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]		[kN/m]
Sez. A - A*	-2570.0	-14.4	0.0	0.0	807.4	3251.9	1718	Vsd<=Vrd1. Verif.
Sez. B - B*	-2612.5	-3.8	7.7	10.1	815.0	3251.9	1725.6	Vsd<=Vrd1. Verif.
Sez. C - C*	-2713.5	-0.7	39.8	51.8	833.2	3251.9	1743.8	Vsd<=Vrd1. Verif.
Sez. D - D*	-2813.6	-40.1	29.2	38.0	851.2	3251.9	1761.8	Vsd<=Vrd1. Verif.
Sez. E - E*	-2963.7	-58.5	33.6	43.6	878.2	3251.9	1788.8	Vsd<=Vrd1. Verif.
Sez. F - F*	-3204.0	-10.1	-61.5	80.0	921.4	3251.9	1832	Vsd<=Vrd1. Verif.
Sez. G - G*	-3340.7	316.2	-414.5	538.8	946.0	3251.9	1856.6	Vsd<=Vrd1. Verif.
Sez. H - H*	-1308.0	94.8	-100.9	131.1	580.3	3251.9	1491	Vsd<=Vrd1. Verif.
Sez. I - I*	-1532.9	32.7	40.0	52.0	620.8	3251.9	1531.4	Vsd<=Vrd1. Verif.
Sez. J - J*	-1546.4	15.6	0.6	0.8	623.2	3251.9	1533.8	Vsd<=Vrd1. Verif.

Tabella 4-2 SLU - verifica a taglio (analisi 2 - $k_0=1$)

4.3.2 Verifica agli stati limite di esercizio

Per il solo rivestimento definitivo della galleria, vengono effettuate le seguenti verifiche:

- verifiche di fessurazione;
- verifiche delle tensioni di esercizio.

Le verifiche condotte per le combinazioni di carico adottate risultano soddisfatte sia in termini di tensioni d'esercizio che rispetto in termini fessurativi. Non si generano fessure.

Non si generano fessure.

4.3.2.1 Verifica di fessurazione

La verifica di fessurazione viene effettuata nelle sole tratte di galleria nelle quali il rivestimento definitivo è armato. Tale verifica deve essere condotta in accordo alle indicazioni riportate nel paragrafo 4.1.2.2 delle NTC 2008 e nel paragrafo C 4.1.2.2.4 della circolare n. 617 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici del 2 febbraio 2009, contenente le istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni.

La verifica allo stato limite di esercizio (SLE) viene condotta per le sole analisi in condizioni statiche, calcolando le tensioni massime sul rivestimento a partire dai valori nominali ottenuti dalle analisi e confrontandole con quelle ammissibili definite attraverso le relazioni:

- $\sigma_c \leq 0.60 f_{ck} = 19.92 \text{ MPa}$ combinazione caratteristica (rara);
- $\sigma_c \leq 0.45 f_{ck} = 14.94 \text{ MPa}$ combinazione quasi permanente;
- $\sigma_s \leq 0.80 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$ combinazione caratteristica (rara).

La verifica della sezione allo stato limite di fessurazione, laddove sia risultata necessaria, è stata effettuata ipotizzando le seguenti condizioni ambientali (§ 4.1.2.2.4.3 e (§ 4.1.2.2.4.4 del D.M. 14-01-2008):

- ambiente poco aggressivo/aggressivo;
- armature poco sensibili.

Di conseguenza, il valore di apertura delle fessure ammesso sarà di 0.2 mm.

Alla luce del copriferro prescritto per la realizzazione dell'opera pari a 5 cm ($> 1.5 \cdot c_{\min}$ con $c_{\min} = 2.5 \text{ cm}$) è ammissibile un aumento del limite di apertura delle fessure w_k che sarà pari a $0.2 \cdot 1.5 = 0.3 \text{ mm}$.

La verifica è stata effettuata applicando le combinazioni SLE (quasi permanenti) di carico, ovvero non considerando il sisma e moltiplicando i carichi permanenti per un fattore amplificativo $\gamma_g = 1$.

4.3.2.2 Verifica delle tensioni di esercizio

Per il solo rivestimento definitivo della galleria, una volta valutate le azioni interne nel rivestimento della galleria e calcolate le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature, se il rivestimento è armato, occorre verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti e riportati nel paragrafo 4.1.2.2.5 delle NTC 2008.

Di seguito la sintesi delle verifiche eseguite sul rivestimento definitivo, le sollecitazioni sono state definite dall'analisi numerica agli elementi finiti nella fase a lungo termine ovvero nella configurazione finale con degrado dei parametri geotecnici (determinati per linearizzazione del criterio di Hoek-Brown dei valori caratteristici inferiori).

VERIFICHE SLE SEZIONI IN CLS												
sezione di calcolo	Sollecitazioni			Tensioni calcestruzzo			asse neutro	Tensioni Acciaio		Fessurazioni		
	N	M	T	$\sigma_c(1)$	$\sigma_c(2)$	max:	x	σ_s	max.:	w _m	w _k	max.:
	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[MPa]	[MPa]	-4.98	[cm]	[MPa]	0	[mm]	[mm]	0.000
Sez. A - A*	-955.0	-33.9	-0.3	-0.84	-1.42	Verif.	-	-8.8	-	-	-	Verif.
Sez. B - B*	-1040.9	16.1	32.1	-1.37	-1.10	Verif.	-	-11.1	-	-	-	Verif.
Sez. C - C*	-1466.1	57.8	-27.0	-2.22	-1.25	Verif.	-	-13.3	-	-	-	Verif.
Sez. D - D*	-2194.2	-62.3	201.0	-2.07	-3.13	Verif.	-	-21.3	-	-	-	Verif.
Sez. E - E*	-2838.6	-101.1	74.7	-2.50	-4.22	Verif.	-	-26.2	-	-	-	Verif.
Sez. F - F*	-3142.0	25.8	-76.8	-3.93	-3.51	Verif.	-	-35	-	-	-	Verif.
Sez. G - G*	-2952.0	176.8	-376.0	-4.98	-2.01	Verif.	-	-22.8	-	-	-	Verif.
Sez. H - H*	-539.1	26.9	-216.5	-0.86	-0.41	Verif.	-	-4.6	-	-	-	Verif.
Sez. I - I*	-125.4	21.1	-14.5	-0.33	-	Verif.	72.32	-0.1	-	-	-	Verif.
Sez. J - J*	-36.3	6.0	0.0	-0.09	-	Verif.	72.67	-0.1	-	-	-	Verif.

Tabella 4-3 SLE - verifiche di fessurazione/tensione di esercizio (analisi 1- $k_0=1$ -sen ϕ)

VERIFICHE SLE SEZIONI IN CLS												
sezione di calcolo	Sollecitazioni			Tensioni calcestruzzo			asse neutro	Tensioni Acciaio		Fessurazioni		
	N	M	T	$\sigma(1)$	$\sigma(2)$	max:		σ_s	max.:	w _m	w _k	max.:
	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[MPa]	[MPa]	-6.18	[cm]	[MPa]	0	[mm]	[mm]	0.598
Sez. A - A*	-2570.0	-14.4	0.0	-4.37	-	Verif.	24.96	123.1	Verif.	0.069	0.178	Verif.
Sez. B - B*	-2612.5	-3.8	7.7	-	-6.18	Verif.	14.09	363.7	Non verif.	0.291	0.598	Non verif.
Sez. C - C*	-2713.5	-0.7	39.8	-4.43	-	Verif.	58.14	38.7	Verif.	0.013	0.021	Verif.
Sez. D - D*	-2813.6	-40.1	29.2	-4.43	-	Verif.	59.03	37.1	Verif.	0.012	0.020	Verif.
Sez. E - E*	-2963.7	-58.5	33.6	-4.43	-	Verif.	60.55	34.4	Verif.	0.011	0.018	Verif.
Sez. F - F*	-3204.0	-10.1	-61.5	-4.42	-	Verif.	61.25	33.3	Verif.	0.010	0.017	Verif.
Sez. G - G*	-3340.7	316.2	-414.5	-4.42	-	Verif.	61.55	32.8	Verif.	0.010	0.017	Verif.
Sez. H - H*	-1308.0	94.8	-100.9	-2.47	-0.15	Verif.	-	-5.1	-	-	-	Verif.
Sez. I - I*	-1532.9	32.7	40.0	-2.46	-0.18	Verif.	-	-5.4	-	-	-	Verif.
Sez. J - J*	-1546.4	15.6	0.6	-2.45	-0.15	Verif.	-	-5	-	-	-	Verif.

Tabella 4-4 SLE - verifiche di fessurazione/tensione di esercizio (analisi 2 - k₀= 1)

**COLLEGAMENTO FRA LA VALFONTANABUONA E
L'AUTOSTRADA A12 GENOVA-ROMA
Adeguamento del sistema A7-A10-A12**

**Progetto Definitivo
Gallerie Naturali - Elaborati generali
Relazione di calcolo – Allegati di calcolo**

**Allegato 5 – Sezione B2V
Caratteristiche modello numerico,
risultati delle analisi, verifiche**

INDICE

1	INTRODUZIONE	3
2	MODELLAZIONE NUMERICA	4
2.1	CODICE DI CALCOLO	4
2.2	MODELLO DI CALCOLO.....	5
2.2.1	<i>Caratteristiche della sezione di scavo.....</i>	5
2.2.2	<i>Geometria del modello</i>	6
2.2.3	<i>Modello di comportamento del terreno.....</i>	8
2.2.4	<i>Stato di sforzo geostatico</i>	10
2.2.5	<i>Caratteristiche degli elementi strutturali</i>	10
2.2.5.1	Intervento di presostegno	10
2.2.5.2	Intervento di consolidamento del fronte.....	11
2.2.5.3	Rivestimento di prima fase	11
2.2.5.4	Rivestimento definitivo	11
3	MODELLAZIONE DELLO SCAVO DELLE GALLERIE.....	13
3.1	GENERALITÀ.....	13
3.2	FASI DELL'ANALISI – CONFIGURAZIONE GEOMETRICA.....	14
3.3	FASI DELL'ANALISI – PRINCIPALI RISULTATI.....	20
3.3.1	<i>Configurazione iniziale</i>	20
3.3.2	<i>Avvicinamento del fronte</i>	21
3.3.3	<i>Installazione rivestimento di prima fase (1day).....</i>	23
3.3.4	<i>Getto arco rovescio e murette</i>	25
3.3.5	<i>Getto calotta</i>	27
3.3.6	<i>Completamento scarico.....</i>	29
3.3.7	<i>Attivazione pavimentazione e setto.....</i>	31
3.3.8	<i>Configurazione finale.....</i>	33
4	VERIFICHE STRUTTURALI	38
4.1	CRITERI DI CALCOLO	38
4.2	RIVESTIMENTO DI PRIMA FASE	38
4.3	RIVESTIMENTO DEFINITIVO	43
4.3.1	<i>Verifica agli stati limite ultimi</i>	45
4.3.1.1	SLU - pressoflessione - CALOTTA.....	45
4.3.1.2	SLU - pressoflessione - PIEDRITTO	48
4.3.1.3	SLU - pressoflessione - MURETTE	50
4.3.1.4	SLU - pressoflessione - ARCO ROVESCIO	52
4.3.1.5	SLU - verifica a taglio	54
4.3.2	<i>Verifica agli stati limite di esercizio.....</i>	57
4.3.2.1	Verifica di fessurazione	57
4.3.2.2	Verifica delle tensioni di esercizio.....	58

1 INTRODUZIONE

Il presente allegato riporta la descrizione del modello di calcolo realizzato allo scopo di simulare le fasi realizzative delle gallerie secondo la sezione di scavo tipo B2V previste per le gallerie Caravaggio e Fontanabuona, ed i risultati di tali analisi, in modo da potere valutare l'effetto degli scavi e degli interventi previsti e (nel seguito) eseguire le verifiche delle strutture di sostegno e rivestimento, secondo quanto previsto da normativa.

La modellizzazione eseguita ha avuto lo scopo principale di analizzare le condizioni allo scavo sulla base degli interventi ipotizzati, derivanti dalle esperienze in casi simili e dalle valutazioni di base effettuate secondo metodologie empiriche, cercando di evidenziare eventuali problematiche a livello strutturale.

Le analisi, condotte in stato piano delle deformazioni, sono state eseguite con il programma ad elementi finiti Plaxis (si veda la relazione di calcolo per una sintetica descrizione delle caratteristiche di tale software).

Concordemente con quanto fatto per le analisi preliminari con le linee caratteristiche, per la modellazione del comportamento dell'ammasso è stato considerato il criterio di Mohr-Coulomb, i cui parametri sono stati ottenuti per linearizzazione del criterio di Hoek-Brown, in accordo con le massime coperture nella tratta di riferimento per la sezione in esame.

I pochi dati piezometrici a disposizione non evidenziano la presenza di un battente idraulico alle profondità di riferimento, pertanto la presenza della falda non è stata presa in considerazione nelle analisi numeriche.

Per le verifiche strutturali della sezione B2V sono state eseguite due analisi numeriche agli elementi finiti. Tali analisi mantengono invariare sia la geometria del modello che la geometria della sezione e si differenziano per le caratteristiche meccaniche nella fase iniziale geostatica:

- analisi 1: i parametri meccanici sono stati determinati per linearizzazione del criterio di Hoek-Brown dei valori caratteristici medi.
- analisi 2: i parametri meccanici sono stati determinati per linearizzazione del criterio di Hoek-Brown dei valori caratteristici inferiori.

2 MODELLAZIONE NUMERICA

2.1 CODICE DI CALCOLO

Le analisi tenso-deformative presentate nel seguito sono state condotte utilizzando il codice di calcolo Plaxis 2D, il quale consente di affrontare problemi di meccanica del continuo, determinando gli stati tensionali e deformativi in un dominio bidimensionale, le cui caratteristiche sono definite da leggi di comportamento di tipo elastico o plastico e da imposte condizioni al contorno, implementando il metodo degli elementi finiti. Per maggiori dettagli sul programma di analisi si rimanda alla relazione di calcolo di cui questo allegato è parte integrante.

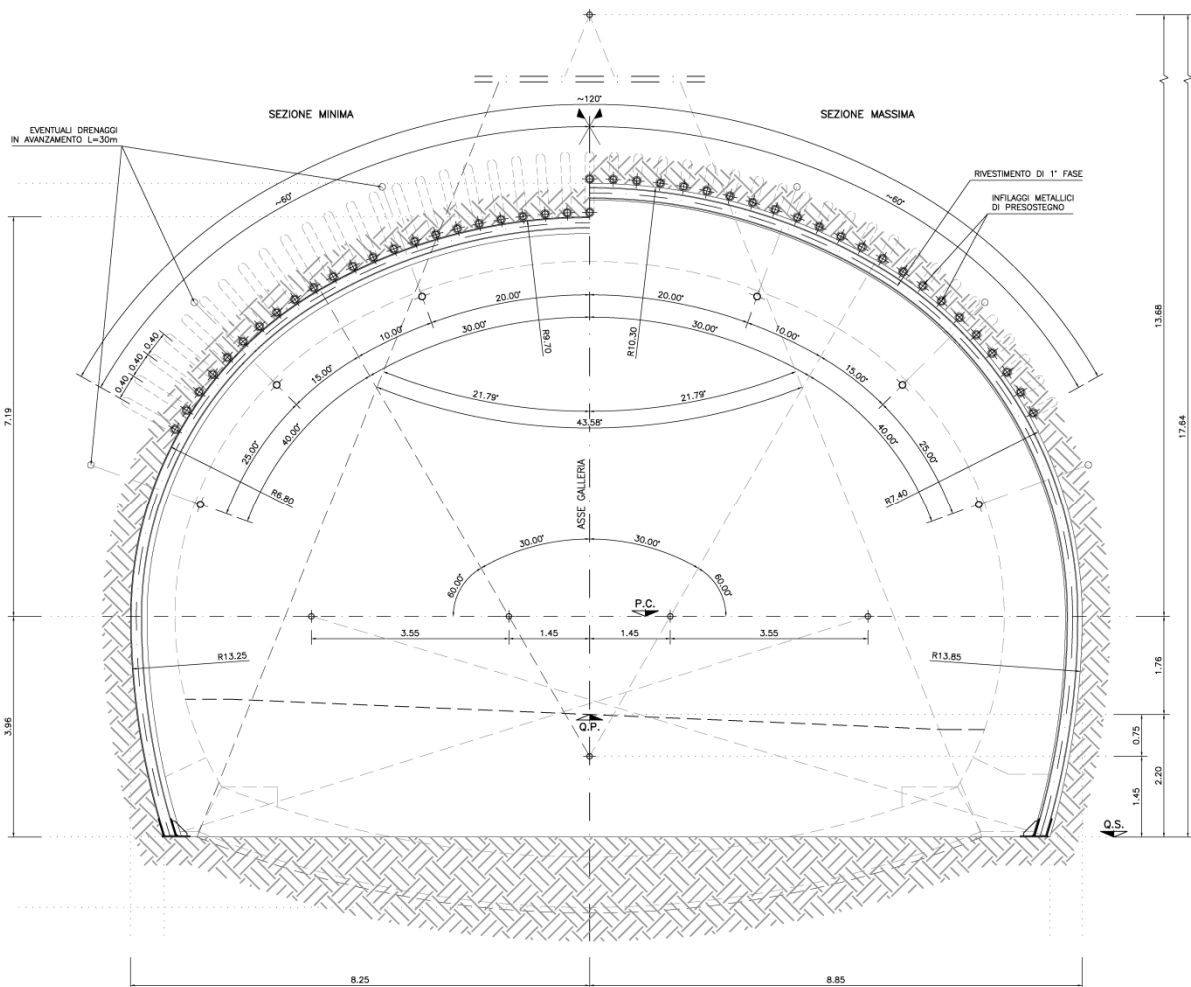


Figura 2-1 B2V – Sezione di scavo

2.2 MODELLO DI CALCOLO

2.2.1 Caratteristiche della sezione di scavo

La sezione tipo è costituita da (Figura 2-1, Figura 2-2):

- eventuali (solo in presenza d'acqua) 3+3 drenaggi in avanzamento, della lunghezza di 30 m con sovrapposizione di 10 m, microfessurati per 20 m da fondo foro e ciechi per 10 m verso boccaforo;
- intervento di consolidamento al fronte tramite n° 60 - 90 tubi in vetroresina cementati aventi lunghezza pari a 18.00 m e sovrapposizione pari a 9.00 m;
- intervento di presostegno della cavità eseguito tramite 45 tubi in acciaio S355 del diametro di 127 mm e spessore di 10 mm. La lunghezza complessiva prevista è di 13 m con sovrapposizione di 4.0 m. I tubi saranno valvolati ogni 0.5 m per iniezioni in pressione di consolidamento dell'ammasso;
- strato di calcestruzzo proiettato al fronte di scavo pari a 5 cm o 10 cm nel caso dei fronti di avanzamento dal lato Rapallo per i quali gli strati al fronte di scavo si presenteranno a franapoggio;
- primo strato al contorno del cavo di 5 cm di calcestruzzo proiettato;
- sostegno di prima fase costituito da centine doppie IPN 200 in acciaio S275 disposte ad interasse longitudinale di 1.0 m e calcestruzzo proiettato avente spessore medio pari a 30 cm;
- murette e arco rovescio in calcestruzzo armato avente spessore pari a 80 cm ;
- rivestimento definitivo costituito da un arco di calcestruzzo armato avente spessore minimo di 50 cm e massimo di 110 cm.

La modellazione è stata effettuata per la configurazione intermedia, ovvero per la sezione B2V posta a metà del campo di scavo ovvero con spessori di rivestimento definitivo di 80 cm.

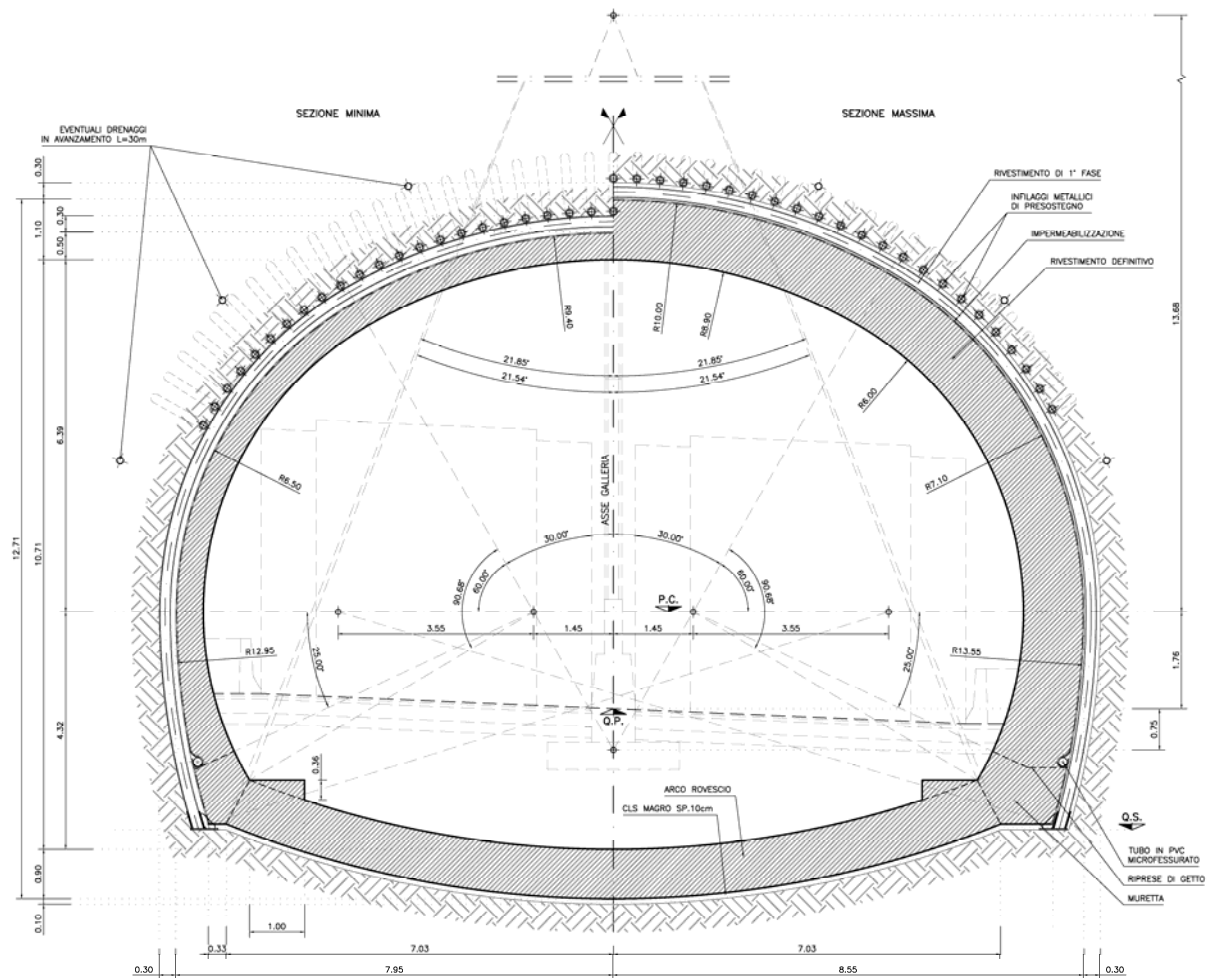


Figura 2-2 B2V – Rivestimento definitivo

2.2.2 Geometria del modello

Il modello misura 140m di larghezza e 140m di altezza, la discretizzazione adottata ha previsto la definizione di 183300 nodi e 22776 elementi.

La copertura di riferimento per l'analisi in oggetto è pari a 75m (calcolata rispetto all'estradosso del rivestimento definitivo).

L'analisi simula con le reali geometrie lo scavo della galleria tramite un modello di base che rappresenta le seguenti caratteristiche:

- utilizzo di modello costitutivo di tipo continuo elasto-plastico (Mohr - Coulomb) per i materiali geotecnici;
- utilizzo di un modello costitutivo di tipo continuo elastico per i materiali strutturali del rivestimento.

Il modello è stato creato con elementi triangolari a 15 nodi, in stato piano delle deformazioni, il rivestimento di prima fase è stato modellato con elementi "plate" di opportuna rigidità che considerasse anche la maturazione del betoncino proiettato,

il rivestimento definitivo è stato modellato con il reale spessore ed attribuendo agli elementi "soil" caratteristiche meccaniche tali da simulare il comportamento del materiale in funzione anche della maturazione dei getti; per meglio simulare la presenza di materiali strutturali a contatto col terreno e la corrispondente riduzione della rigidità al contatto fra i materiali sono stati introdotti elementi "interfaccia".

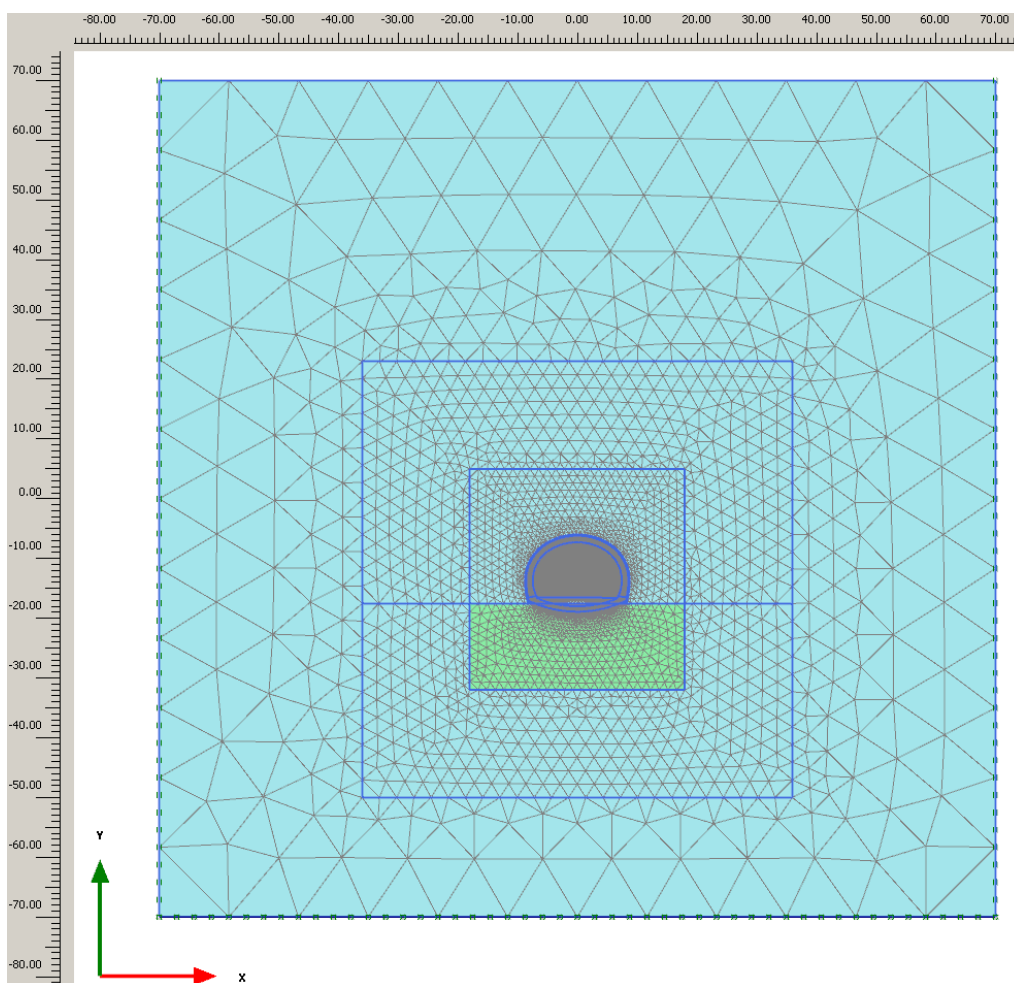


Figura 2-3 B2V – Geometria modello

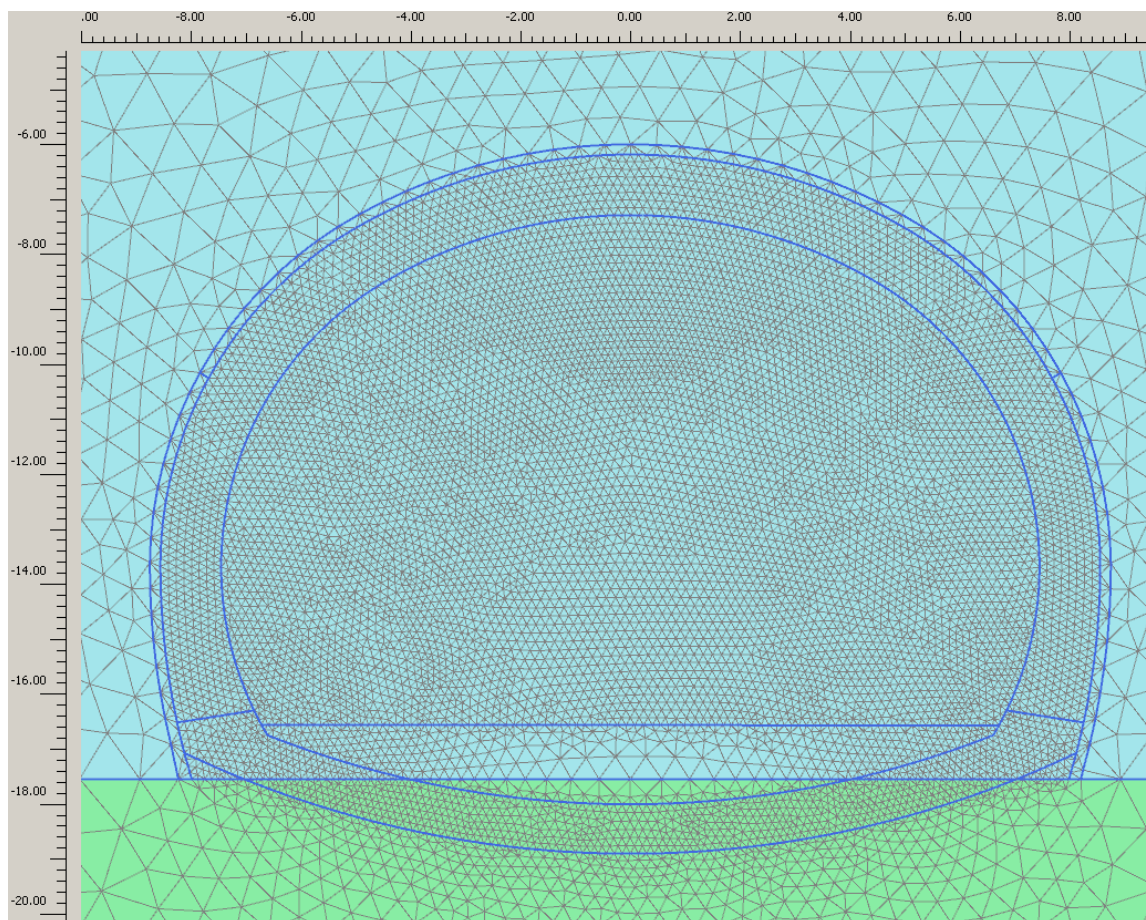


Figura 2-4 B2V – Geometria modello, dettaglio sezione

2.2.3 Modello di comportamento del terreno

Dalla caratterizzazione geomeccanica effettuata per l'ammasso in oggetto sono stati ricavati i parametri riportati in Tabella 2-1. Le analisi con il metodo delle linee caratteristiche e le analisi numeriche agli elementi finiti sono state condotte applicando il criterio di Mohr-Coulomb, i cui parametri sono stati determinati per linearizzazione del criterio di Hoek-Brown per le profondità di interesse (nel caso specifico pari a 75 m, cfr Figura 2-5). I risultati della linearizzazione sono riportati in Tabella 2-2.

È stata eseguita un'ulteriore analisi numerica agli elementi finiti mantenendo invariate le geometrie del modello e della sezione ma modificando le caratteristiche meccaniche nella fase iniziale geostatica in modo da simulare lo scavo in condizioni sfavorevoli. I parametri sono stati determinati per linearizzazione del criterio di Hoek-Brown dei valori caratteristici inferiori.

ARGILLITI DELLA FORMAZIONE DI MONTE LAVAGNOLA		
γ (kN/m ³)	Valore medio	26.5
σ_{ci} (MPa)	Valore medio	19.5
	Deviazione standard	2.0
	Valore caratteristico	19.5
	Valore caratteristico inferiore	16.2
	Valore caratteristico superiore	22.8
m_i	Valore medio	6.0
	Deviazione standard	1.0
	Valore caratteristico	6.0
	Valore caratteristico inferiore	4.4
	Valore caratteristico superiore	7.6
GSI	Valore medio	25.0
	Deviazione standard	5.0
	Valore caratteristico	25.0
	Valore caratteristico inferiore	16.8
	Valore caratteristico superiore	33.2

Tabella 2-1 Caratterizzazione formazione Monte Lavagnola, criterio Hoek & Brown

formazione	copertura [m]	γ' [kN/m ³]	coesione			angolo di resistenza la taglio			modulo di deformabilità			coeff. Poisson
			$C'_{k,inf}$ [Mpa]	C'_k [Mpa]	$C'_{k,sup}$ [Mpa]	$\phi'_{k,inf}$ [°]	ϕ'_k [°]	$\phi'_{k,sup}$ [°]	$E_{k,inf}$ [Mpa]	E_k [Mpa]	$E_{k,sup}$ [Mpa]	
Monte Lavagnola	75	26.5	100	170	250	23	30	38	600	1000	1800	0.3

Tabella 2-2 Caratterizzazione formazione Monte Lavagnola - FLV, criterio Mohr-Coulomb (copertura 75m)

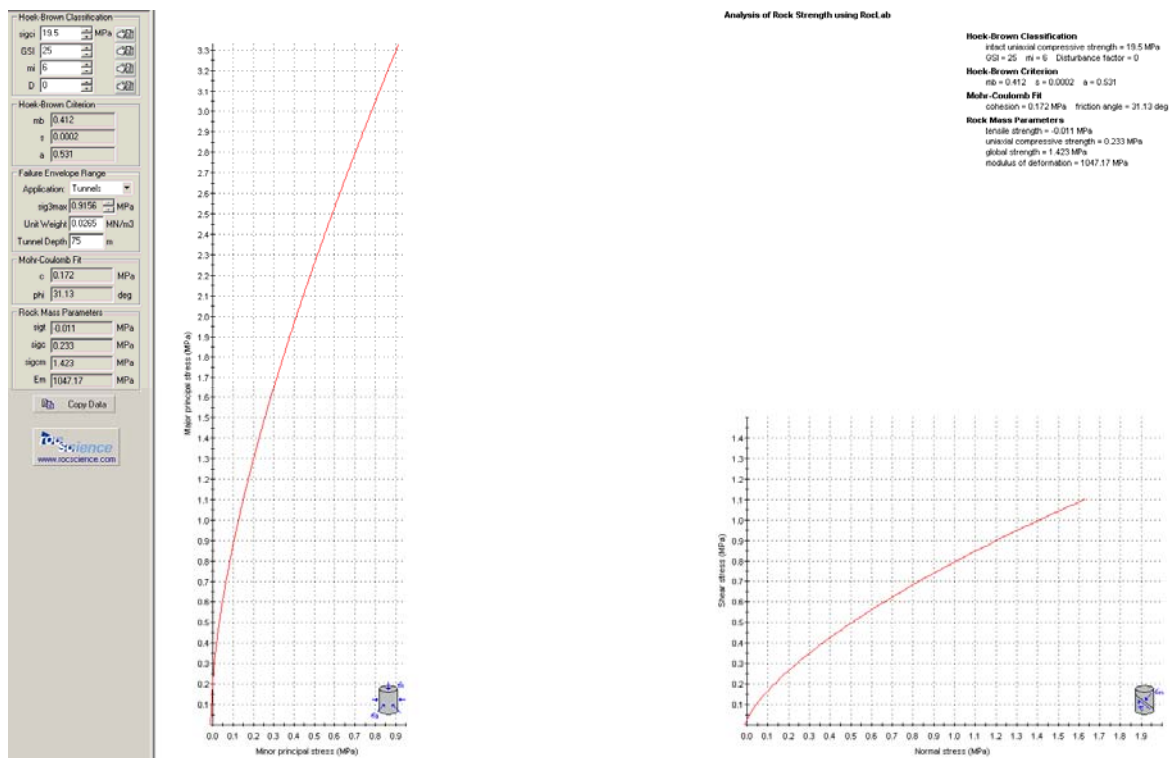


Figura 2-5 FLV - Linearizzazione criterio H-B, coperture 75m

2.2.4 Stato di sforzo geostatico

Per quanto riguarda la componente orizzontale il coefficiente di spinta a riposo è stato definito nel seguente modo:

$$k_0 = 1 - \text{sen}\phi$$

Risulterebbe poco realistico, inoltre introdurrebbe un andamento della componente orizzontale dello stato di sforzo dipendente dalla linearizzazione del criterio di Hoek-Brown adottata.

Si ritiene più realistico, nel caso specifico e in mancanza di ulteriori valutazioni e dati, assumere:

$$k_0 = 1.$$

Le analisi sono state sviluppate mantenendo la stessa geometria e variando il coefficiente di spinta a riposo.

2.2.5 Caratteristiche degli elementi strutturali

2.2.5.1 Intervento di presostegno

La sezione B0V prevede un intervento di presostegno della cavità tramite l'esecuzione di 45 tubi in acciaio S355 del diametro di 127 mm e spessore di 10 mm. Nell'analisi l'effetto è stato schematizzato attraverso un incremento di coesione del materiale al contorno limitatamente ad una fascia di circa 20 cm mediante la relazione:

$$\Delta c = \frac{n \tau_R A_R}{L}$$

con

$$L = (\pi R + 2L_p)s$$

essendo

n = numero rinforzi al contorno

τ_R = resistenza al taglio dell'acciaio

A_R = sezione resistente dell'elemento in acciaio

R = raggio di scavo equivalente

L_p = sviluppo dell'arco consolidato

s = spessore dell'arco consolidato

Data la natura poco permeabile dei materiali iniettati e la difficile creazione di un arco completamente permeato dalla malta, la presenza del consolidamento, è stata

simulata con un materiale avente incremento di coesione ridotto rispetto a quello calcolato con la relazione sopra descritta, lasciandone inalterato l'angolo d'attrito e il modulo di deformabilità.

L'incremento di coesione considerato è pari a $\Delta c = 70 \text{ kN/m}^2$.

2.2.5.2 Intervento di consolidamento del fronte

La sezione B2V prevede un intervento di consolidamento al fronte tramite n° 60 - 90 tubi in vetroresina cementati aventi lunghezza pari a 18.00 m e sovrapposizione pari a 9.00 m.

Cautelativamente non è stato considerato alcun incremento di coesione del materiale interessato al fronte.

2.2.5.3 Rivestimento di prima fase

Il rivestimento di prima fase, costituito da calcestruzzo proiettato fibrorinforzato ($R_{ck}=35$, fibre $\geq 30\text{kg/m}^3$), è stato modellato con elementi "plate" ai quali sono state attribuite le caratteristiche riportate in Tabella 2-3. In particolare si segnala che è stato considerato il processo di maturazione del betoncino proiettato, con variazione del modulo del calcestruzzo in funzione del tempo intercorso fra il getto e la fase di calcolo in esame. Tale valutazione è stata effettuata sulla base del Model Code.

2IPN 200/1.00 m	T= 1d	T= 2d	T= 28d
Elemento	plate	plate	plate
Modello comportamento	Elastic	Elastic	Elastic
EA [kN/m]	5.3 E6	6.50 E6	9.2 E6
EI [kNm ² /m]	29.1 E3	35.5 E3	49.4 E3
d [m]	0.25	0.25	0.25
w [kN/m/m]	0.5	0.5	0.5
v	0.2	0.2	0.2

Tabella 2-3 Elementi soil per rivestimento prima fase – parametri adottati in funzione della maturazione del getto

2.2.5.4 Rivestimento definitivo

Il rivestimento definitivo, costituito da calcestruzzo armato con classe di resistenza alla compressione C32/40 ($R_{ck}=40\text{MPa}$) sia in arco rovescio che in calotta.

Nelle analisi effettuate è stato modellato con elementi soil, quindi tenendo in considerazione lo spessore reale dei getti ai quali sono state attribuite le caratteristiche riportate in Tabella 2-4. In particolare si segnala che è stato considerato il processo di maturazione dei getti, con variazione del modulo del calcestruzzo in funzione del tempo intercorso fra il getto e la fase di calcolo in esame. Tale valutazione è stata effettuata sulla base del Model Code .

Cls rivestimento definitivo	T= 3d	T= 7d	T= 28d
Elemento	soil	soil	Soil
Modello comportamento	Elastic	Elastic	Elastic
Drenage type	Non-porous	Non-porous	Non-porous
γ [kN/m ³]	25	25	25
E [kN/m ²]	16.3 E6	24.4 E6	32.6 E6
v	0.2	0.2	0.2

Tabella 2-4 Elementi soil per rivestimento definitivo – parametri adottati in funzione della maturazione del getto

3 MODELLAZIONE DELLO SCAVO DELLE GALLERIE

3.1 GENERALITÀ

La modellazione numerica ha previsto una sequenza di operazioni allo scopo di determinare lo stato di sforzo iniziale agente nell'ammasso, simulare le fasi realizzative della galleria in progetto (preconsolidamento del contorno, avvicinamento del fronte, scavo, installazione del rivestimento di prima fase, avanzamento del fronte con realizzazione delle murette e del getto di calotta, configurazione finale con trasferimento di tutti i carichi al rivestimento definitivo,). Si ricorda che per modellare lo scavo di una galleria si rimuovono gli elementi corrispondenti all'area da scavare e si applica al contorno dello scavo lo stato di sforzo agente su di esso, tali sollecitazioni verranno successivamente ridotte (scarico) fino al loro completo annullamento.

La sequenza delle fasi di scavo ha previsto:

- definizione dello stato tensionale e di plasticizzazione per la condizione geostatica di partenza;
- azzeramento degli spostamenti;
- consolidamento al contorno di scavo;
- simulazione dell'avvicinamento del fronte;
- getto rivestimento prima fase;
- avanzamento dello scavo (modifiche alle caratteristiche di rigidità del rivestimento di prima fase per considerare la maturazione del betoncino proiettato);
- avanzamento dello scavo arco rovescio e getto murette;
- avanzamento dello scavo, maturazione murette e arco rovescio, getto calotta;
- disattivazione del rivestimento di prima fase (trasferimento dei carichi al rivestimento definitivo).
- scarico completo (getti a 28 days);
- posa della pavimentazione e del setto in calcestruzzo armato (considerato come carico accidentale)
- configurazione finale, per la sola analisi n.1, con degrado dei parametri geotecnici. I parametri sono stati determinati per linearizzazione del criterio di Hoek-Brown dei valori caratteristici inferiori, come da tabella di seguito riportata:

formazione	copertura [m]	γ' [kN/m ³]	coesione			angolo di resistenza la taglio			modulo di deformabilità			coeff. Poisson [-]
			$c'_{k,inf}$ [Mpa]	c'_k [Mpa]	$c'_{k,sup}$ [Mpa]	$\phi'_{k,inf}$ [°]	ϕ'_k [°]	$\phi'_{k,sup}$ [°]	$E_{k,inf}$ [Mpa]	E_k [Mpa]	$E_{k,sup}$ [Mpa]	
Monte Lavagnola	75	26.5	100	170	250	23	30	38	600	1000	1800	0.3

Tabella 3-1 Caratterizzazione formazione Monte Lavagnola - FLV, criterio Mohr-Coulomb (copertura 75m)

Le analisi, come detto nei paragrafi precedenti, sono state svolte in 2D, in stato piano delle deformazioni, mentre l'andamento dello stato di sforzo in prossimità del fronte è tridimensionale, per modellare l'evoluzione dello stato tensodeformativo all'avanzare del fronte è stato necessario effettuare delle analisi preliminari (metodo delle linee caratteristiche) al fine di determinare gli scarichi in funzione delle varie fasi delle analisi. Tali valori, unitamente ai criteri seguiti per la loro determinazione e l'andamento della maturazione dei getti sono riportati in Tabella 3-2

Fasi			Maturazione getti			
num	descrizione	rilassamento	spritz	arco rovescio	murette	calotta
1	geostatico	0%				
2	consolidamento al contorno	5%				
3	avvicinamento fronte	30%				
4	avanzamento 1 m con posa rivestimento di prima fase	32%	1 day			
5	ulteriore rilassamento (modifica alle caratteristiche di rigidità del rivestimento di prima fase)	34%	2 days			
6	ulteriore rilassamento (modifica alle caratteristiche di rigidità del rivestimento di prima fase)	44%	28 days			
7	fase di rilassamento	90%	28 days			
8	fase di getto dell'arco rovescio e delle murette	92%	28 days	3 days	3 days	
9	fase di getto della calotta (modifica alle caratteristiche di rigidità delle murette e dell'arco rovescio)	95%	28 days	7 days	7 days	3 days
10	ulteriore rilassamento (modifica alle caratteristiche di rigidità del rivestimento di calotta, disattivazione rivestimento di prima fase)	96%	---	28 days	28 days	7 days
11	scarico completo delle forze di equilibrio al contorno del cavo	100%	---	28 days	28 days	28 days
12	fase di posa della pavimentazione e del setto in c.a.	100%	---	28 days	28 days	28 days
13	fase di lungo termine con decadimento caratteristiche di resistenza dell'ammasso	100%	---	28 days	28 day2	28 days

Tabella 3-2 Fasi dell'analisi - scarichi adottati e andamento maturazione getti.

Per l'analisi numerica n.2 non è prevista la fase n.13

3.2 FASI DELL'ANALISI – CONFIGURAZIONE GEOMETRICA

In Figura 3-1÷Figura 3-8 è riportata la geometria della zona interessata dallo scavo della galleria nelle varie fasi delle analisi, le figure sono riferite alla sola analisi n.1:

- consolidamento al contorno di scavo (Figura 3-1): vengono cambiate le proprietà degli elementi soil in corrispondenza dell'area interessata dagli elementi strutturali;
- Avvicinamento fronte (Figura 3-2): vengono disattivati gli elementi corrispondenti all'area da scavare, e le forze di scavo (forze applicate alle pareti dello scavo in sostituzione degli elementi rimossi) vengono ridotte al 30% del valore iniziale;
- Avanzamento di 1 m del fronte di scavo e posa rivestimento di prima fase (Figura 3-3): attivazione dei plate che modellano la presenza rivestimento di prima fase (maturazione getti 1 day) e delle interfacce fra questi e l'ammasso, forze di scavo al 32% del valore iniziale;
- Ulteriore avanzamento del fronte di scavo e posa rivestimento di prima fase: modifica parametri elementi rivestimento di prima fase (maturazione getti 2 day), forze di scavo al 34% del valore iniziale;
- Ulteriore avanzamento del fronte di scavo e posa rivestimento di prima fase: modifica parametri elementi rivestimento di prima fase (maturazione getti 28 days), forze di scavo al 44% del valore iniziale;
- Getto arco rovescio e murette (Figura 3-4): attivazione elementi dell'arco rovescio e delle murette (maturazione getti 3 days), forze di scavo al 92% del valore iniziale;
- Getto calotta (Figura 3-5): attivazione elementi calotta (maturazione getti 3 day) e interfaccia calotta-rivestimento prima fase, modifica parametri meccanici elementi dell'arco rovescio e delle murette (maturazione getti 7 days), forze di scavo al 95% del valore iniziale;
- Calotta: modifica parametri meccanici elementi calotta (maturazione getti 7 days) e interfaccia calotta-rivestimento prima fase, modifica parametri meccanici elementi dell'arco rovescio e delle murette (maturazione getti 28 days), disattivazione elementi rivestimento prima fase, forze di scavo al 96% del valore iniziale;
- Scarico 100% (Figura 3-6): modifica parametri meccanici elementi calotta (maturazione getti 28 days), azzeramento delle forze di scavo;
- Posa pavimentazione e setto in c.a. (Figura 3-7): attivazione elementi della pavimentazione e del setto in c.a.
- Configurazione finale (Figura 3-8), er la sola analisi n.1, degrado dei parametri geotecnici dell'ammasso: attribuzione all'ammasso dei parametri determinati per linearizzazione del criterio di Hoek-Brown dei valori caratteristici inferiori.

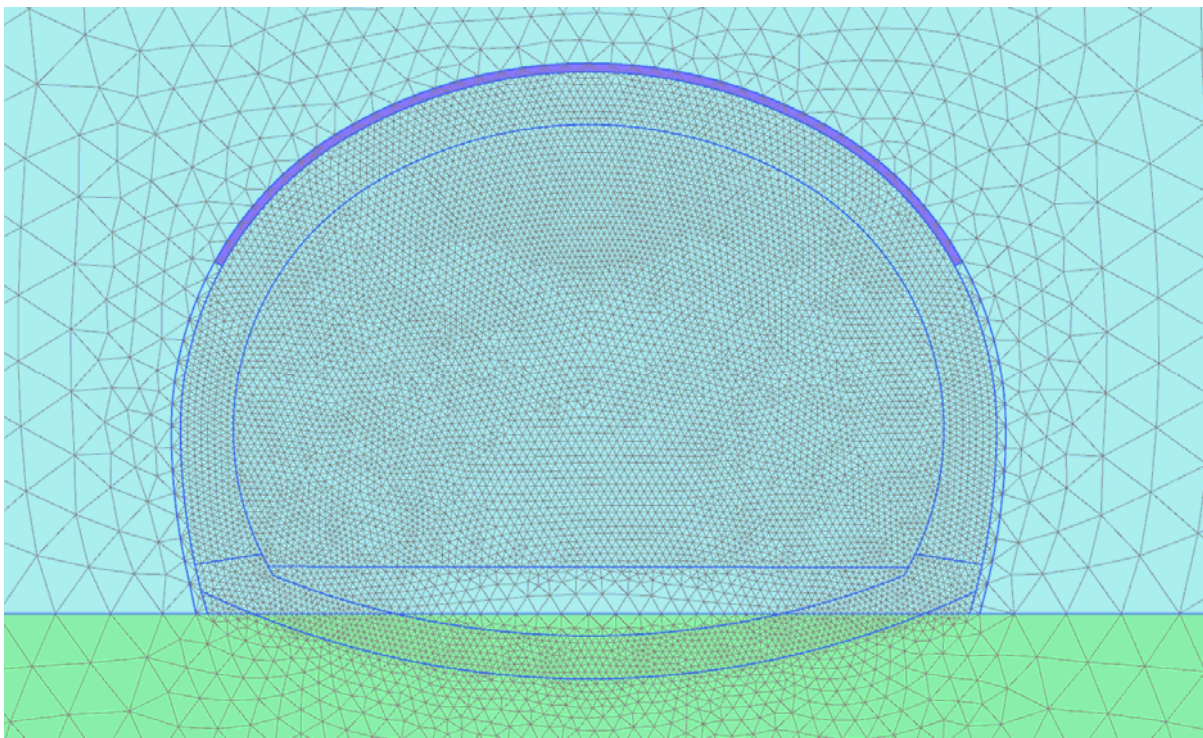


Figura 3-1 consolidamento al contorno

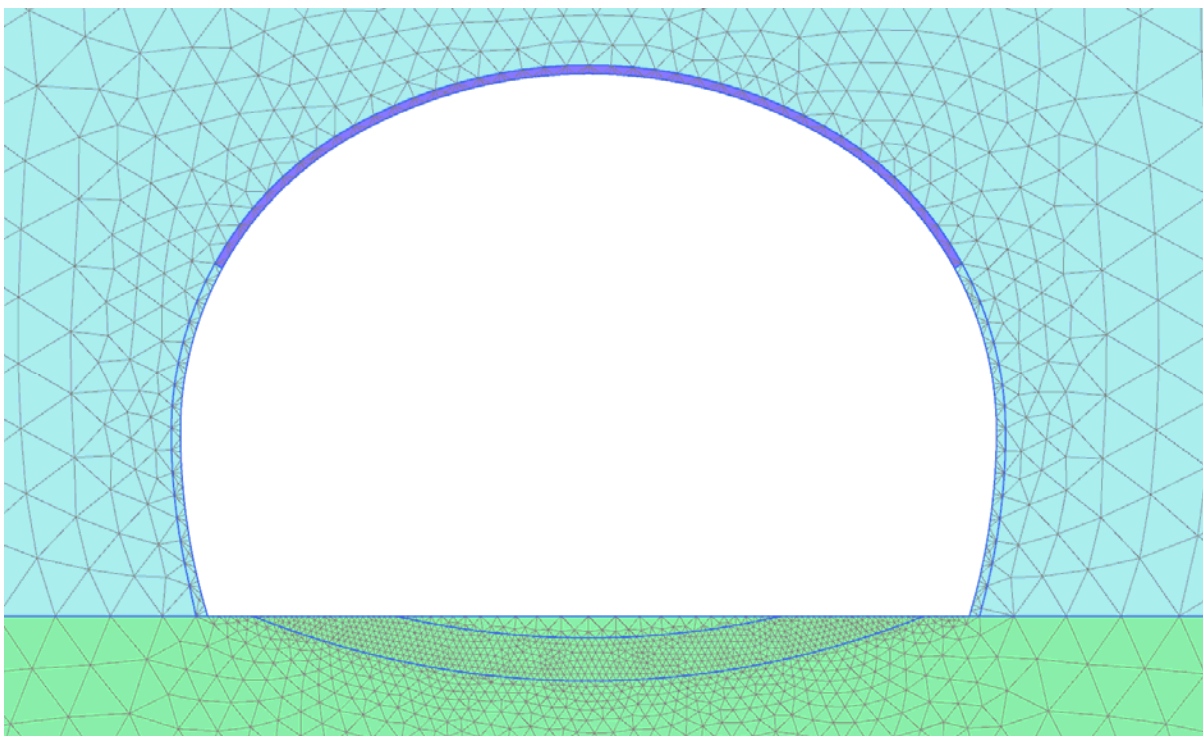


Figura 3-2 Avvicinamento del fronte

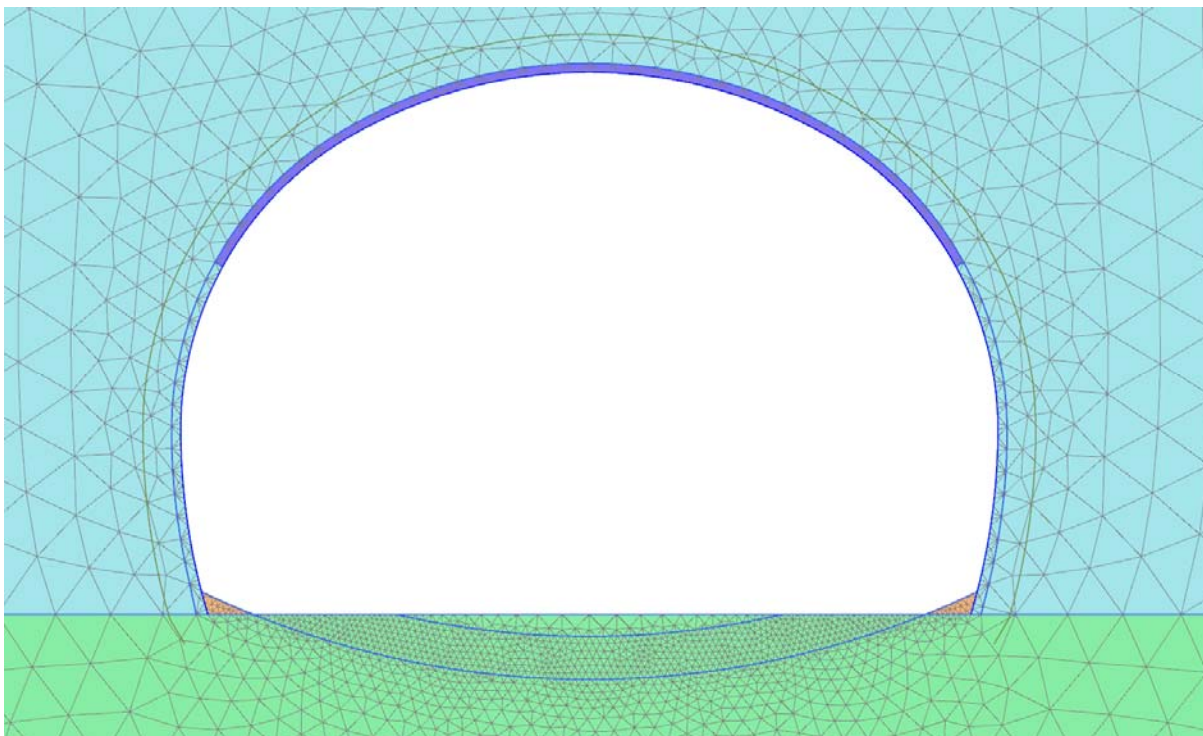


Figura 3-3 Posa rivestimento di prima fase

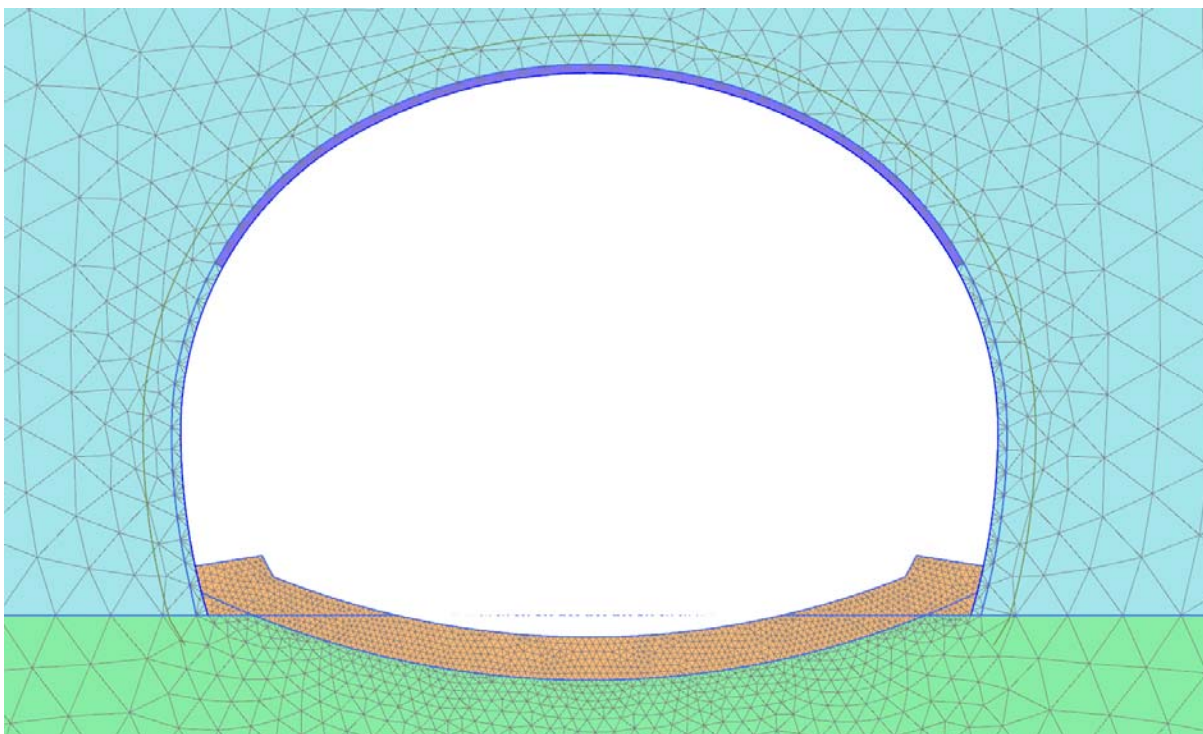


Figura 3-4 Getto arco rovescio e murette (3 days)

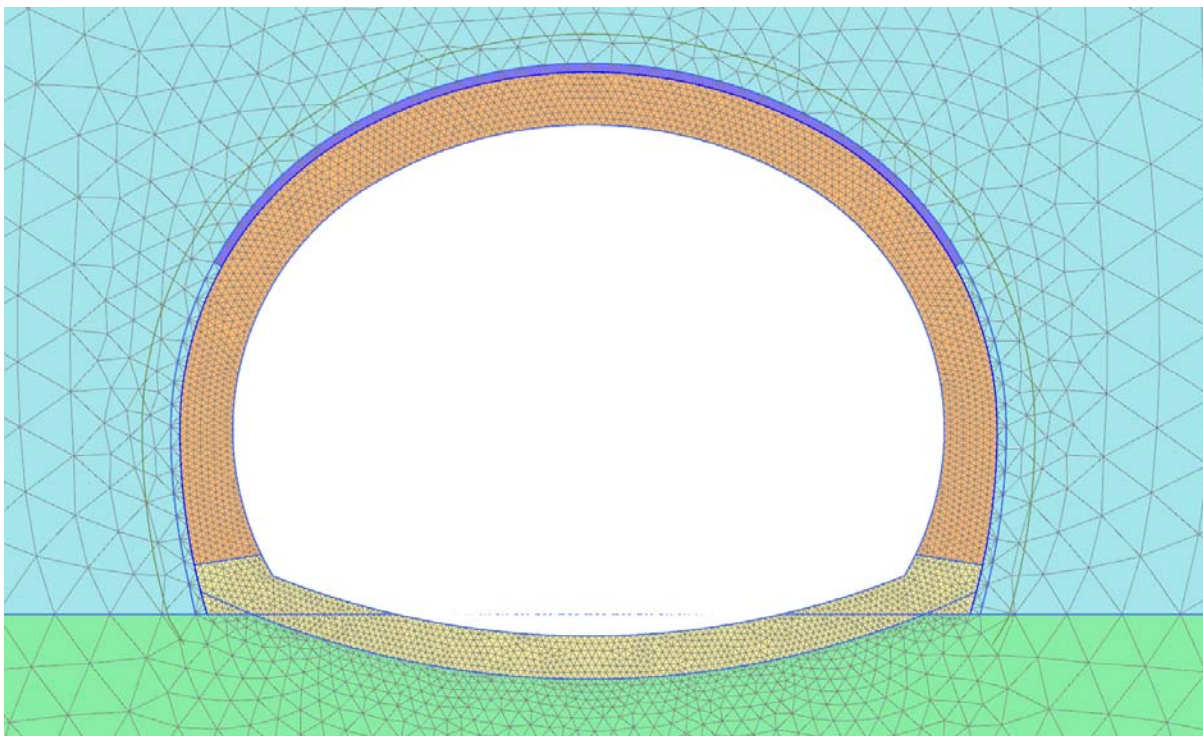


Figura 3-5 **Getto calotta (3 days) - arco rovescio e murette (28 days)**

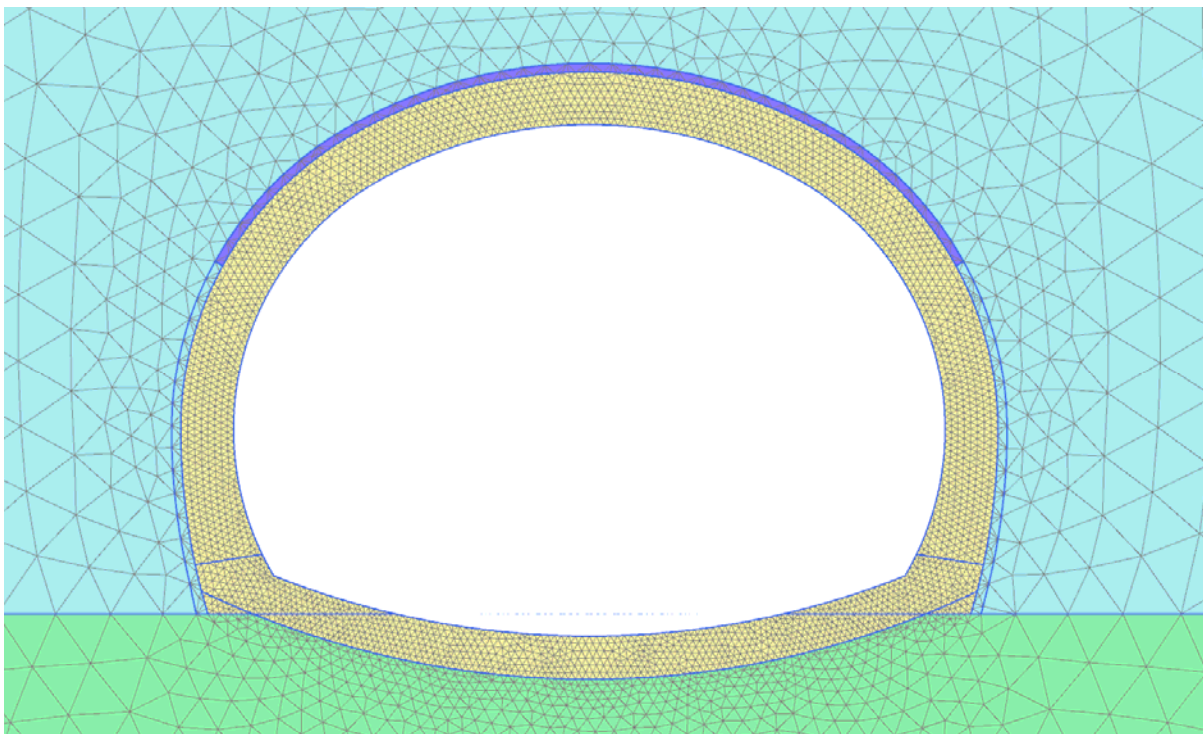


Figura 3-6 **Scarico 100% - calotta (28 days)**

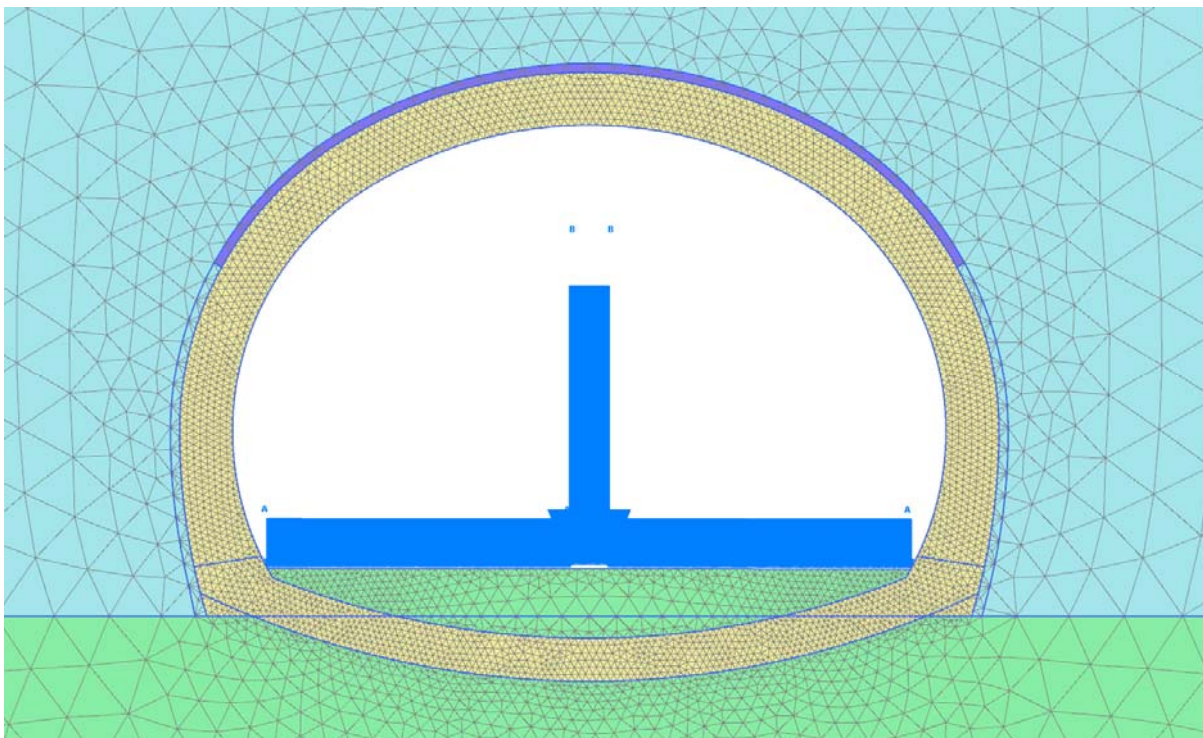


Figura 3-7 Posa pavimentazione e setto

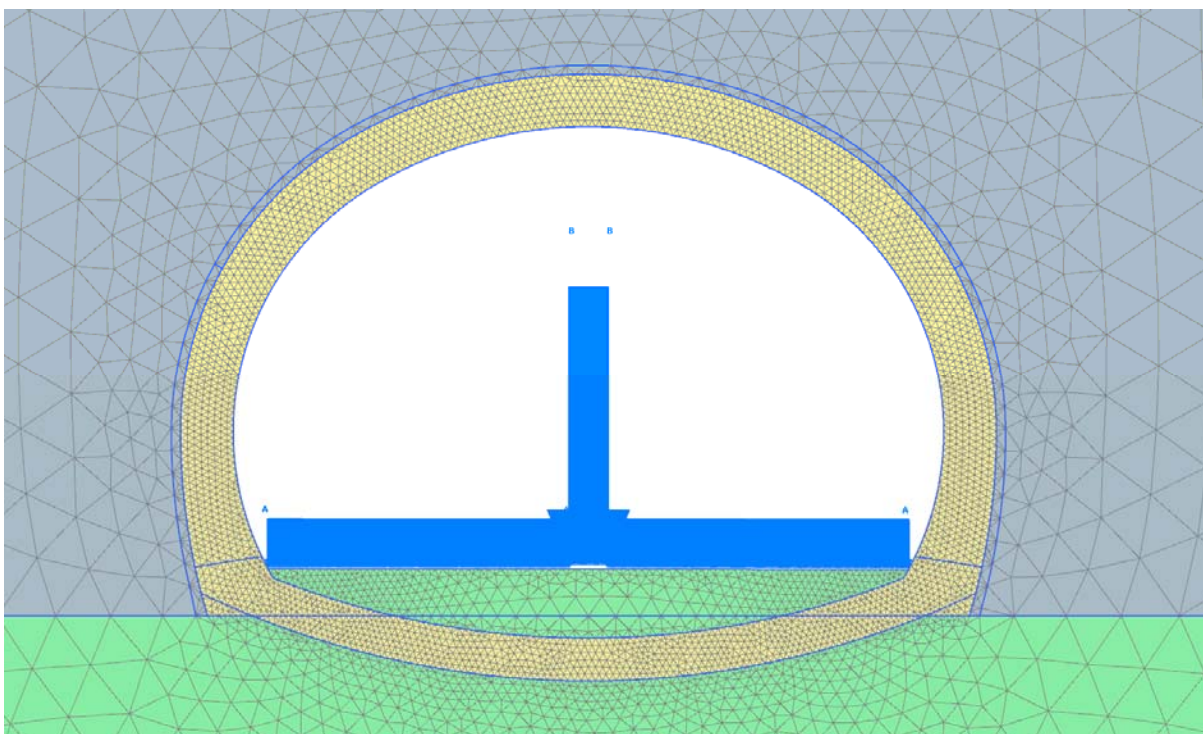


Figura 3-8 Configurazione finale (per la sola analisi numerica n.1)

3.3 FASI DELL'ANALISI – PRINCIPALI RISULTATI

3.3.1 Configurazione iniziale

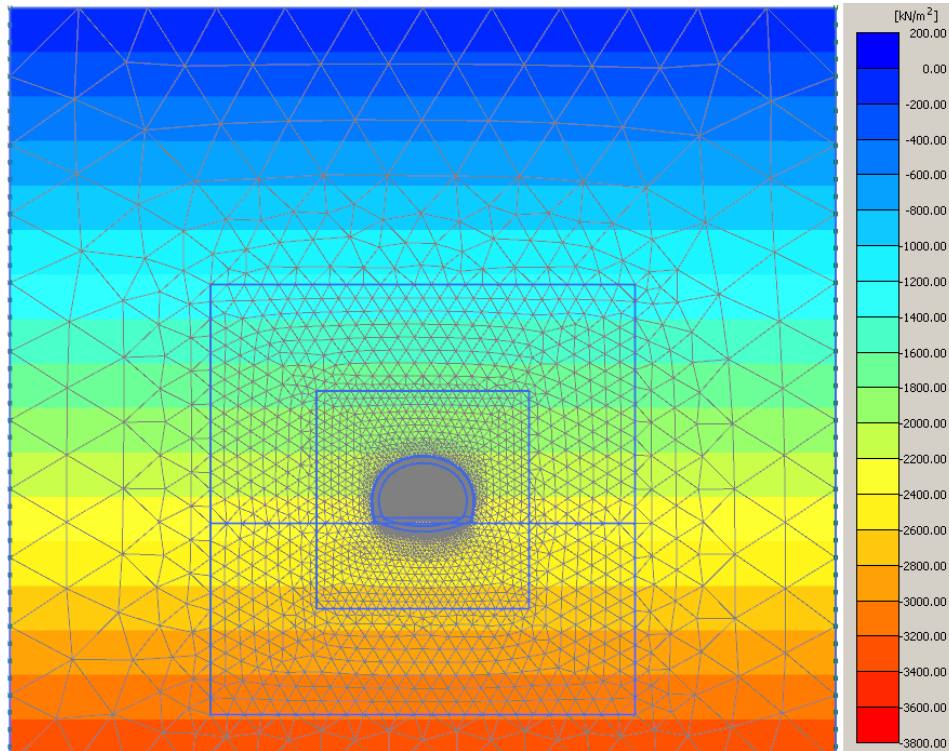


Figura 3-9 stato di sforzo geostatico - σ'_y (legenda kN/m^2)

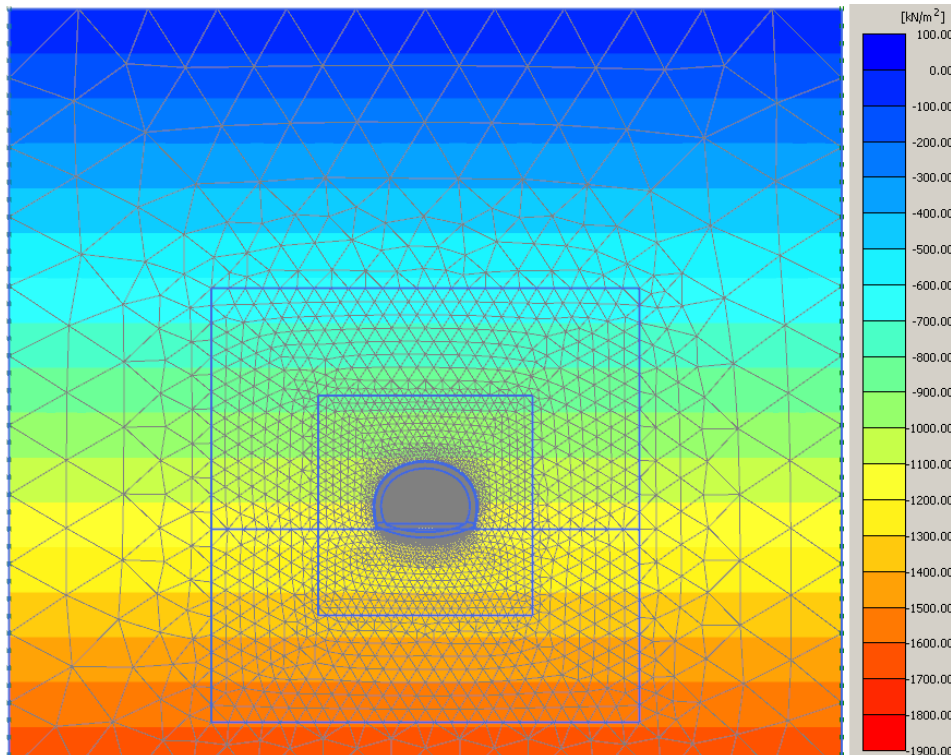


Figura 3-10 stato di sforzo geostatico - σ'_x (legenda kN/m^2)

3.3.2 Avvicinamento del fronte

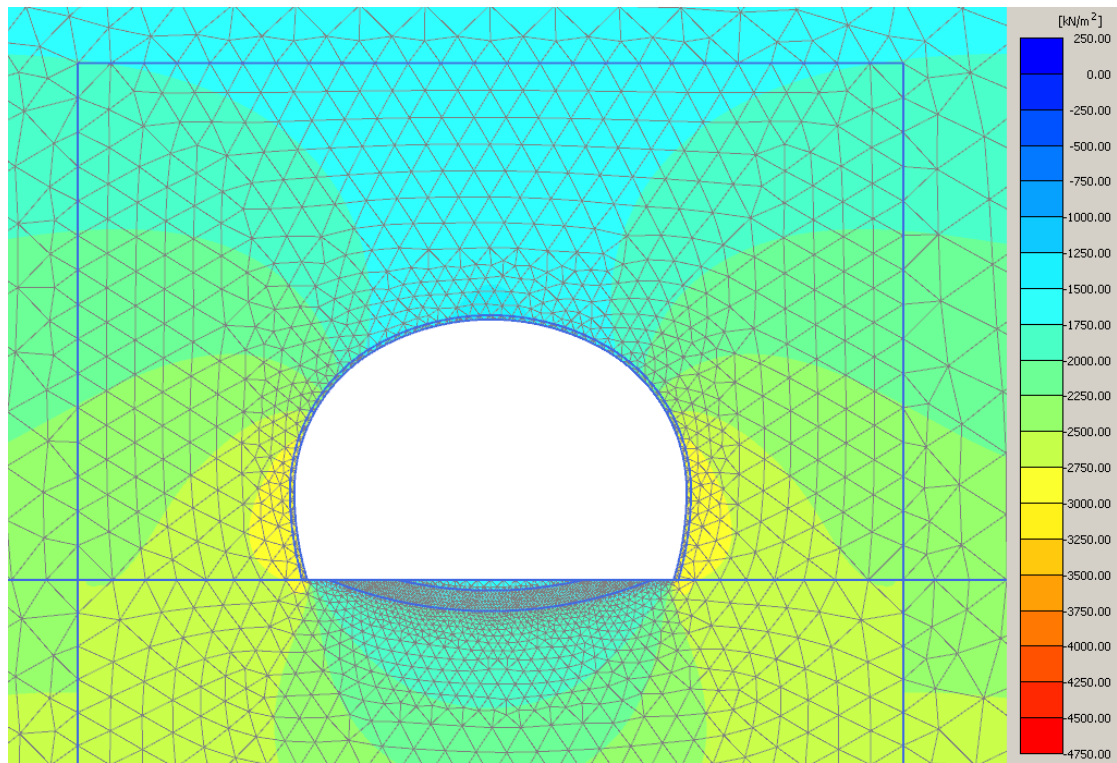


Figura 3-11 avvicinamento fronte - σ'_y (legenda kN/m²)

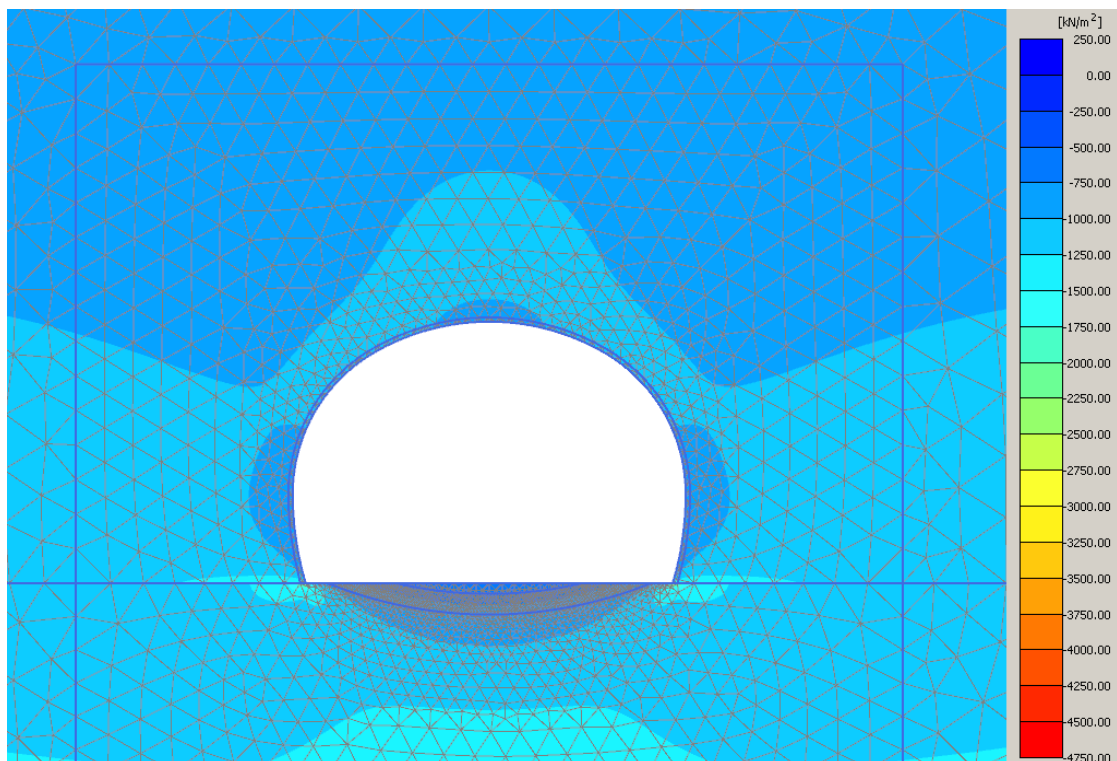


Figura 3-12 avvicinamento fronte - σ'_x (legenda kN/m²)

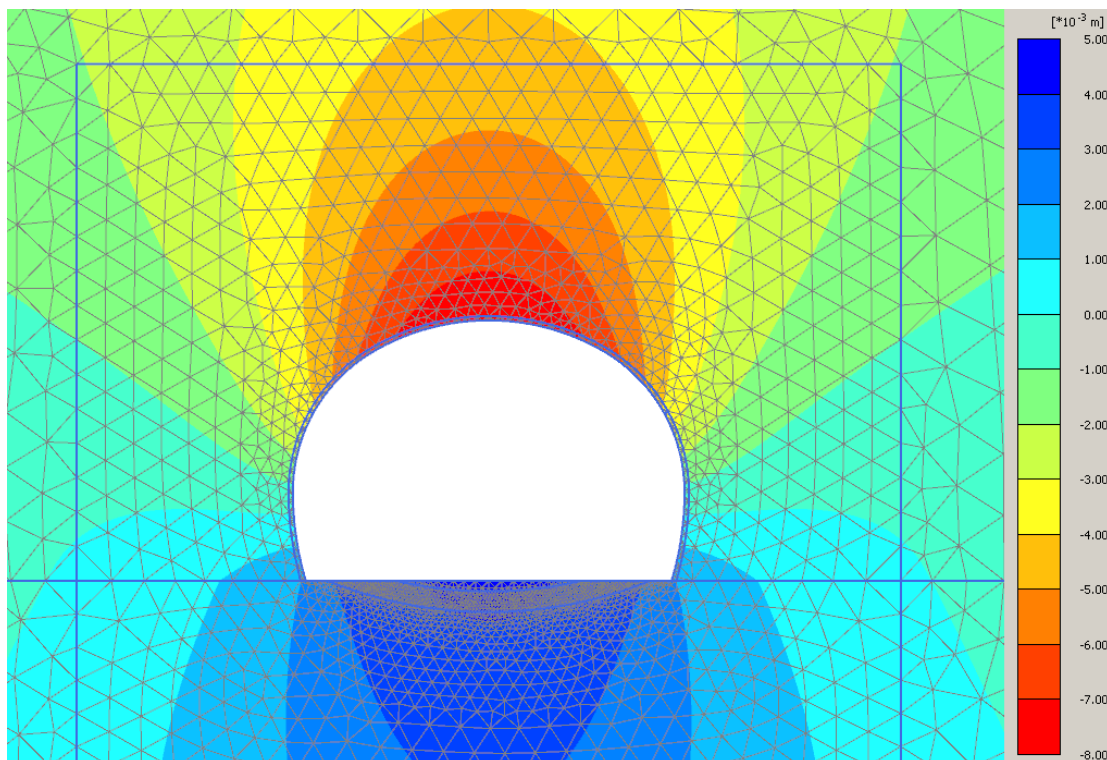


Figura 3-13 avvicinamento fronte - u_y (legenda 10^{-3} m)

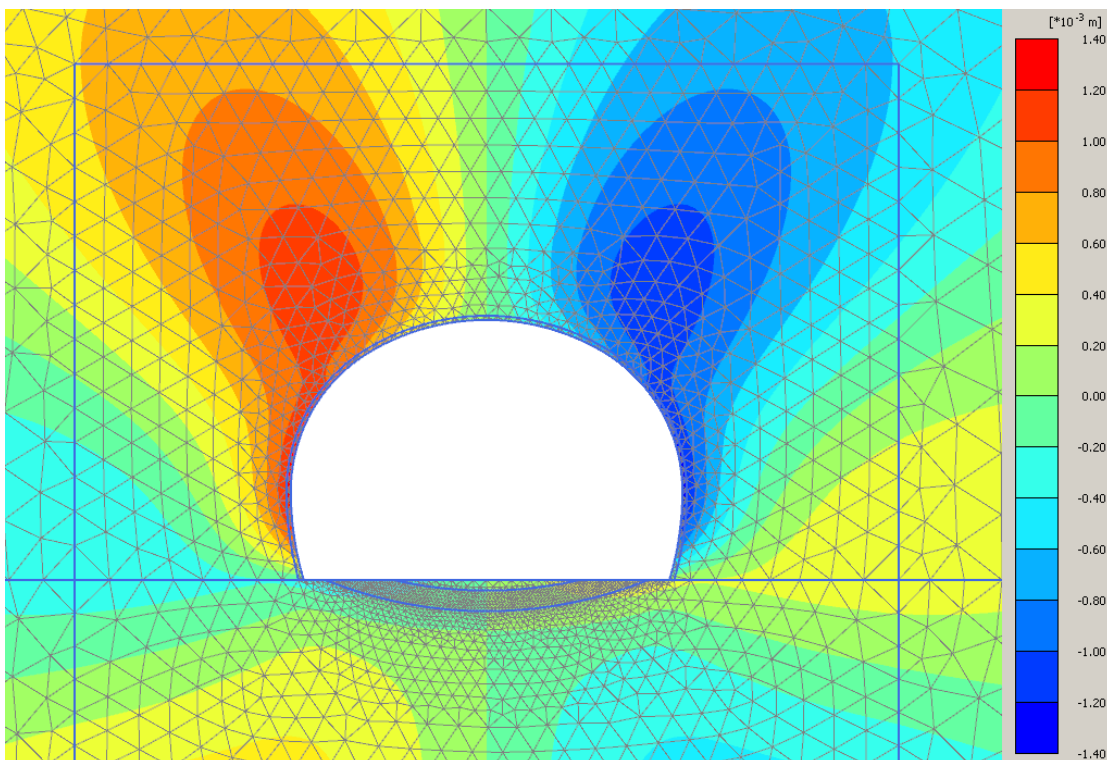


Figura 3-14 avvicinamento fronte - u_x (legenda 10^{-3} m)

3.3.3 Installazione rivestimento di prima fase (1day)

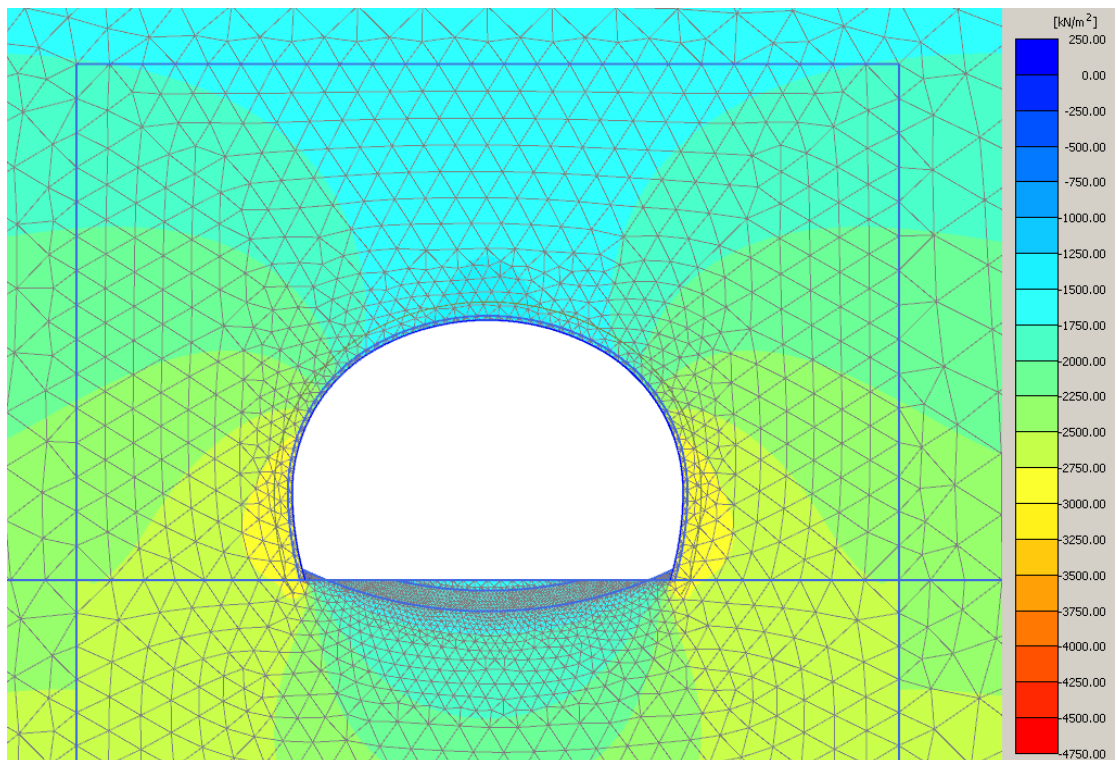


Figura 3-15 installazione rivestimento di prima fase - σ_y (legenda kN/m^2)

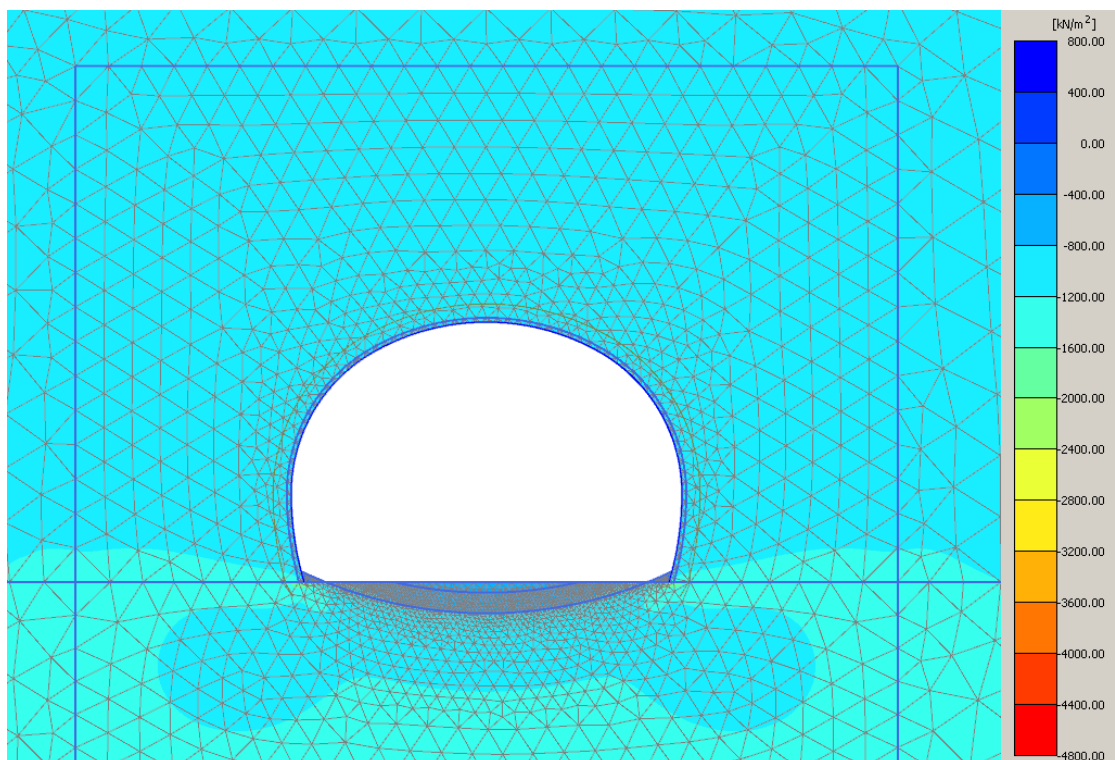


Figura 3-16 installazione rivestimento di prima fase - σ_x (legenda kN/m^2)

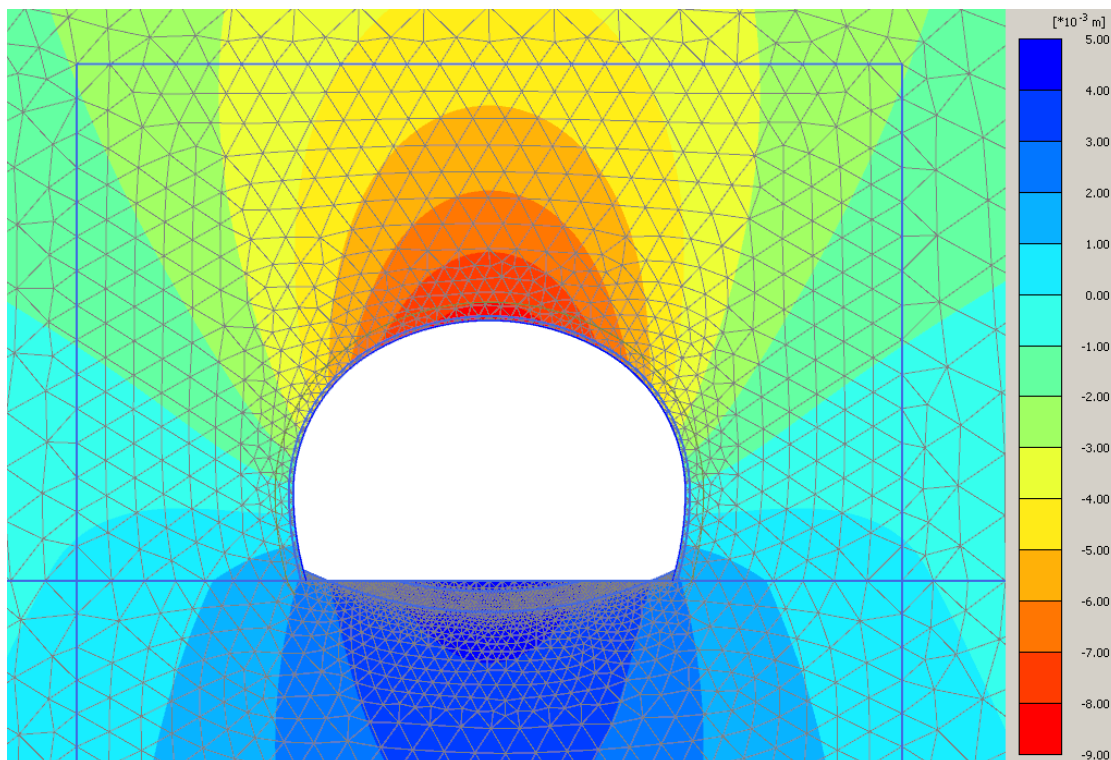


Figura 3-17 installazione rivestimento di prima fase - u_y (legenda 10^{-3} m)

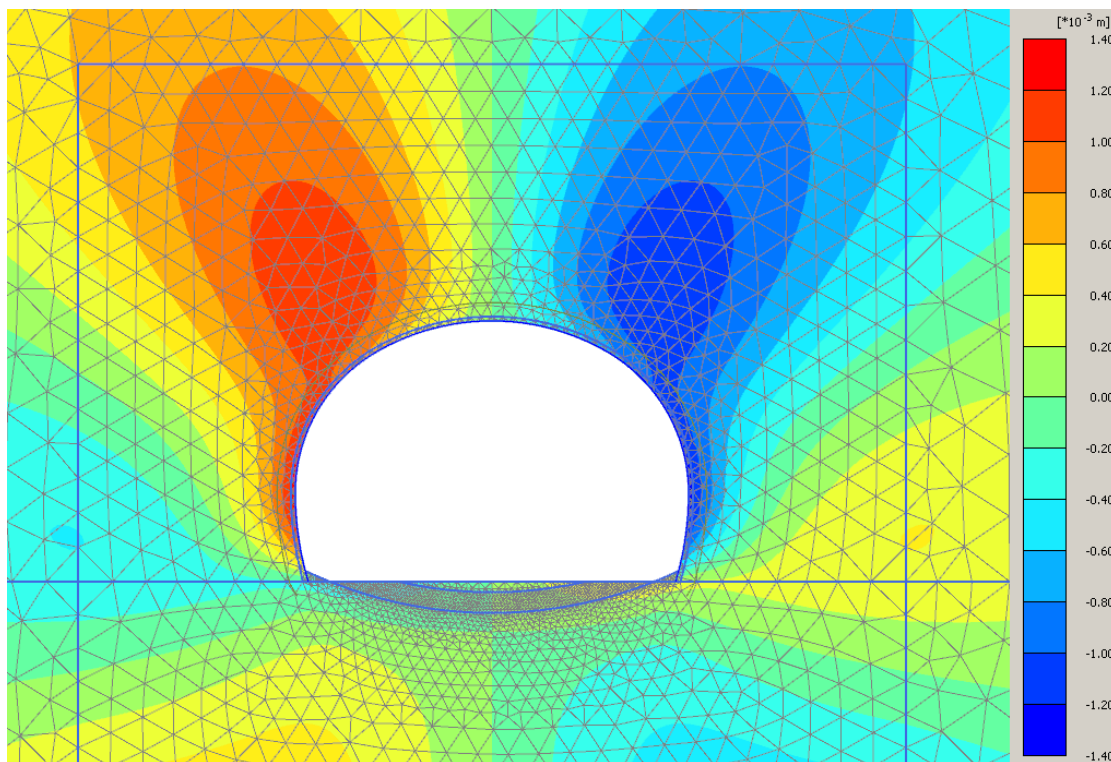


Figura 3-18 installazione rivestimento di prima fase - u_x (legenda 10^{-3} m)

3.3.4 Getto arco rovescio e murette

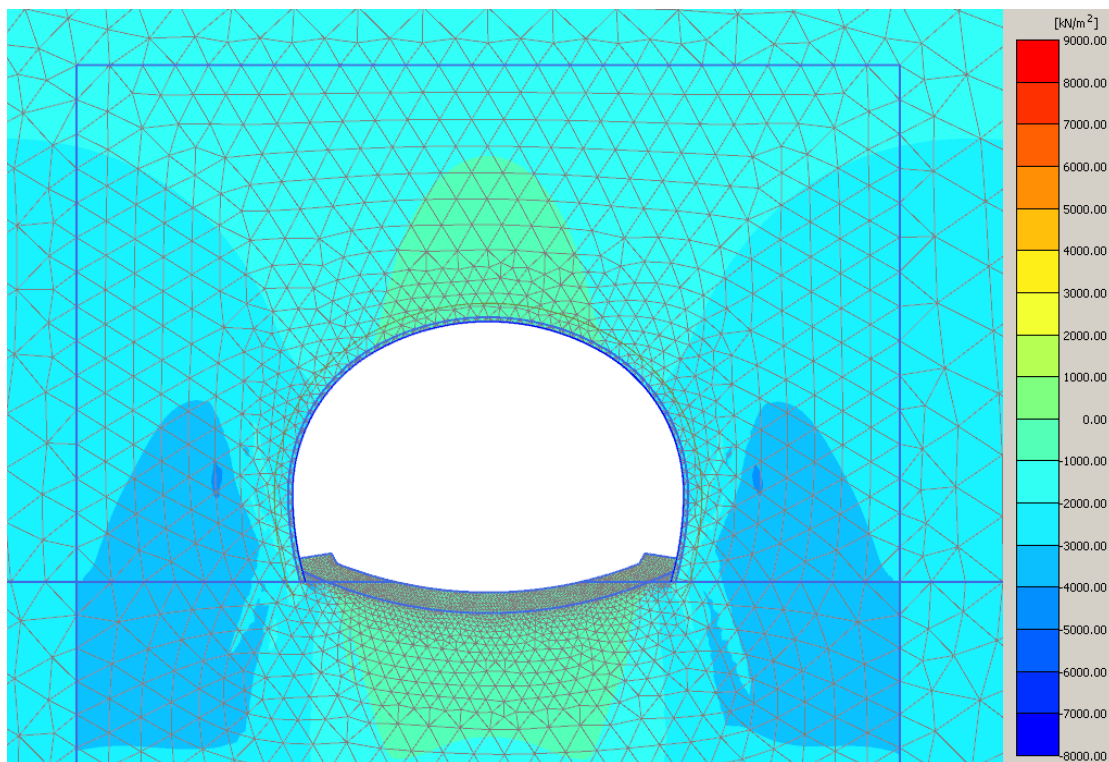


Figura 3-19 getto arco rovescio e murette - σ'_y (legenda 10^3 kN/m²)

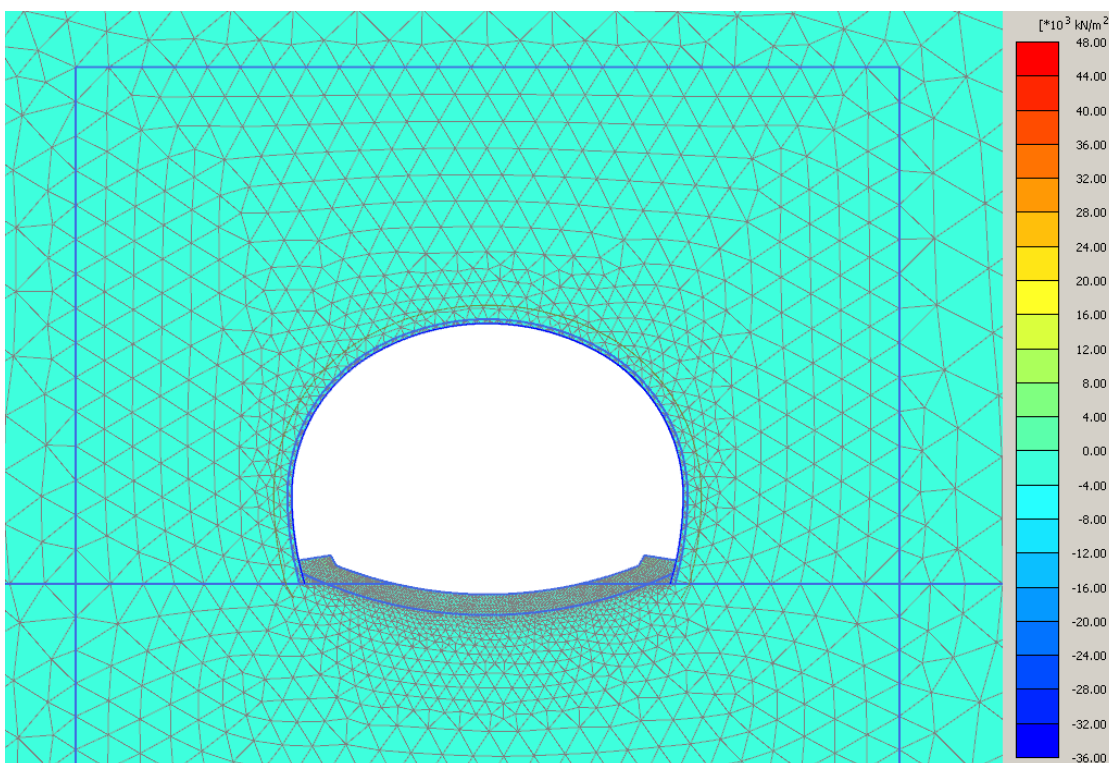


Figura 3-20 getto arco rovescio e murette - σ'_x (legenda 10^3 kN/m²)

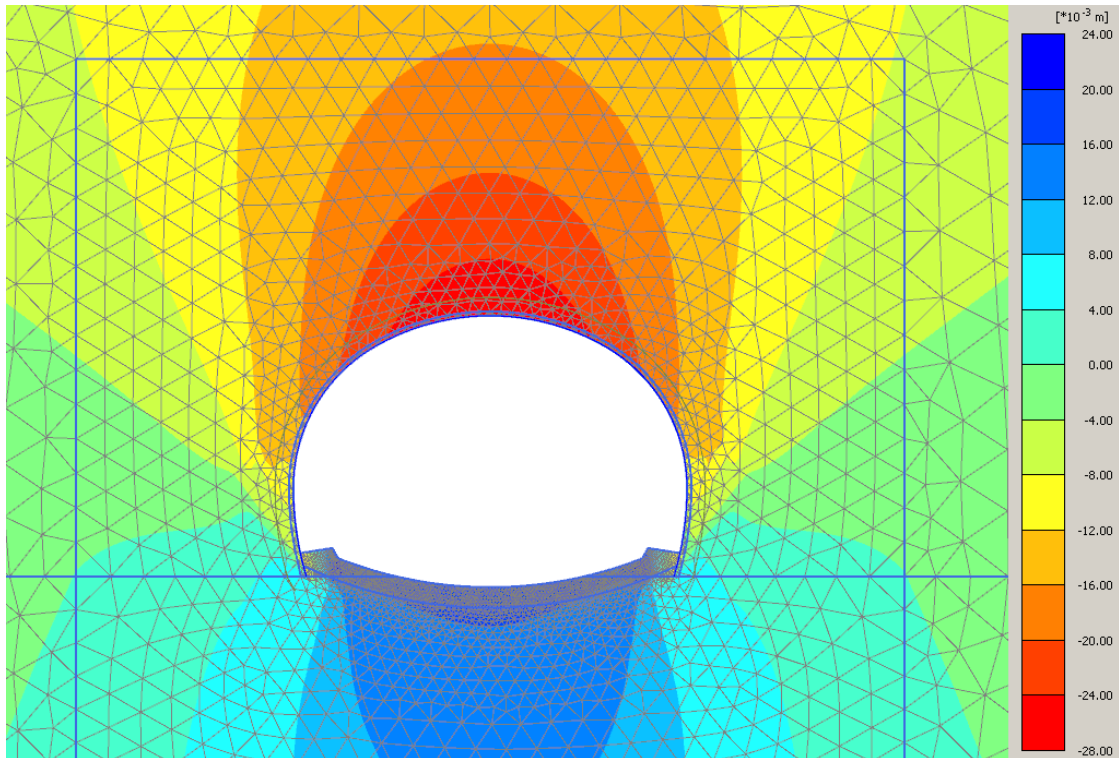


Figura 3-21 getto arco rovescio e murette - u_y (legenda 10^{-3} m)

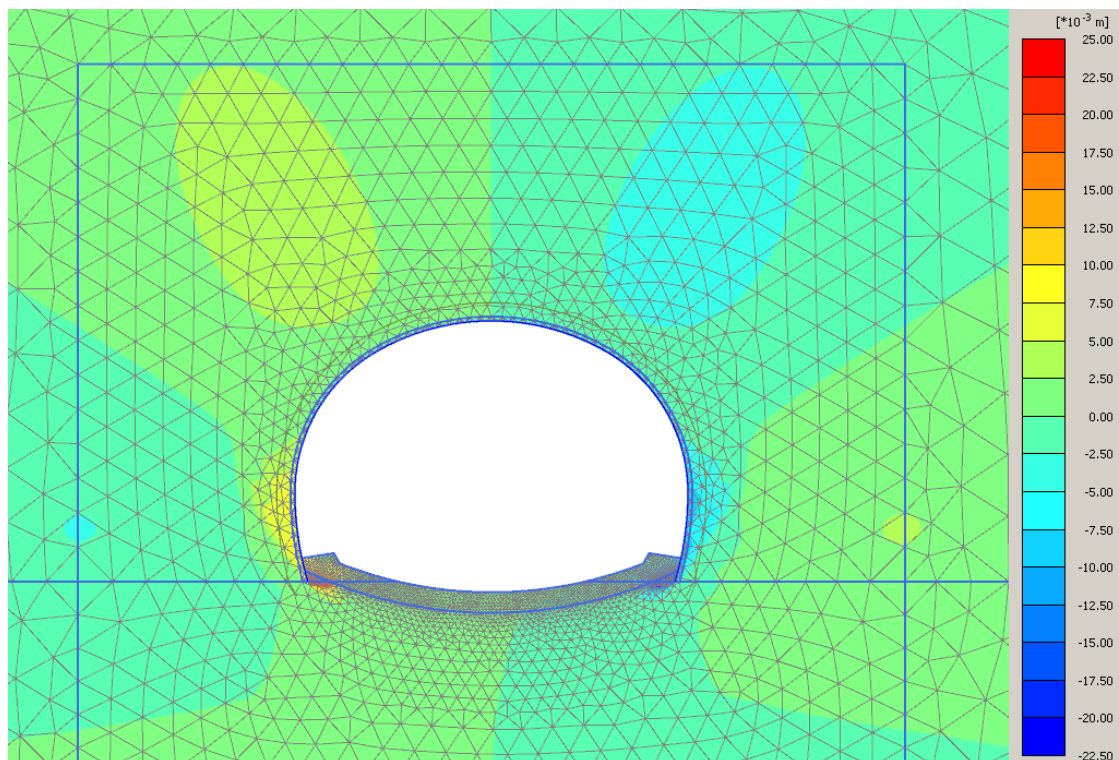


Figura 3-22 getto arco rovescio e murette - u_x (legenda 10^{-3} m)

3.3.5 Getto calotta

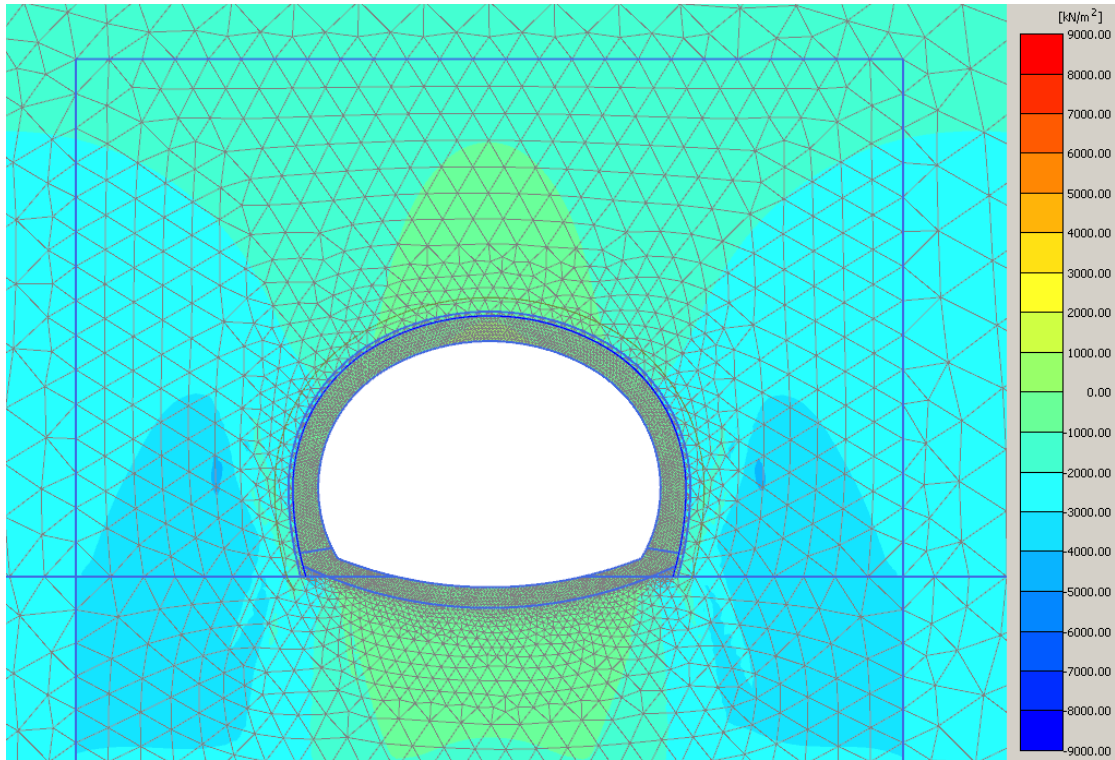


Figura 3-23 getto calotta - σ'_y (legenda 10^3 kN/m^2)

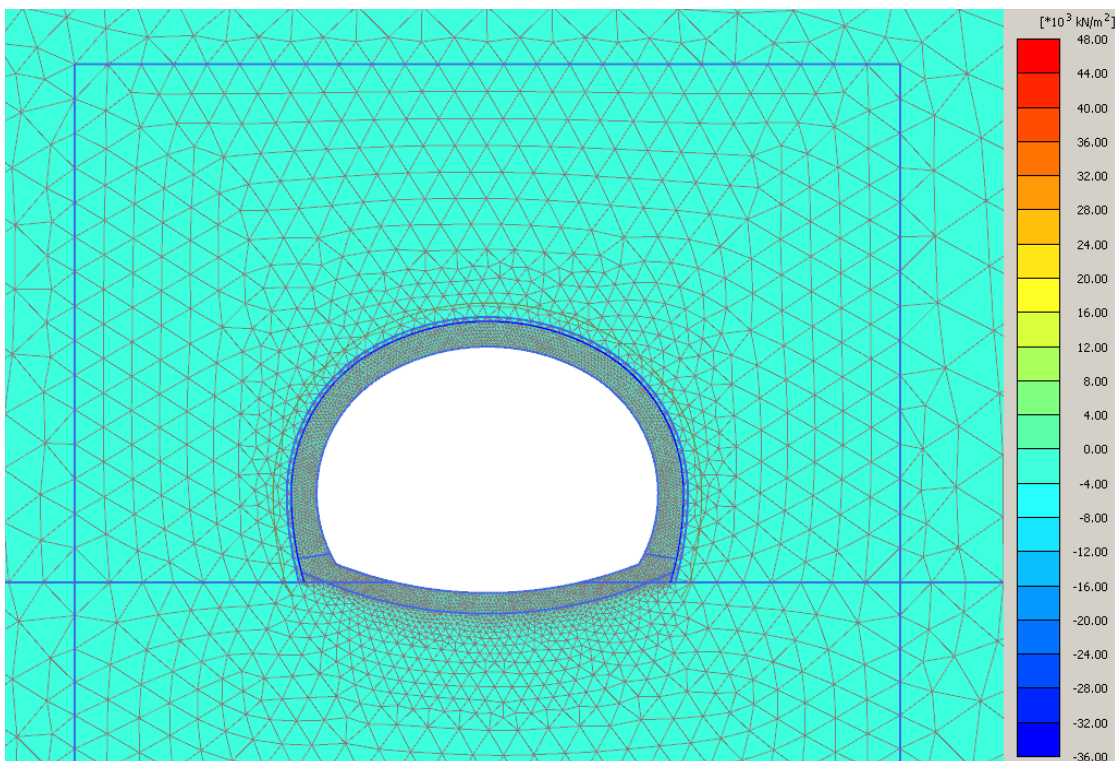


Figura 3-24 getto calotta - σ'_x (legenda 10^3 kN/m^2)

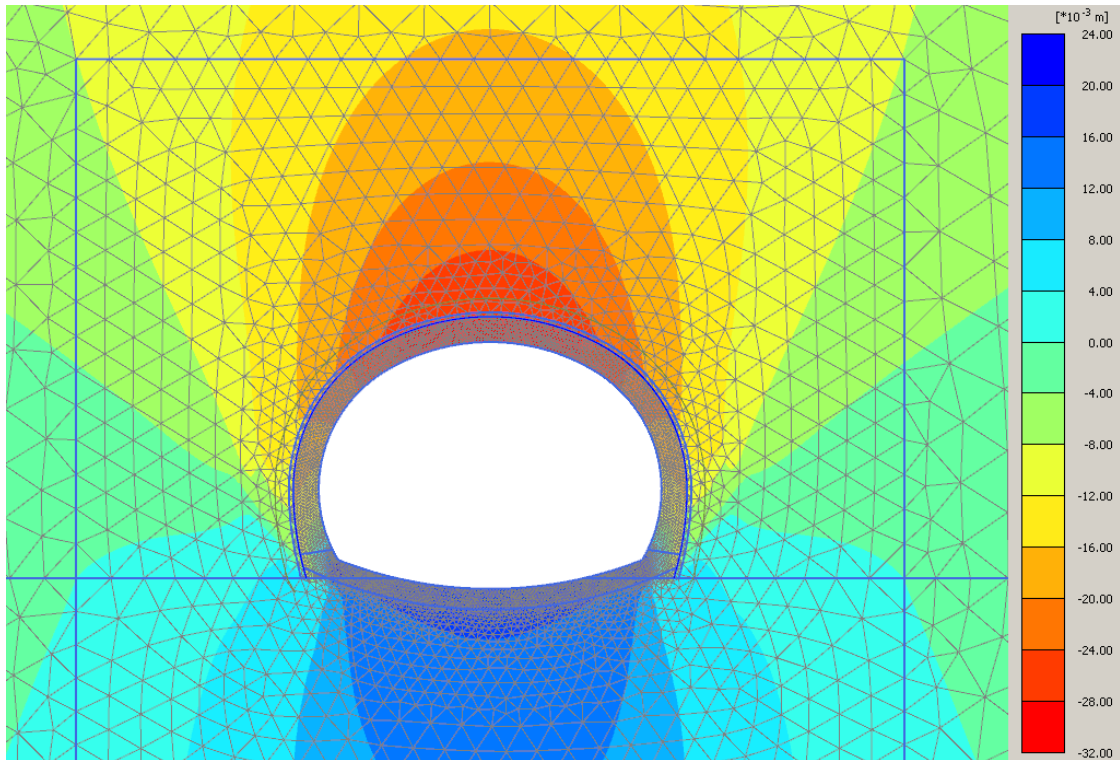


Figura 3-25 getto calotta - u_y (legenda 10^{-3} m)

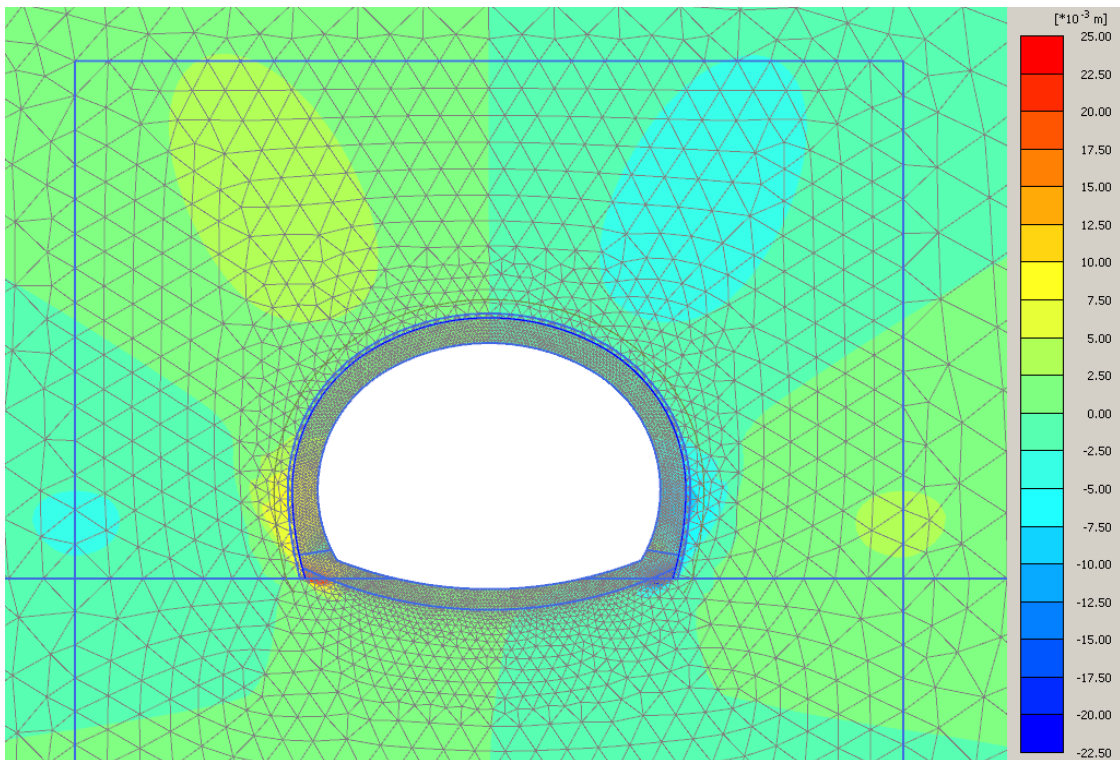


Figura 3-26 getto calotta - u_x (legenda 10^{-3} m)

3.3.6 Completamento scarico

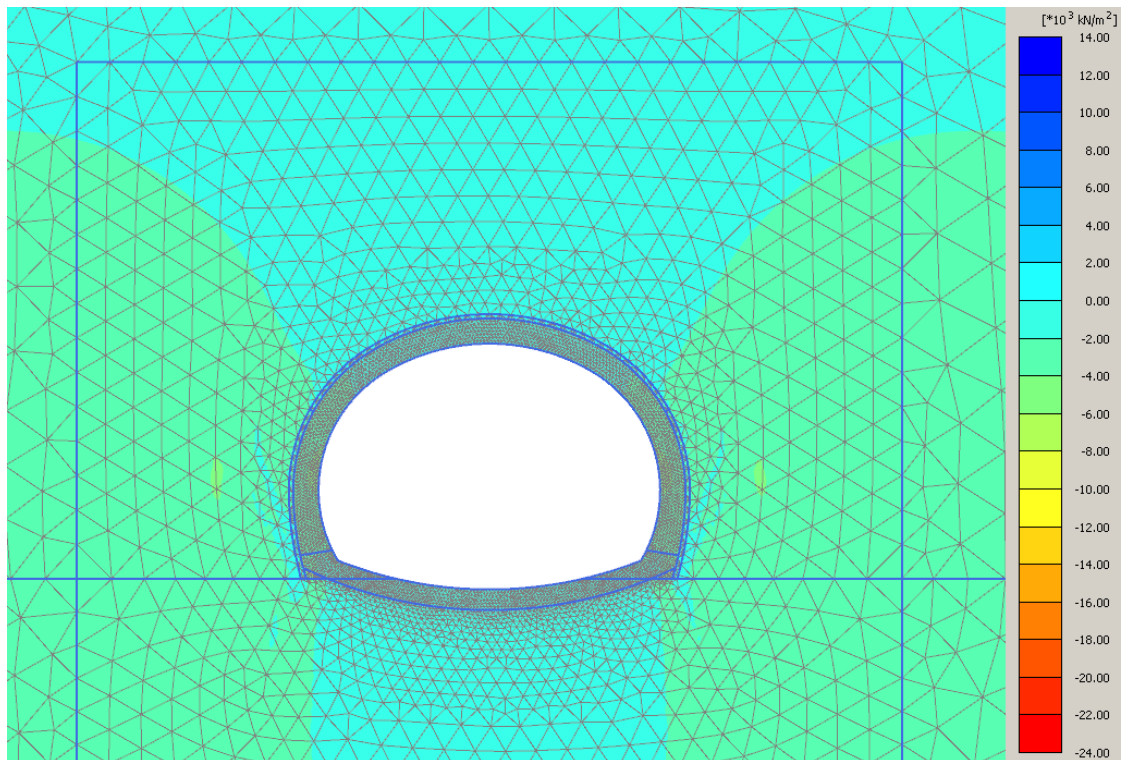


Figura 3-27 completamento scarico - σ'_y (legenda 10^3 kN/m²)

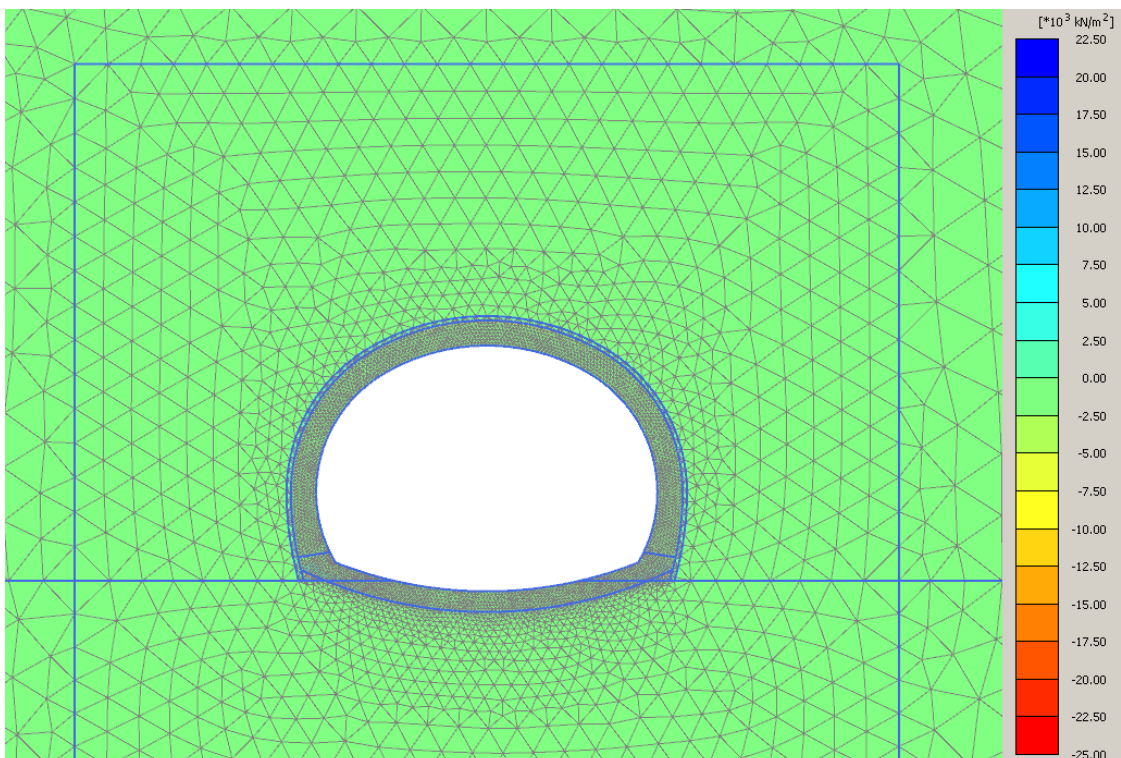


Figura 3-28 completamento scarico - σ'_x (legenda 10^3 kN/m²)

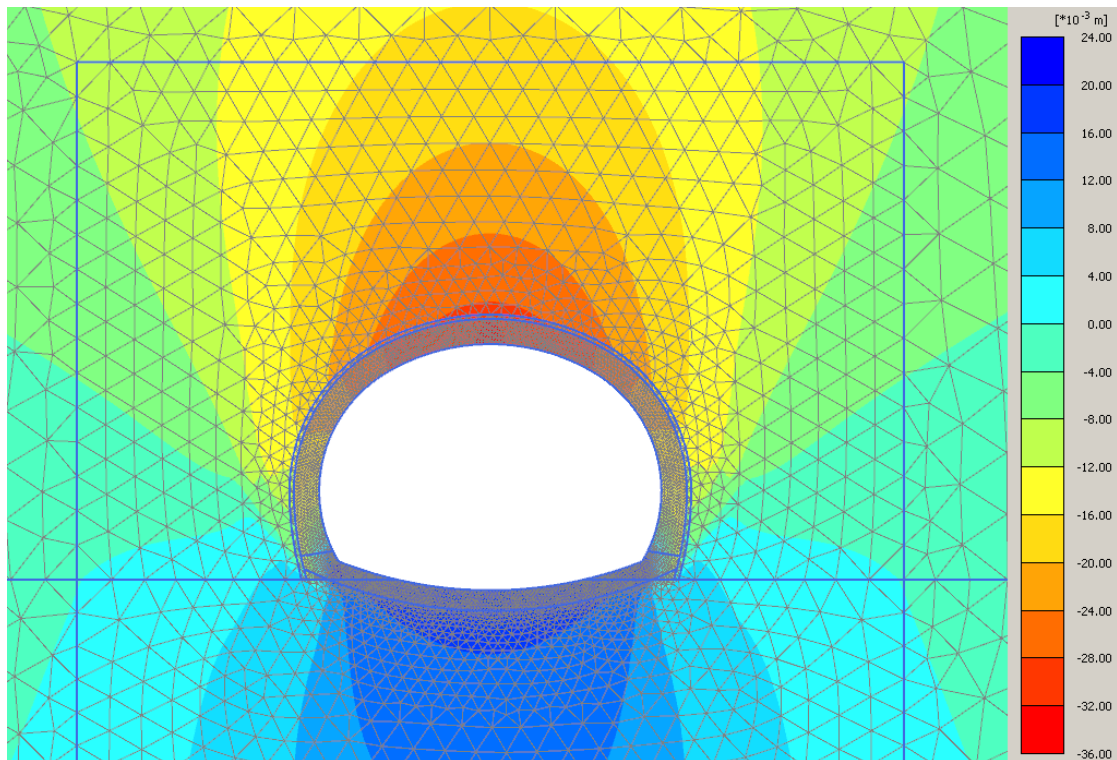


Figura 3-29 completamento scarico - u_y (legenda 10^{-3} m)

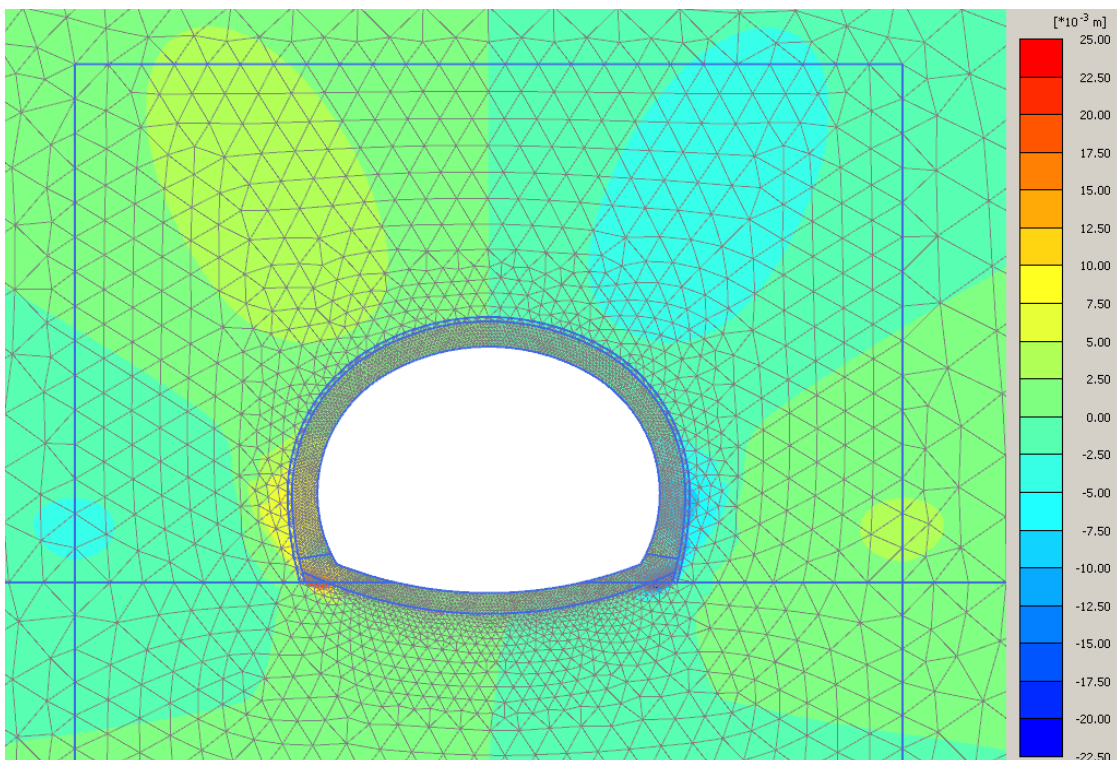


Figura 3-30 completamento scarico - u_x (legenda 10^{-3} m)

3.3.7 Attivazione pavimentazione e setto

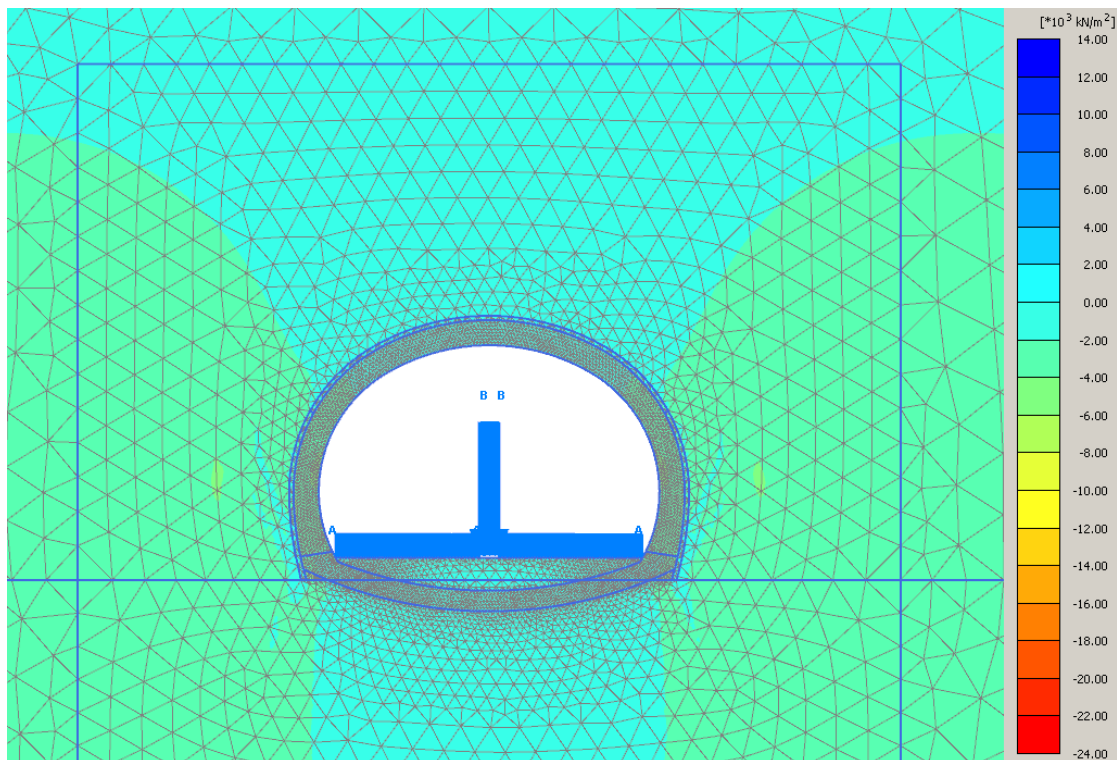


Figura 3-31 attivazione pavimentazione e setto - σ_y (legenda 10^3 kN/m^2)

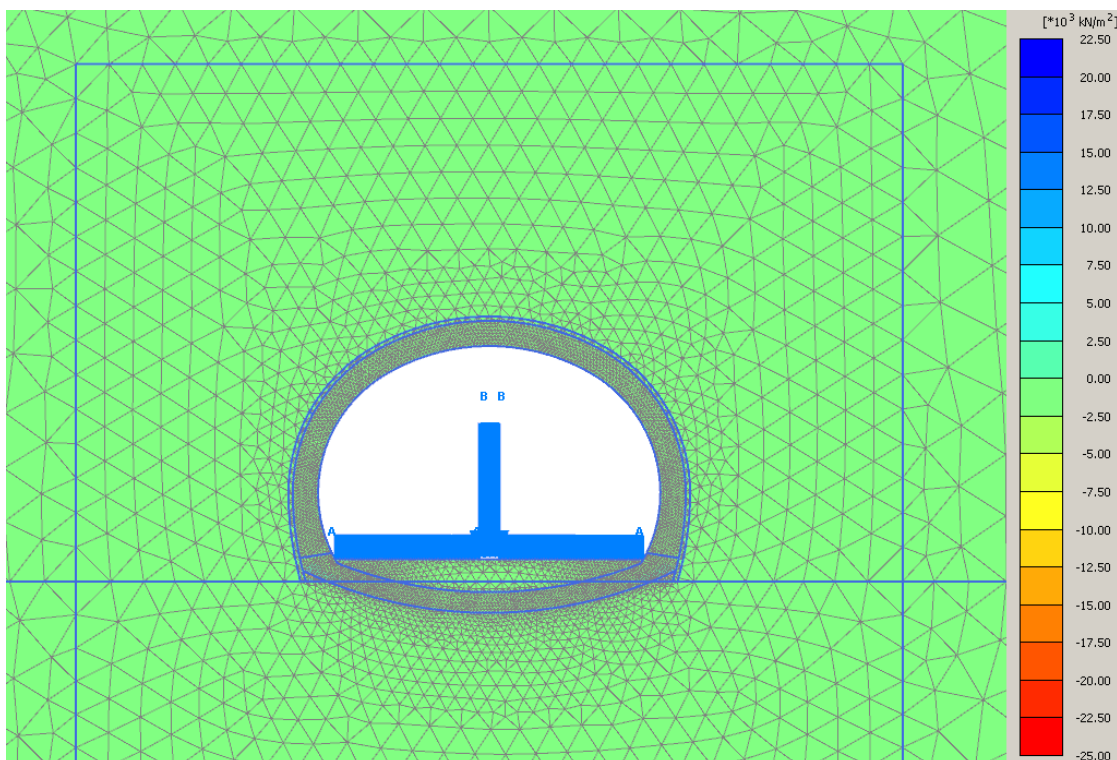


Figura 3-32 attivazione pavimentazione e setto - σ_x (legenda 10^3 kN/m^2)

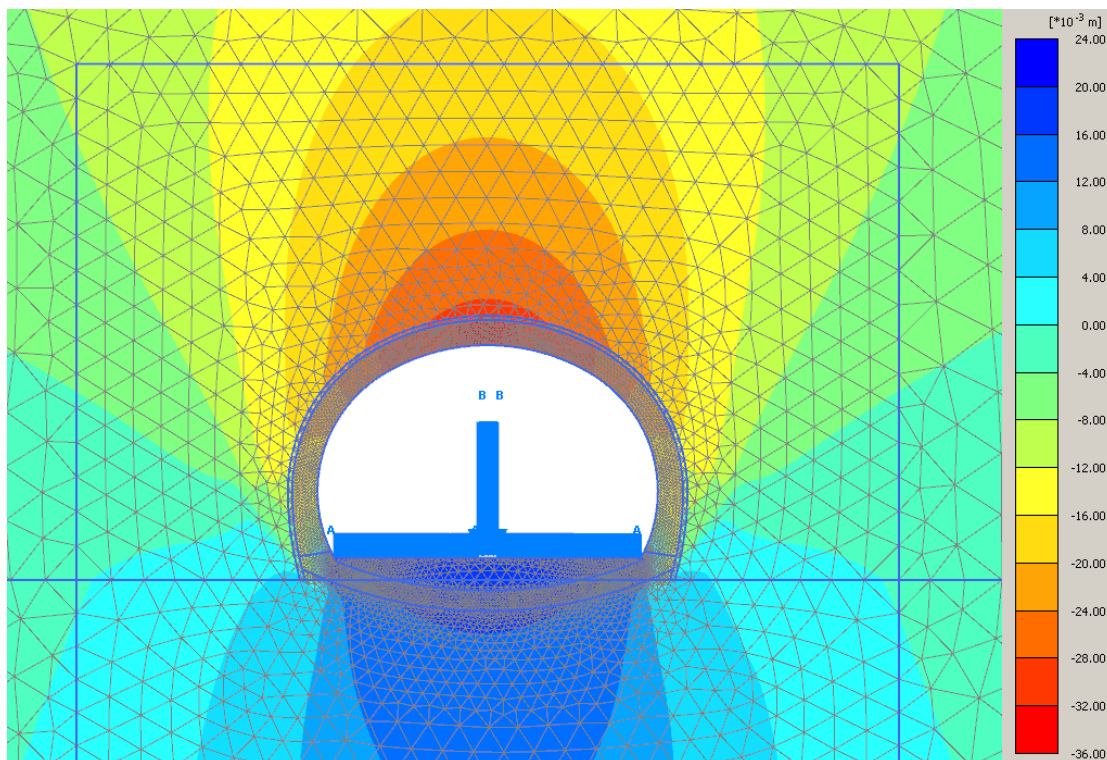


Figura 3-33 attivazione pavimentazione e setto - u_y (legenda 10^{-3} m)

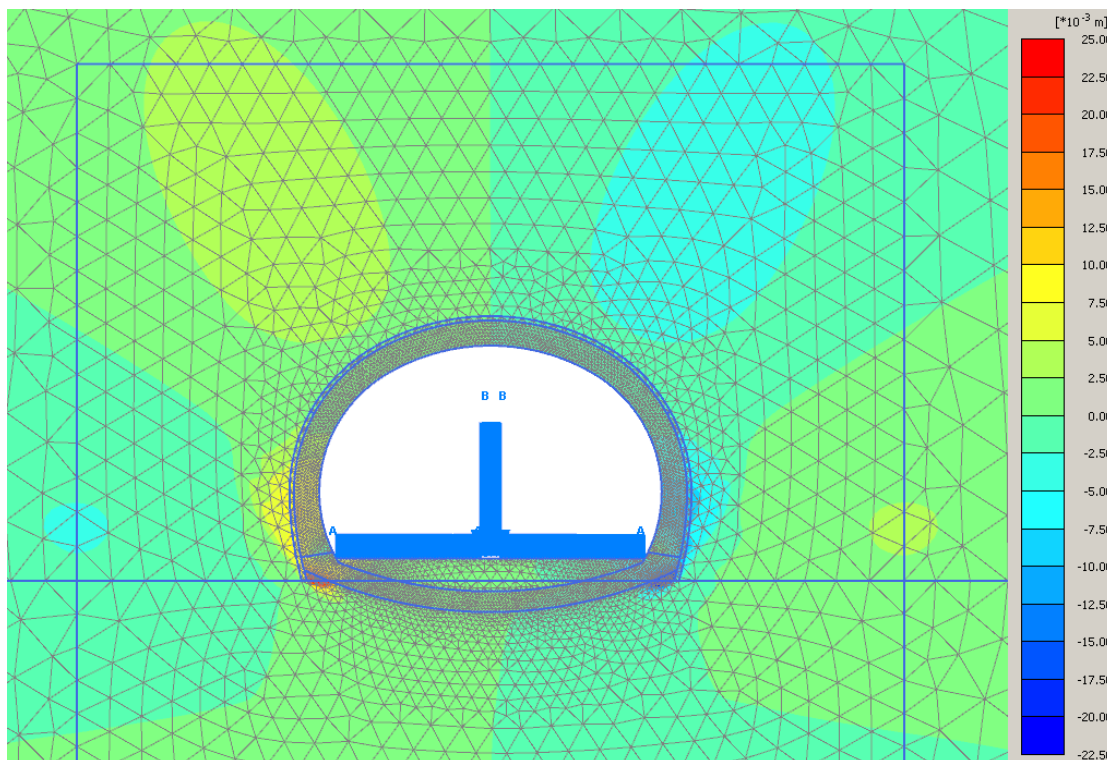


Figura 3-34 attivazione pavimentazione e setto - u_x (legenda 10^{-3} m)

3.3.8 Configurazione finale

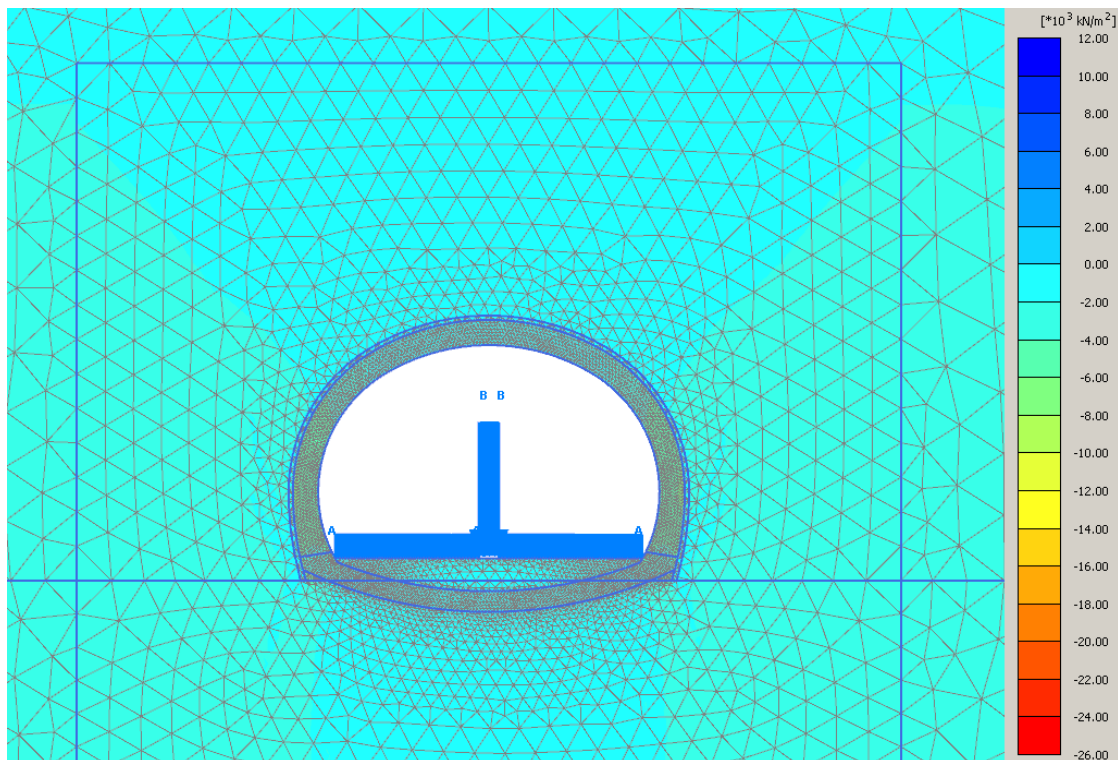


Figura 3-35 configurazione finale - σ'_y (legenda 10^3 kN/m²)

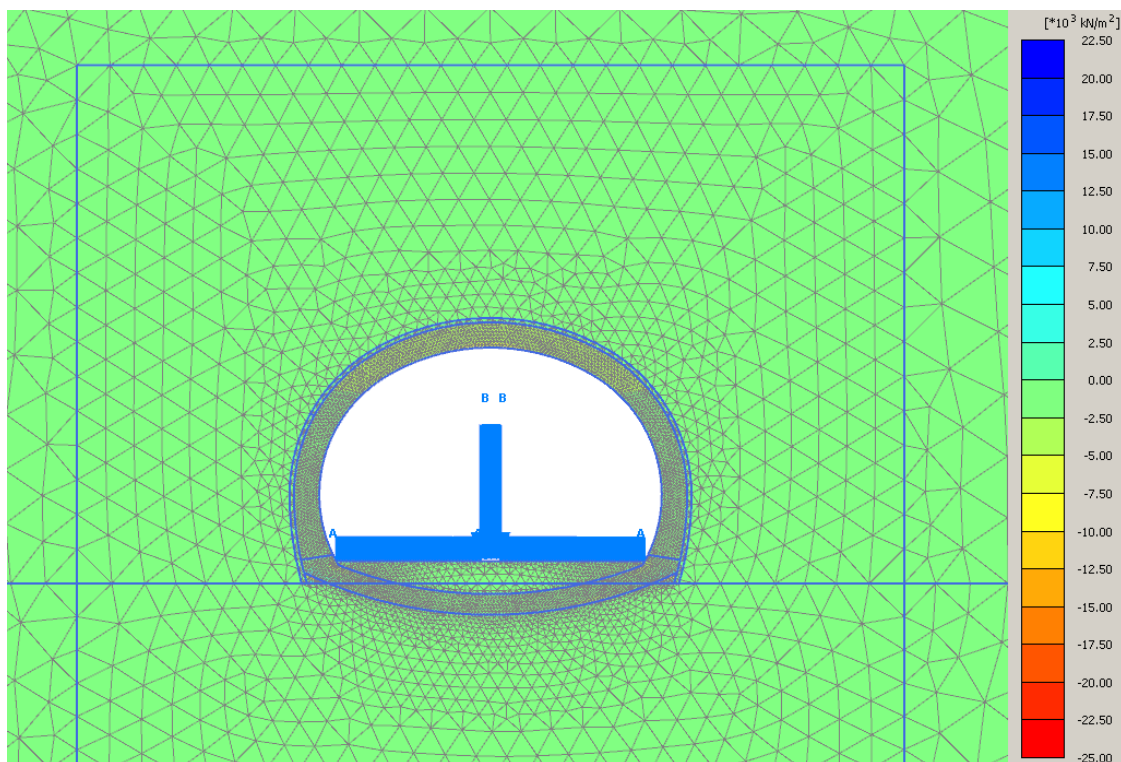


Figura 3-36 configurazione finale - σ'_x (legenda 10^3 kN/m²)

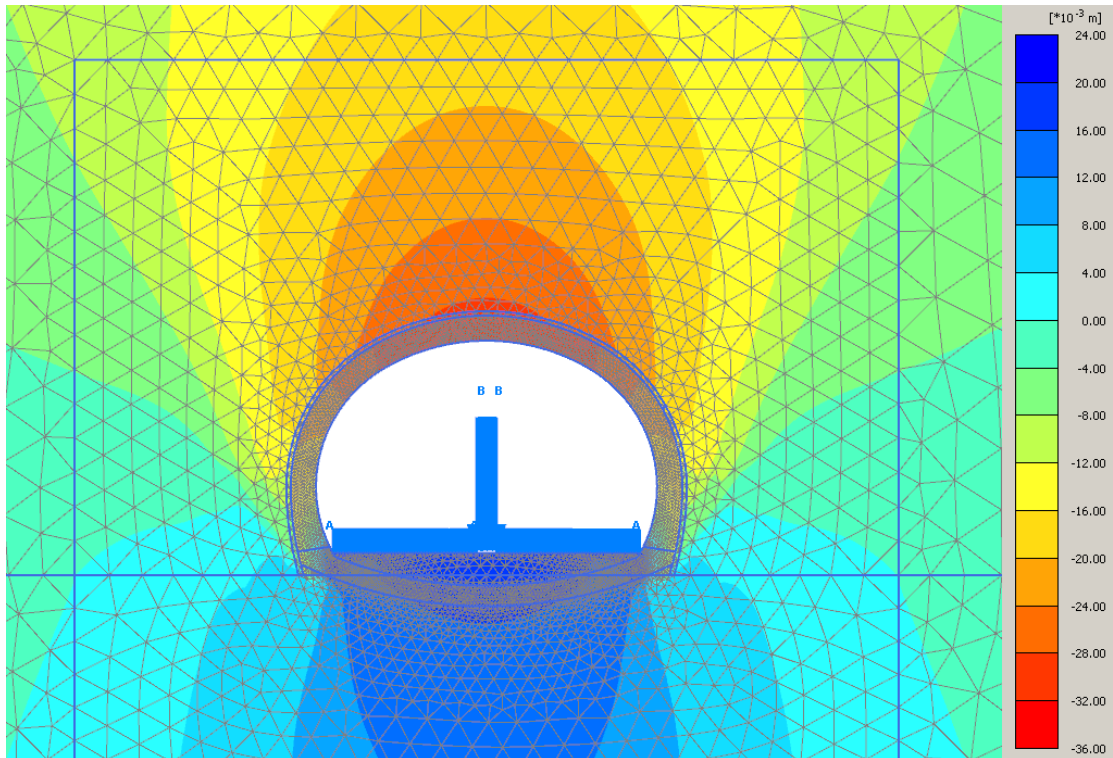


Figura 3-37 configurazione finale - u_y (legenda 10^{-3} m)

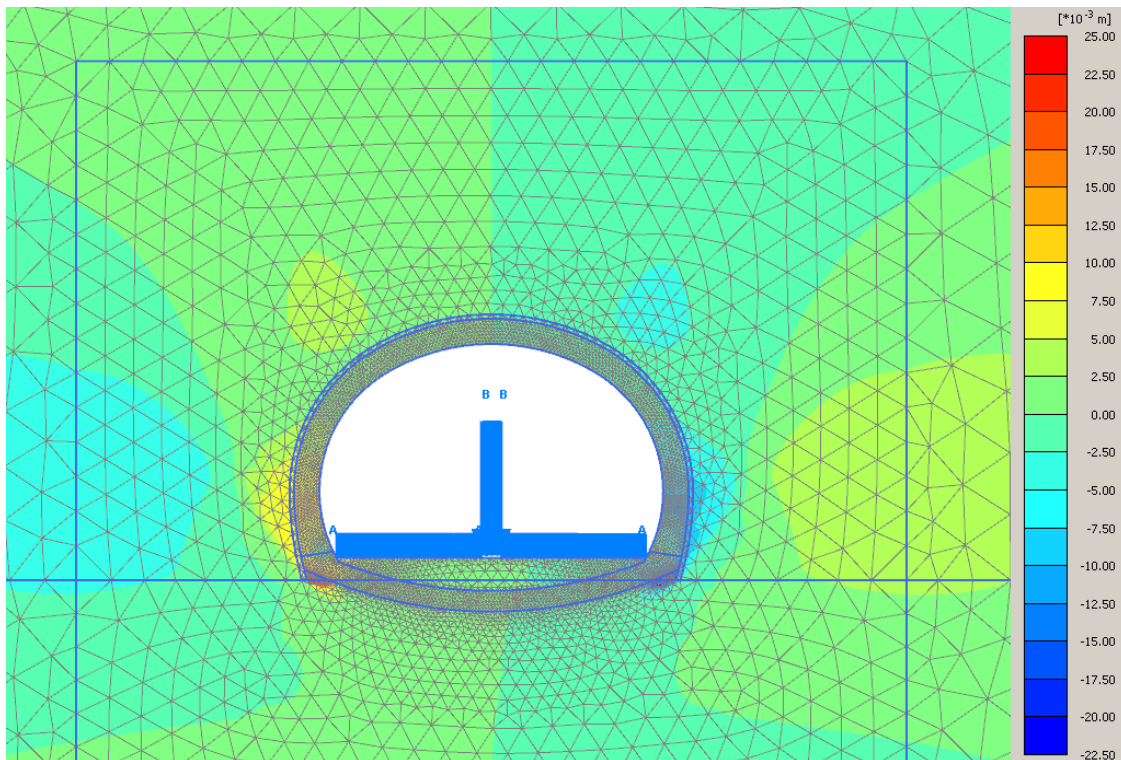


Figura 3-38 configurazione finale - u_x (legenda 10^{-3} m)

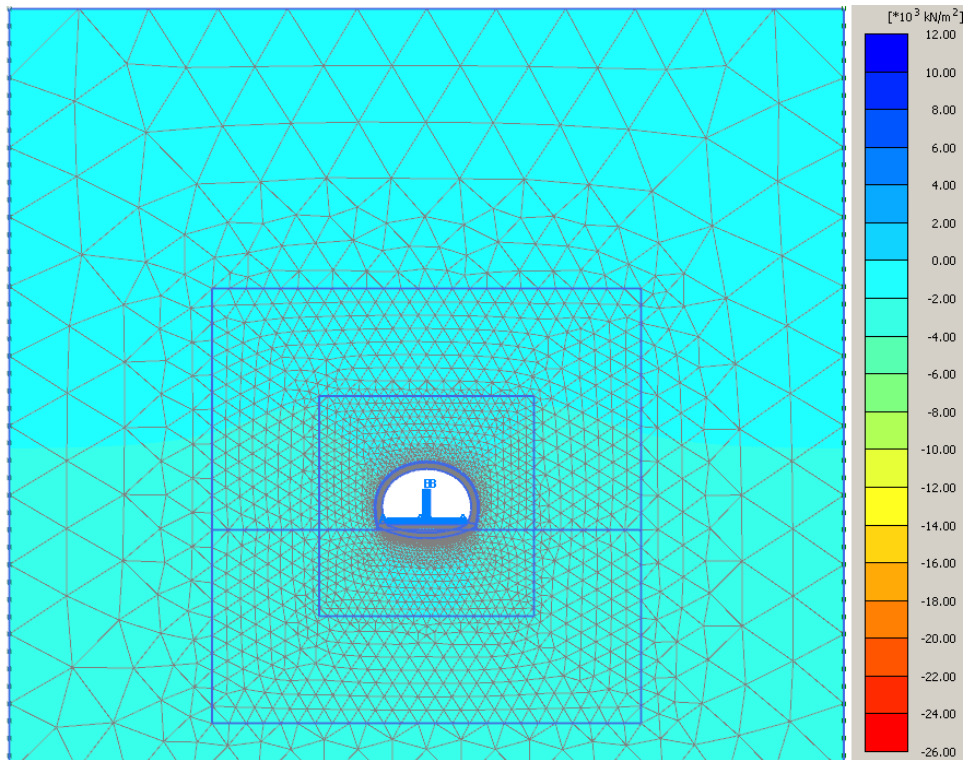


Figura 3-39 configurazione finale - σ_y (legenda 10^3 kN/m^2)

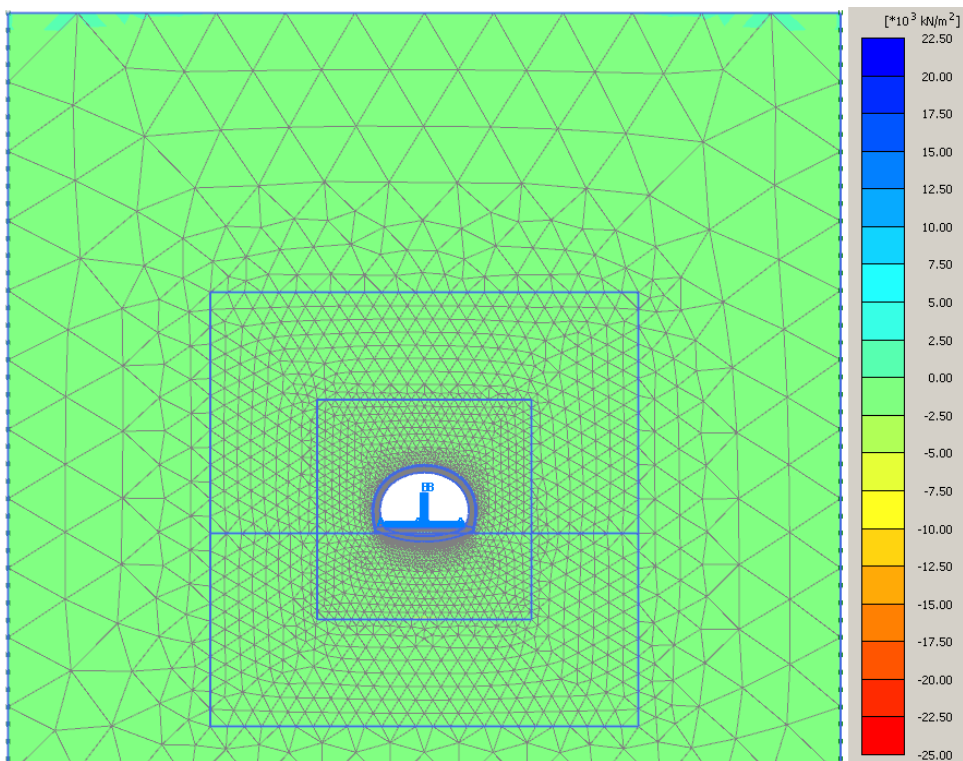


Figura 3-40 configurazione finale - σ_x (legenda 10^3 kN/m^2)

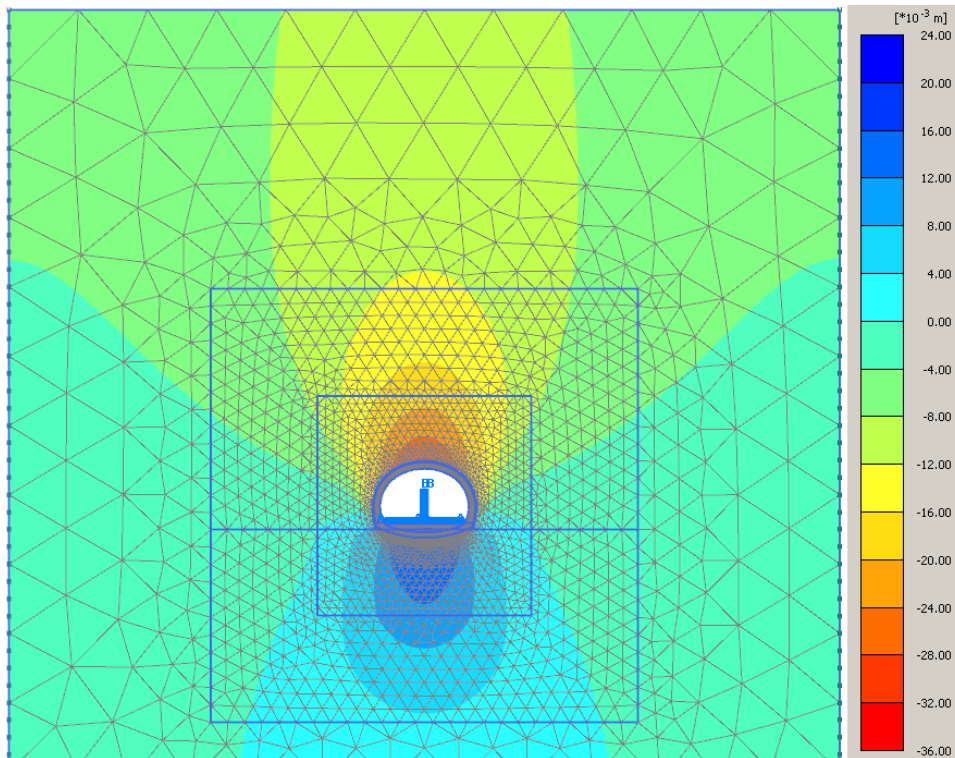


Figura 3-41 configurazione finale - u_y (legenda 10^{-3} m)

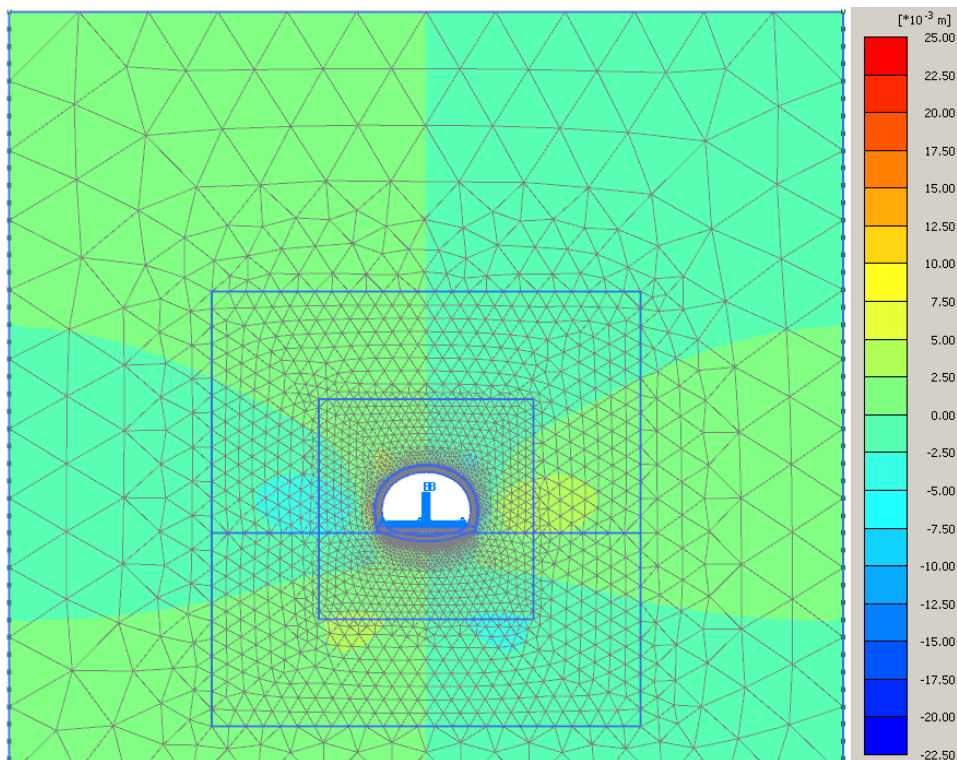


Figura 3-42 configurazione finale - u_x (legenda 10^{-3} m)

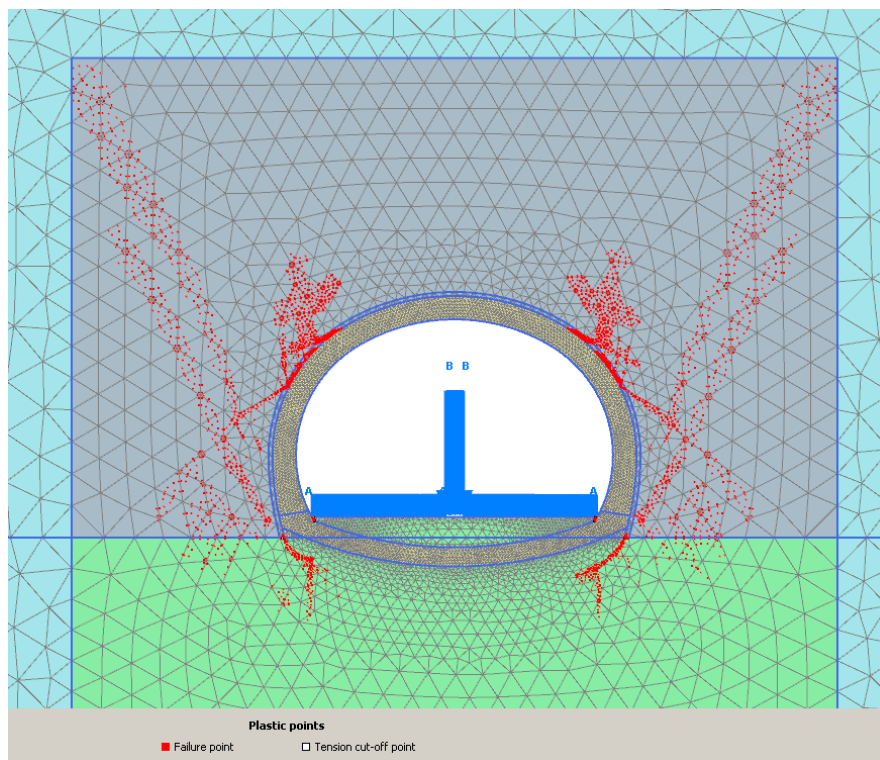


Figura 3-43 configurazione finale - zone plasticizzate

4 VERIFICHE STRUTTURALI

4.1 CRITERI DI CALCOLO

Le verifiche vengono effettuate in accordo a quanto riportato nelle linee guida e nelle NCT 2008.

4.2 RIVESTIMENTO DI PRIMA FASE

In accordo a quanto riportato nelle linee guida e nelle NCT 2008 le verifiche di resistenza del rivestimento di prima fase allo stato limite ultimo sono state eseguite adottando l'approccio progettuale 2, applicando un coefficiente parziale pari a 1.3 (gruppo A1) alle forze interne (azione assiale N, momento flettente M e forza di taglio T) ottenute dal calcolo effettuato. Più precisamente si hanno i seguenti valori di progetto per le verifiche allo stato limite ultimo:

$$N_{Ed} = 1.3 \times N$$

$$M_{Ed} = 1.3 \times M$$

Il sostegno di prima fase costituito da centine doppie IPN 180 in acciaio S275 disposte ad interasse longitudinale di 1.0 m e calcestruzzo proiettato avente spessore medio pari a 25 cm.

Vengono di seguito riportate le verifiche effettuate per ciascuna delle sezioni riportate in varie fasi di analisi:

- rilassamento 34% (modifica alle caratteristiche di rigidità del rivestimento di prima fase - 2 day);
- rilassamento 44% (modifica alle caratteristiche di rigidità del rivestimento di prima fase - 28 day);
- rilassamento 90%;
- fase di getto dell'arco rovescio e delle murette, rilassamento 92% ;

Per determinare se la sezione è adeguata occorre verificare che la combinazione di azione assiale e momento flettente più critica ottenuta dal calcolo sia riportata nel dominio di pressoflessione.

Si riportano i risultati delle analisi 1 in cui i parametri meccanici dell'ammasso sono stati determinati per linearizzazione del criterio di Hoek-Brown dei valori caratteristici medi.

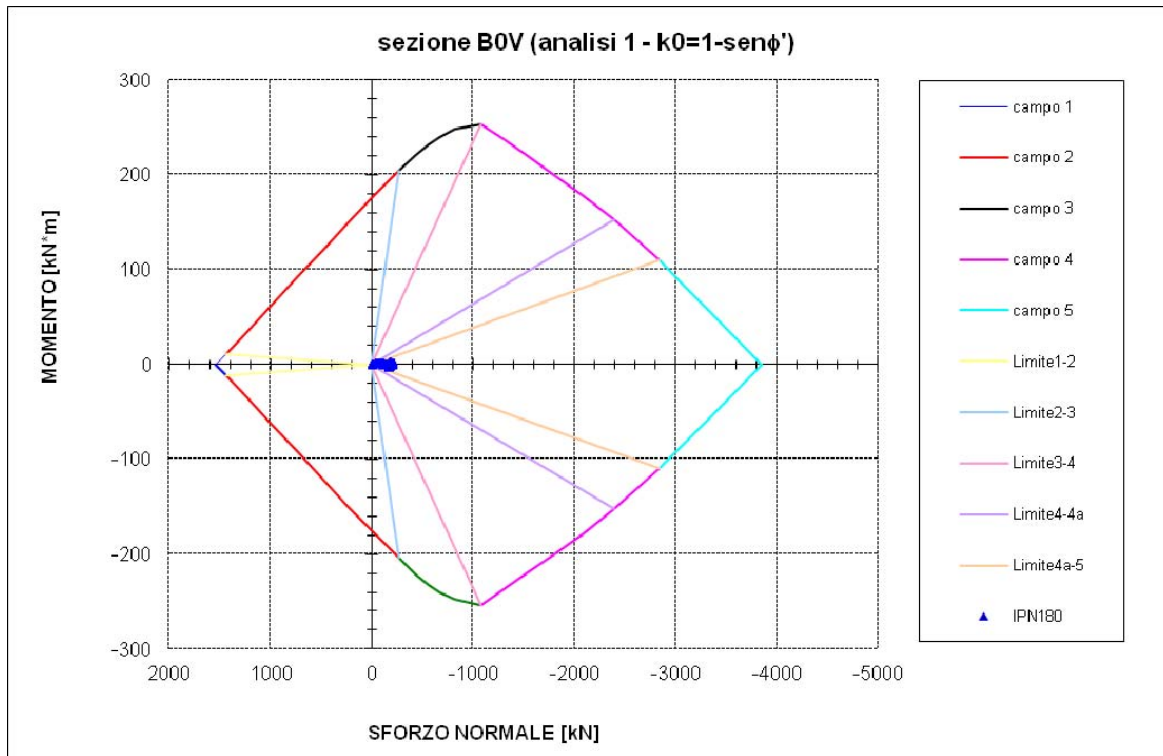


Figura 4-1 SLU pressoflessione - verifica rivestimento definitivo, maturazione 2 giorni - rilassamento 34% (analisi 1.1 - $k_0= 1 - \text{sen}\phi'$)

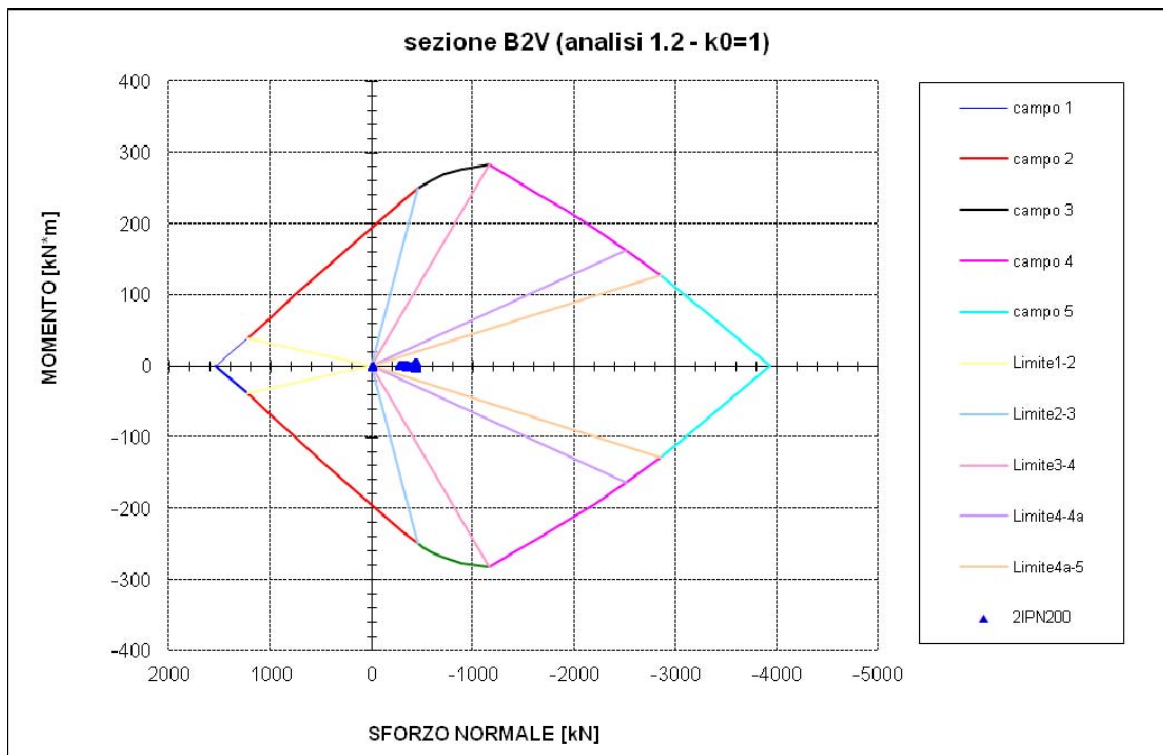


Figura 4-2 SLU pressoflessione - verifica rivestimento definitivo, maturazione 2 giorni - rilassamento 34% (analisi 1.2 - $k_0= 1$)

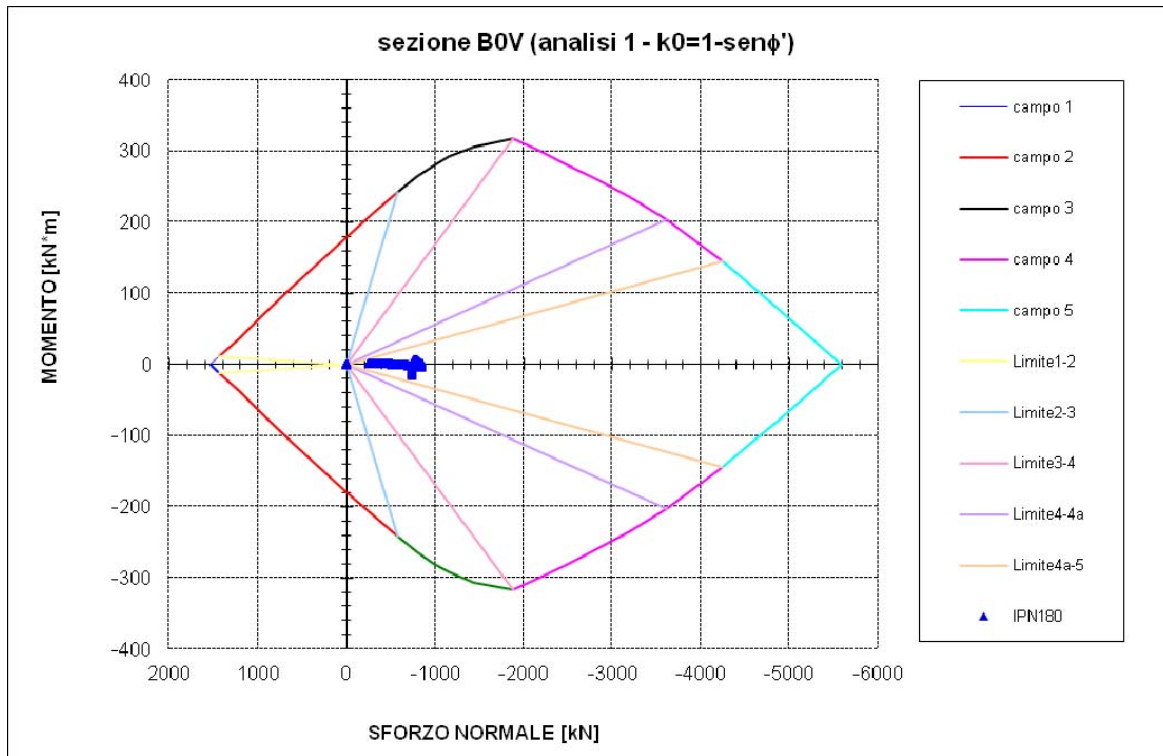


Figura 4-3 SLU pressoflessione - verifica rivestimento definitivo, maturazione 28 giorni - rilassamento 44% (analisi 1.1 - $k_0=1-\sin\phi'$)

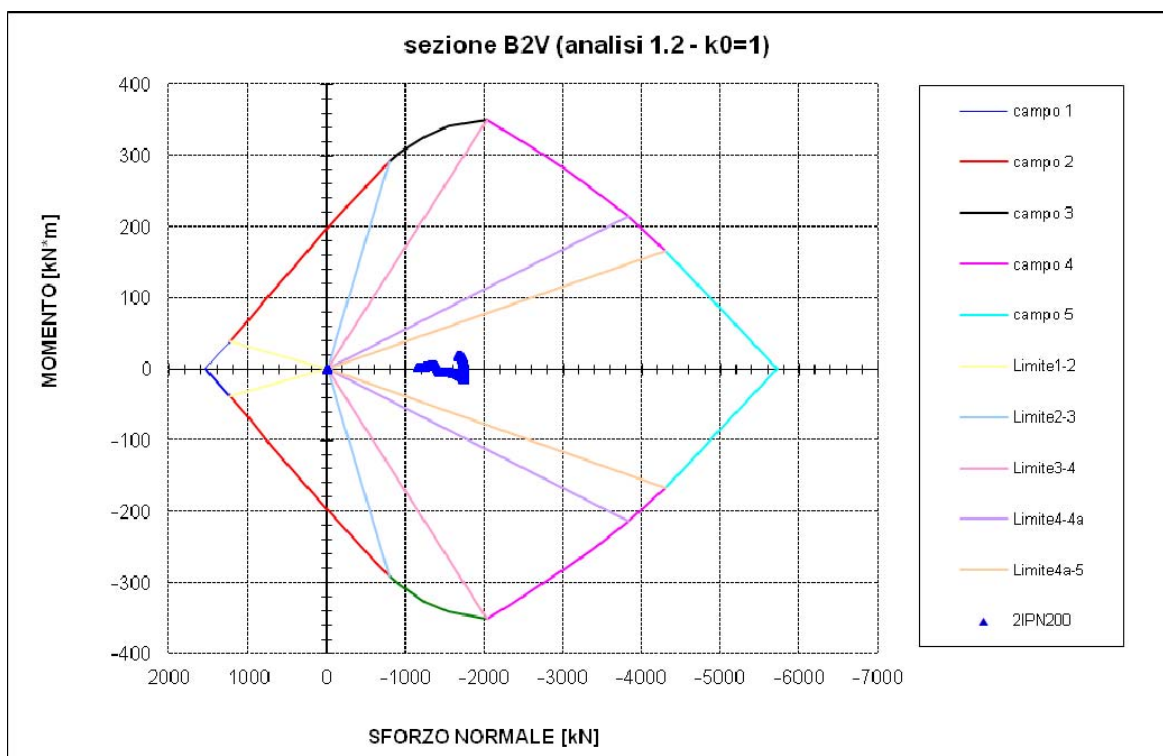


Figura 4-4 SLU pressoflessione - verifica rivestimento definitivo, maturazione 28 giorni - rilassamento 44% (analisi 1.2 - $k_0=1$)

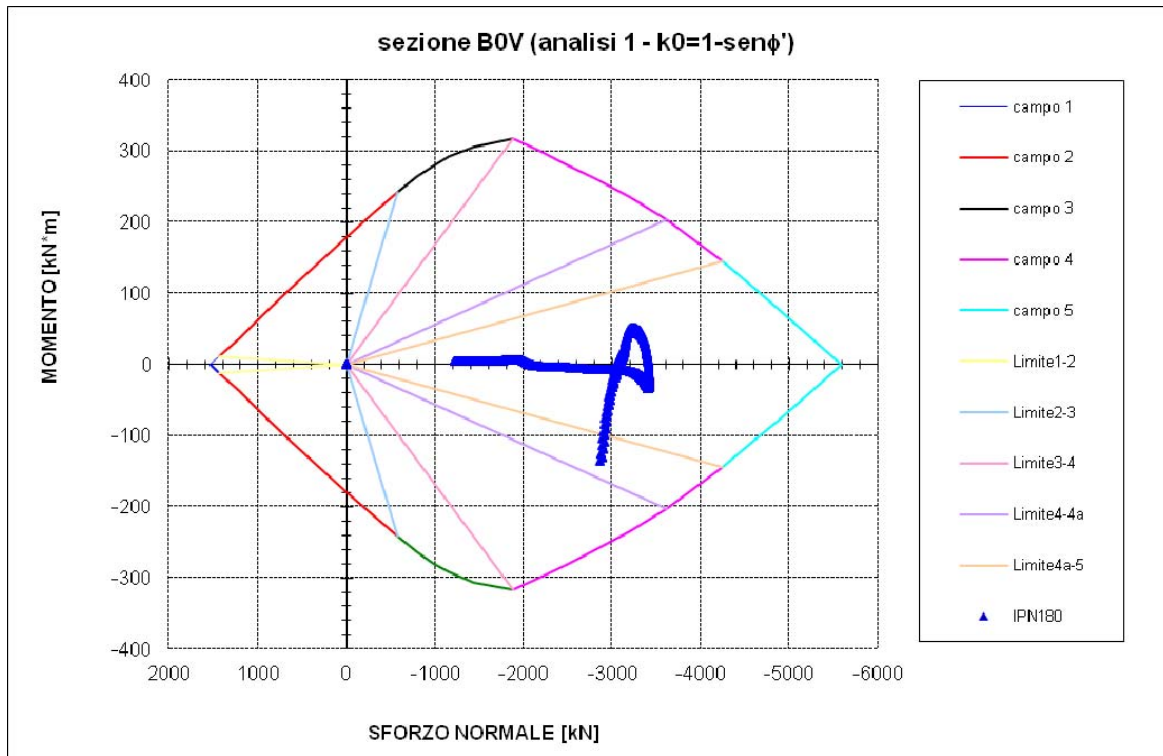


Figura 4-5 SLU pressoflessione - verifica rivestimento definitivo, maturazione 28 giorni - rilassamento 90% (analisi 1.1 - $k_0 = 1 - \text{sen}\phi'$)

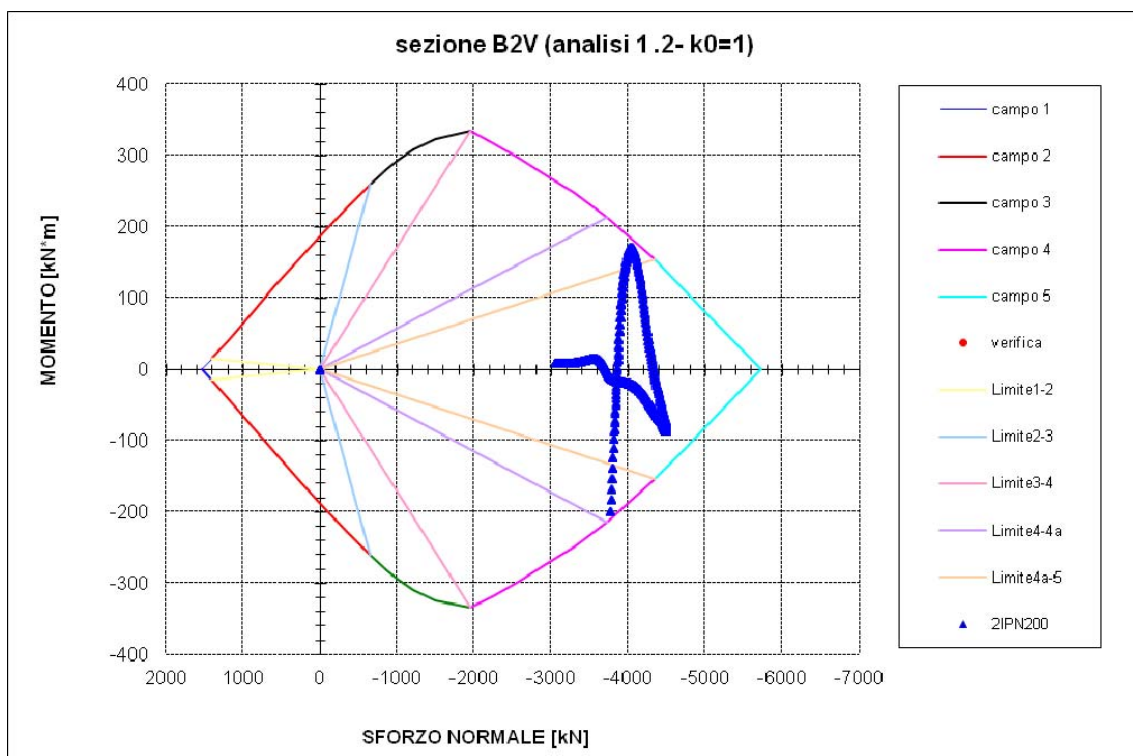


Figura 4-6 SLU pressoflessione - verifica rivestimento definitivo, maturazione 28 giorni - rilassamento 90% (analisi 1.2 - $k_0 = 1$)

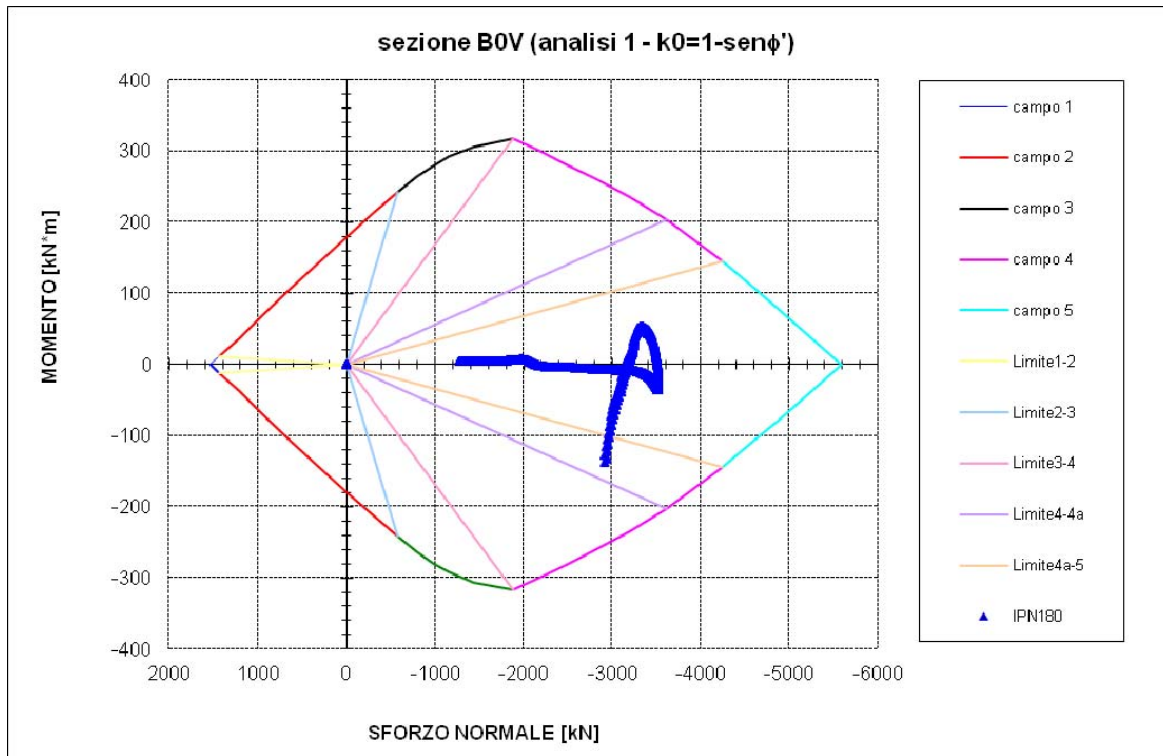


Figura 4-7 SLU pressoflessione - verifica rivestimento definitivo, maturazione 28 giorni - rilassamento 92% (analisi 1.1 - $k_0 = 1 - \text{sen}\phi'$)

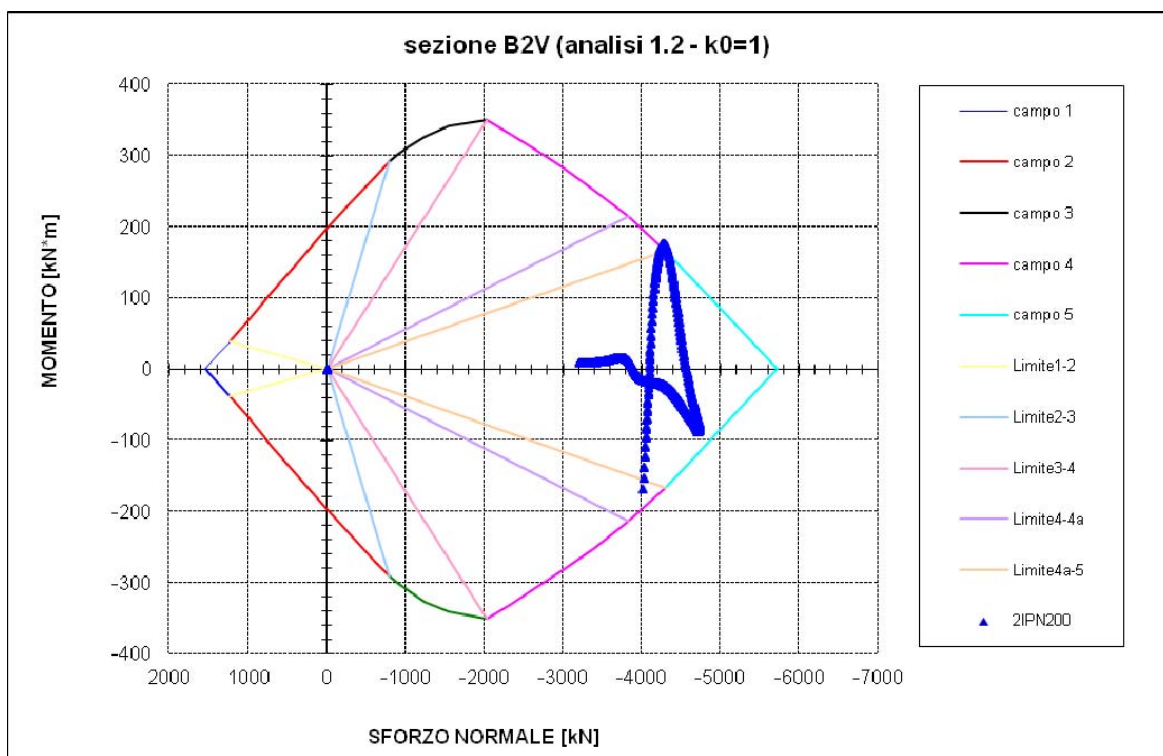


Figura 4-8 SLU pressoflessione - verifica rivestimento definitivo, maturazione 28 giorni - rilassamento 92% (analisi 1.2 - $k_0 = 1$)

4.3 RIVESTIMENTO DEFINITIVO

In accordo a quanto riportato nelle linee guida e nelle NCT 2008 le verifiche di resistenza del rivestimento definitivo allo stato limite ultimo sono state eseguite adottando l'approccio progettuale 2, applicando un coefficiente parziale pari a 1.3 (gruppo A1) alle forze interne (azione assiale N, momento flettente M e forza di taglio T) ottenute dal calcolo effettuato. Più precisamente si hanno i seguenti valori di progetto per le verifiche allo stato limite ultimo:

$$N_{Ed} = 1.3 \times N$$

$$M_{Ed} = 1.3 \times M$$

$$T_{Ed} = 1.3 \times T$$

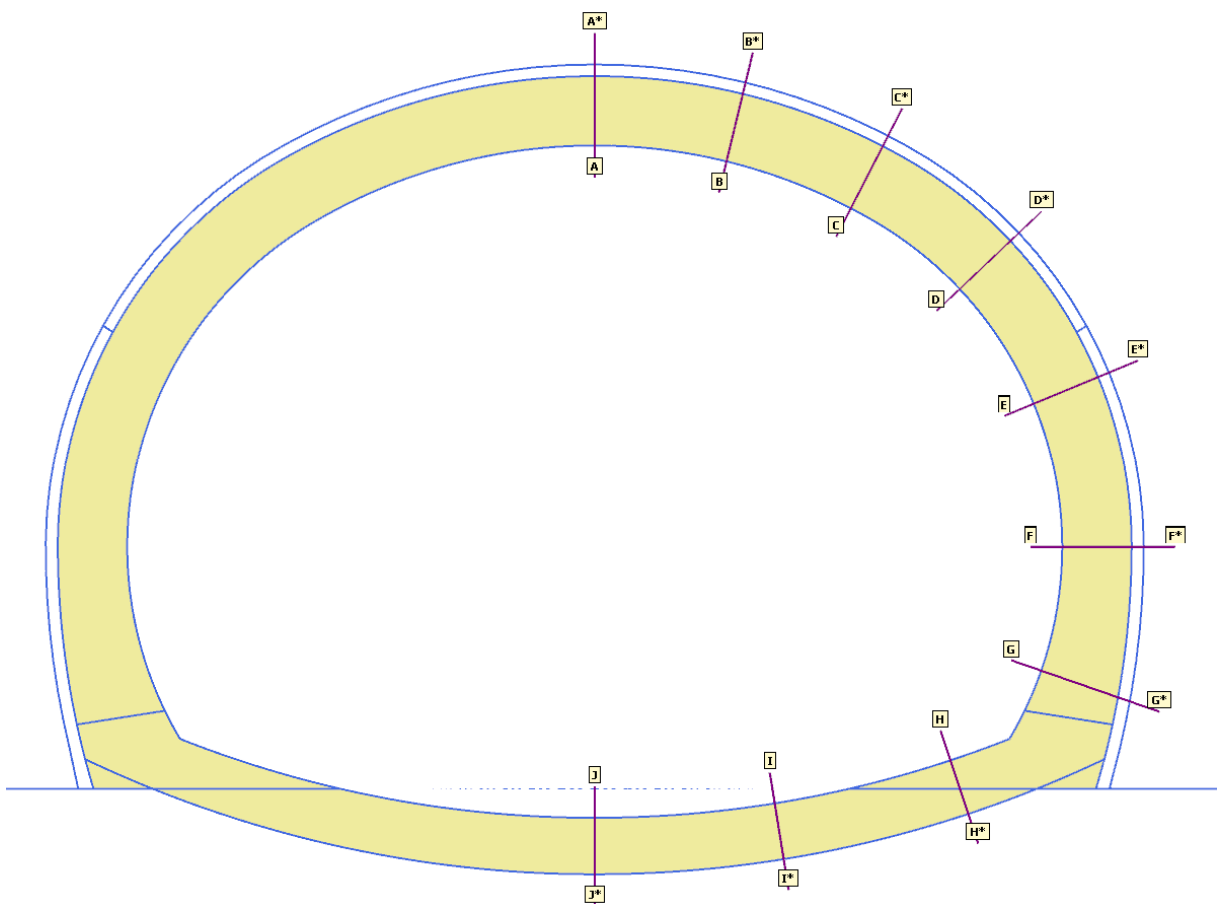


Figura 4-9 Geometria modello, dettaglio sezioni di calcolo delle sollecitazioni per le verifiche

Le sollecitazioni riscontrate portano a disporre un'armatura uniformemente distribuita costituita da:

- CALOTTA: 1Ø24/20cm in estradosso e 1Ø24/20cm in intradosso;
- PIEDRITTI e RENI: 1Ø24/20cm in estradosso e 1Ø24/20cm in intradosso;
- ARCO ROVESCIO: 1Ø24/20cm in estradosso e 1Ø24/20cm in intradosso;

L'armatura di collegamento tra le due facce è costituita da:

- spilli Ø14/0.30m (trasversale)*0.40m (longitudinale) in calotta, piedritti e arco rovescio;
- cavallotti Ø14/0.60m (trasversale)*0.80m (longitudinale) in arco rovescio

L'armatura di ripartizione in senso longitudinale è costituita da Ø14/30cm in calotta, reni, piedritti e in arco rovescio e soletta piana ove prevista. I ferri ripartitori sono definiti al fine di rispettare la percentuale minima pari al 20% dell'armatura principale.

L'armatura principale prevista per il rivestimento definitivo (sezione d'avanzamento B0V), precedentemente riassunta, risulta rispettare il vincolo di armatura minima.

Tutte le armature si intendono passanti alla ripresa di getto.

Lo spessore del calcestruzzo con cui sono state eseguite le verifiche strutturali sono:

- 80 cm per la calotta, i piedritti e l'arco rovescio;
- 100 cm per le murette;

Vengono di seguito riportate le verifiche effettuate per ciascuna delle sezioni riportate in Figura 4-9 in varie fasi di analisi e precisamente:

- scarico completo (getti a 28d);
- posa della pavimentazione e del setto in calcestruzzo armato (considerato come carico accidentale)
- configurazione finale con degrado dei parametri geotecnici. I parametri sono stati determinati per linearizzazione del criterio di Hoek-Brown dei valori caratteristici inferiori, come da tabella di seguito riportata:
- eventuale innalzamento di falda con battente di 5 m riferito all'estradosso calotta;

Le verifiche condotte per le combinazioni di carico adottate risultano soddisfatte: tutti i punti rappresentativi delle coppie (N_{Ed} , M_{Ed}) risultano all'interno del dominio di resistenza.

4.3.1 Verifica agli stati limite ultimi

4.3.1.1 SLU - pressoflessione - CALOTTA

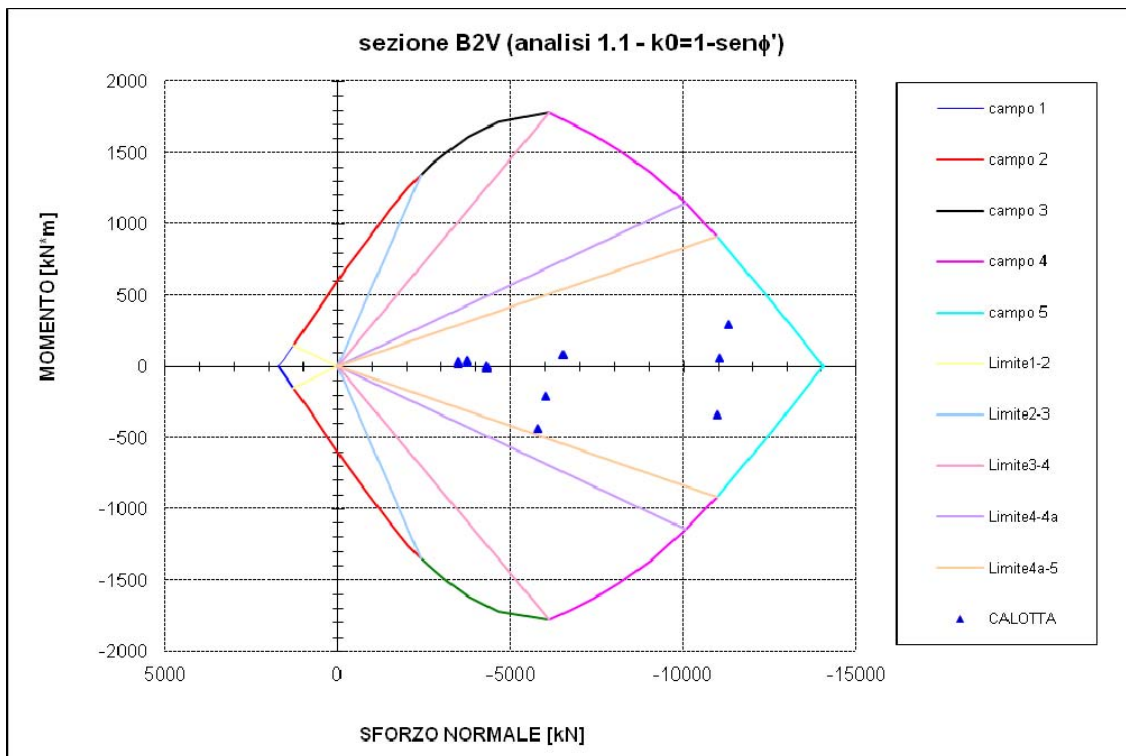


Figura 4-10 SLU pressoflessione - verifica calotta sp 0.80m, armata, maturazione 28 giorni (analisi 1.1 - $k_0=1-\text{sen}\phi'$)

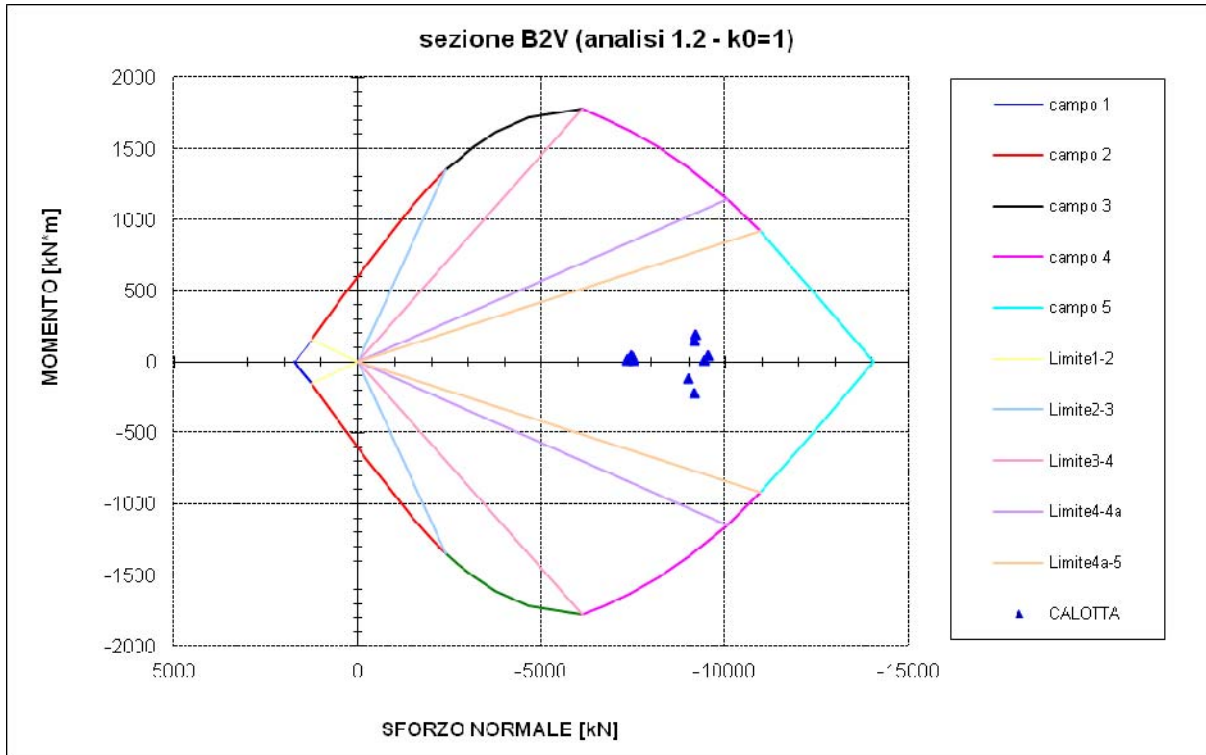


Figura 4-11 SLU pressoflessione - verifica calotta sp 0.80m, armata, maturazione 28 giorni (analisi 1.2 - $k_0=1$)

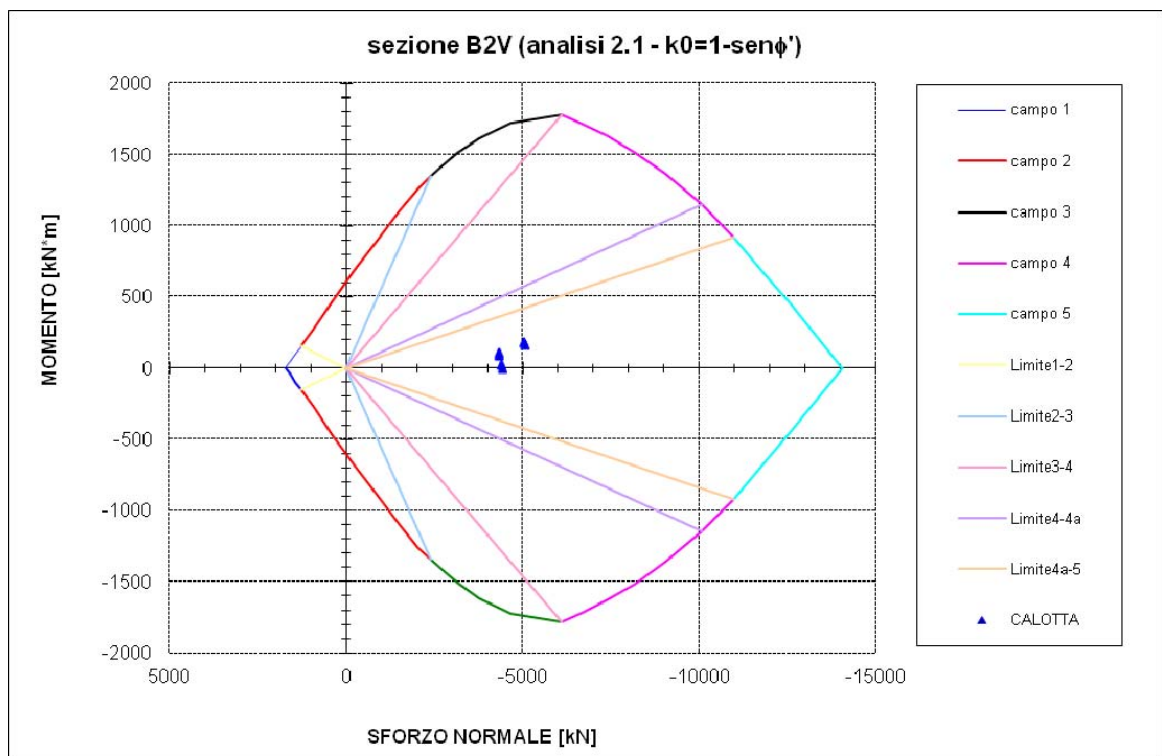


Figura 4-12 SLU pressoflessione - verifica calotta sp 0.80m, armata, maturazione 28 giorni (analisi 2.1 - $k_0=1 - \text{sen}\phi'$)

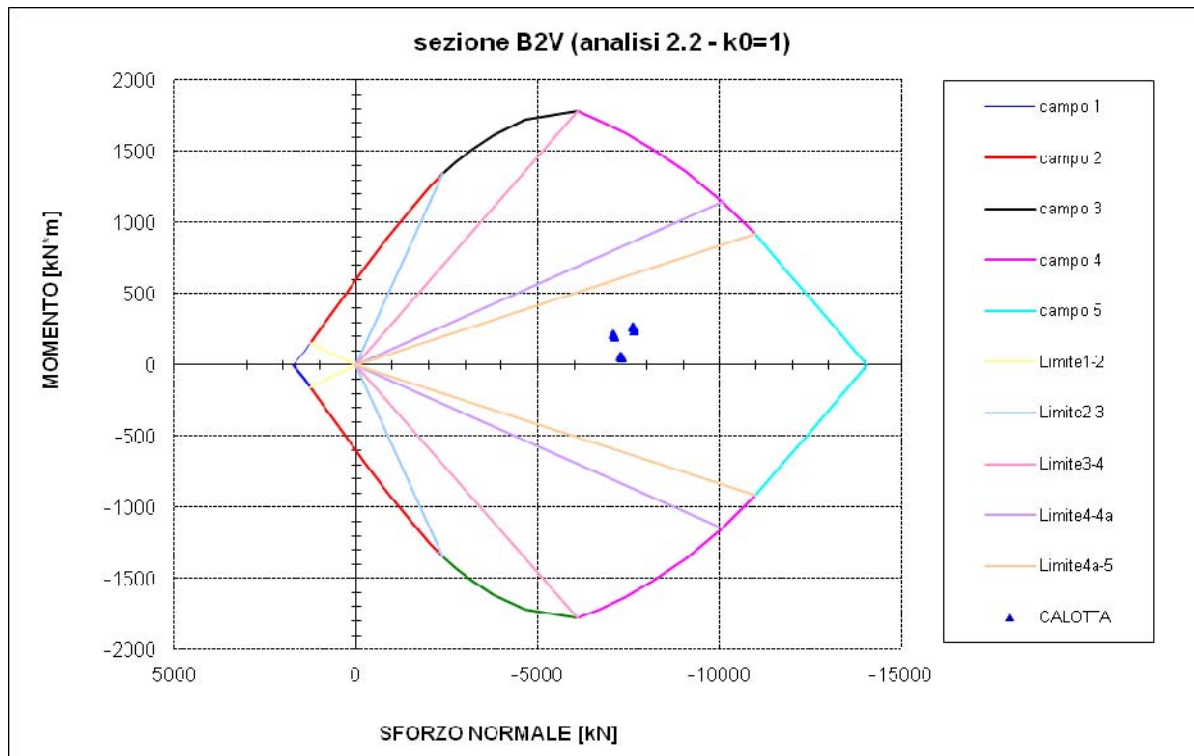


Figura 4-13 SLU pressoflessione - verifica calotta sp 0.80m, armata, maturazione 28 giorni (analisi 2.2 - $k_0=1$)

4.3.1.2 SLU - pressoflessione - PIEDRITTO

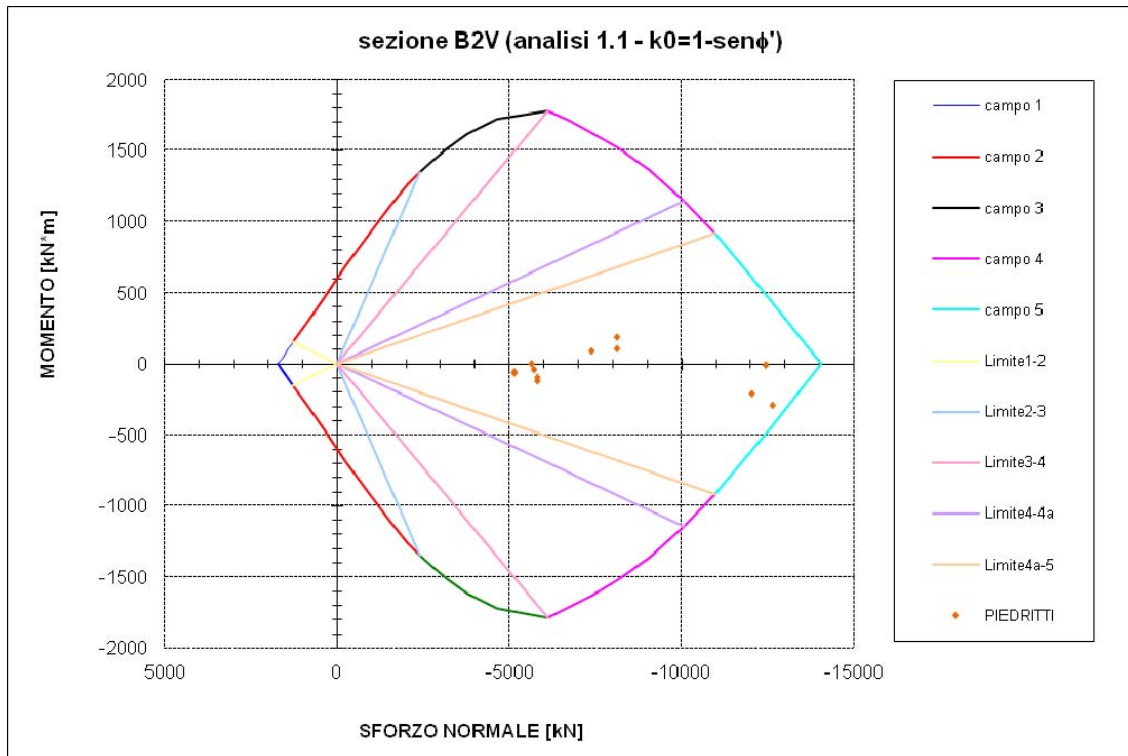


Figura 4-14 SLU pressoflessione - verifica piedritto sp 0.80m, armata, maturazione 28 giorni (analisi 1.1 - $k_0=1-sen\phi'$)

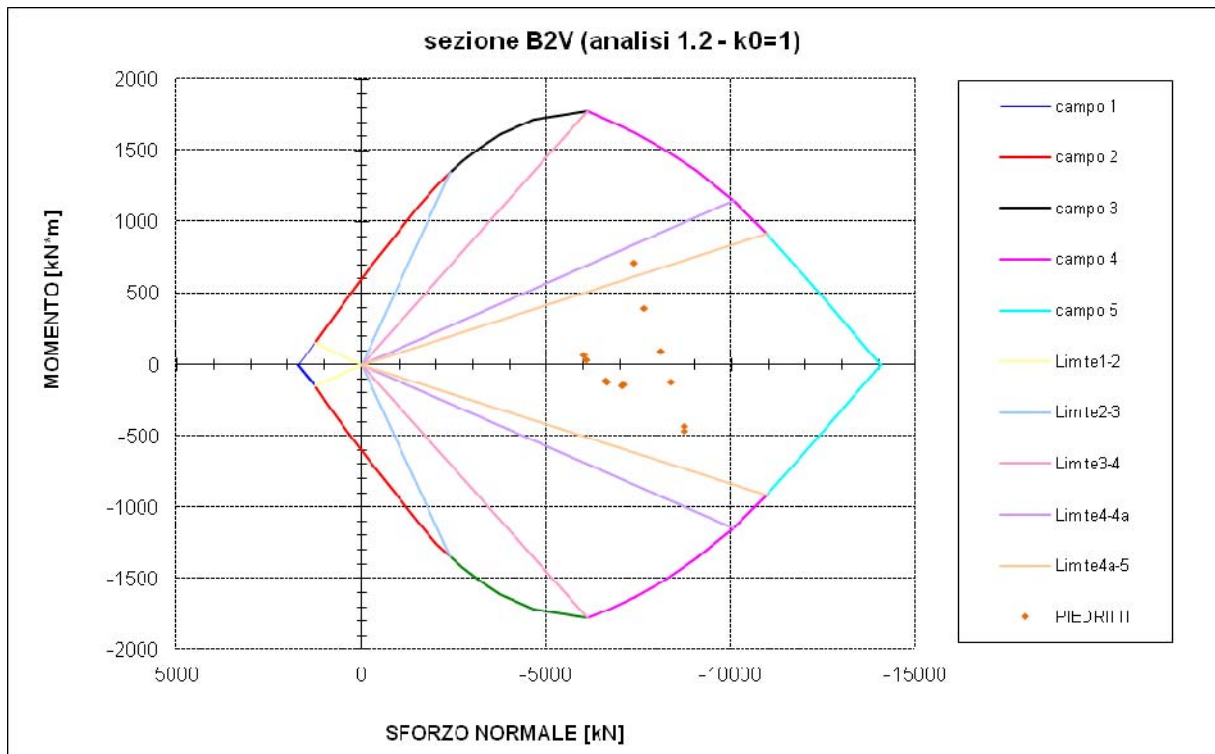


Figura 4-15 SLU pressoflessione - verifica piedritto sp 0.80m, armata, maturazione 28 giorni (analisi 1.2 - $k_0=1$)

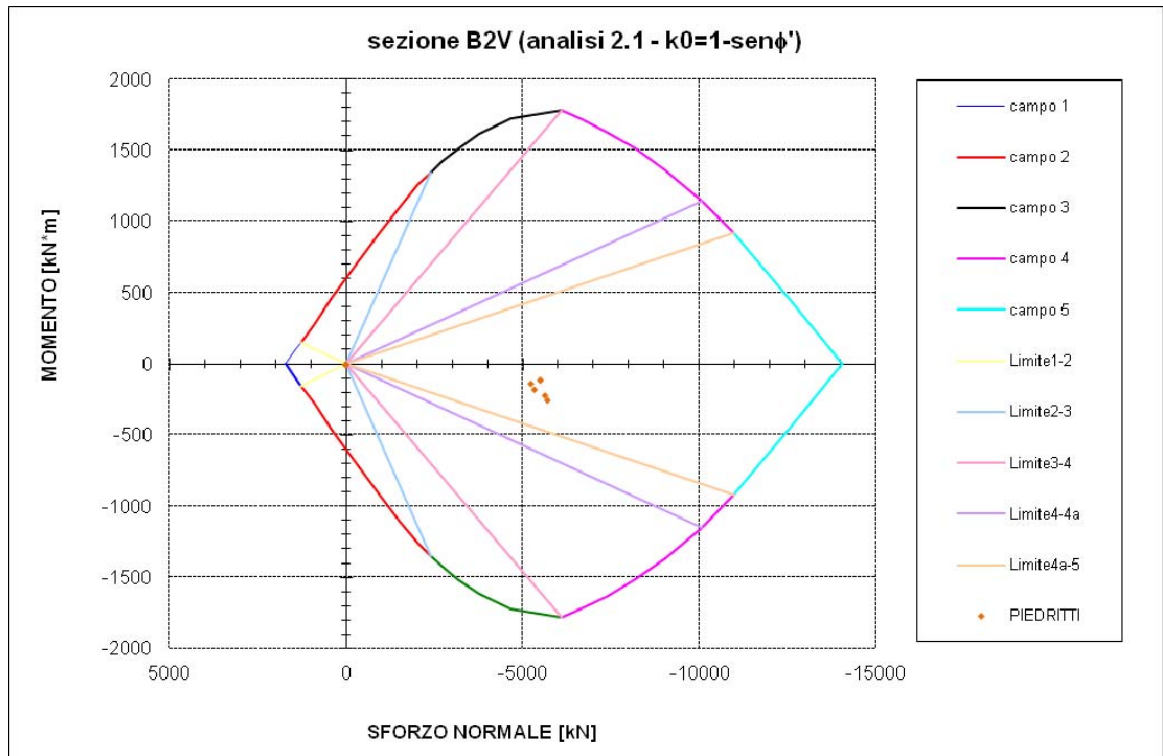


Figura 4-16 SLU pressoflessione - verifica piedritto sp 0.80m, armata, maturazione 28 giorni (analisi 2.1 - $k_0= 1 - \text{sen}\phi'$)

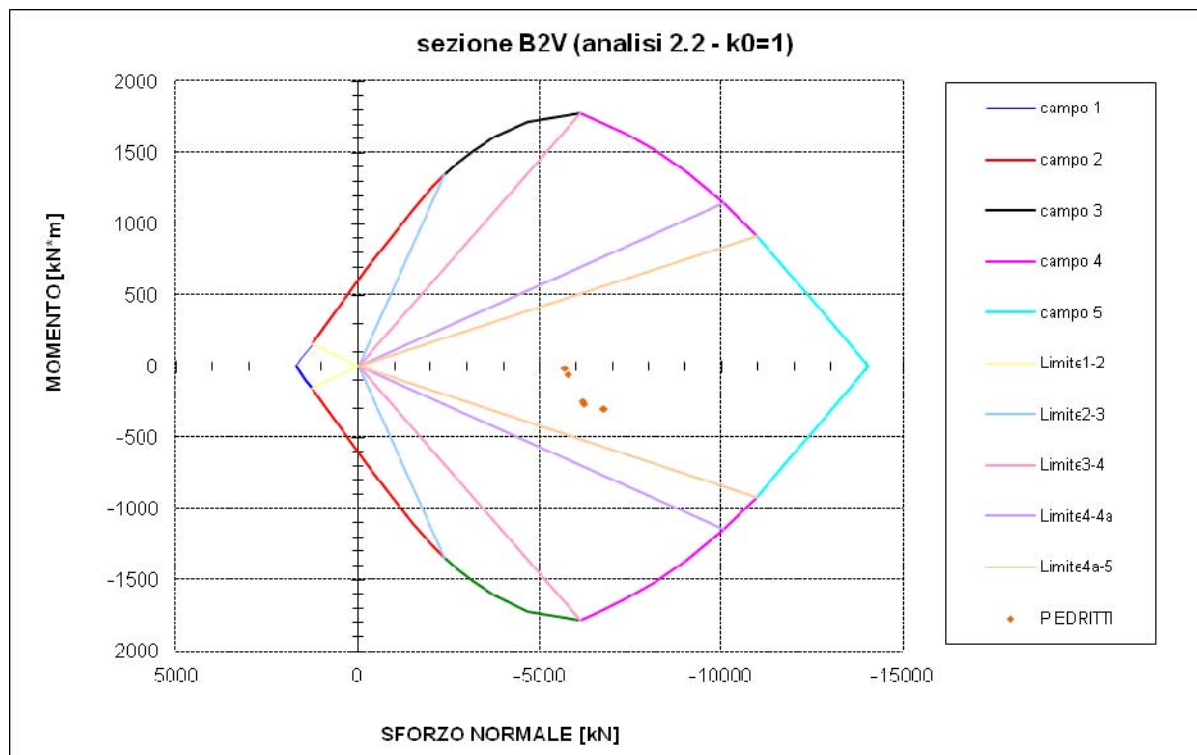


Figura 4-17 SLU pressoflessione - verifica piedritto sp 0.80m, armata, maturazione 28 giorni (analisi 2.2 - $k_0= 1$)

4.3.1.3 SLU - pressoflessione - MURETTE

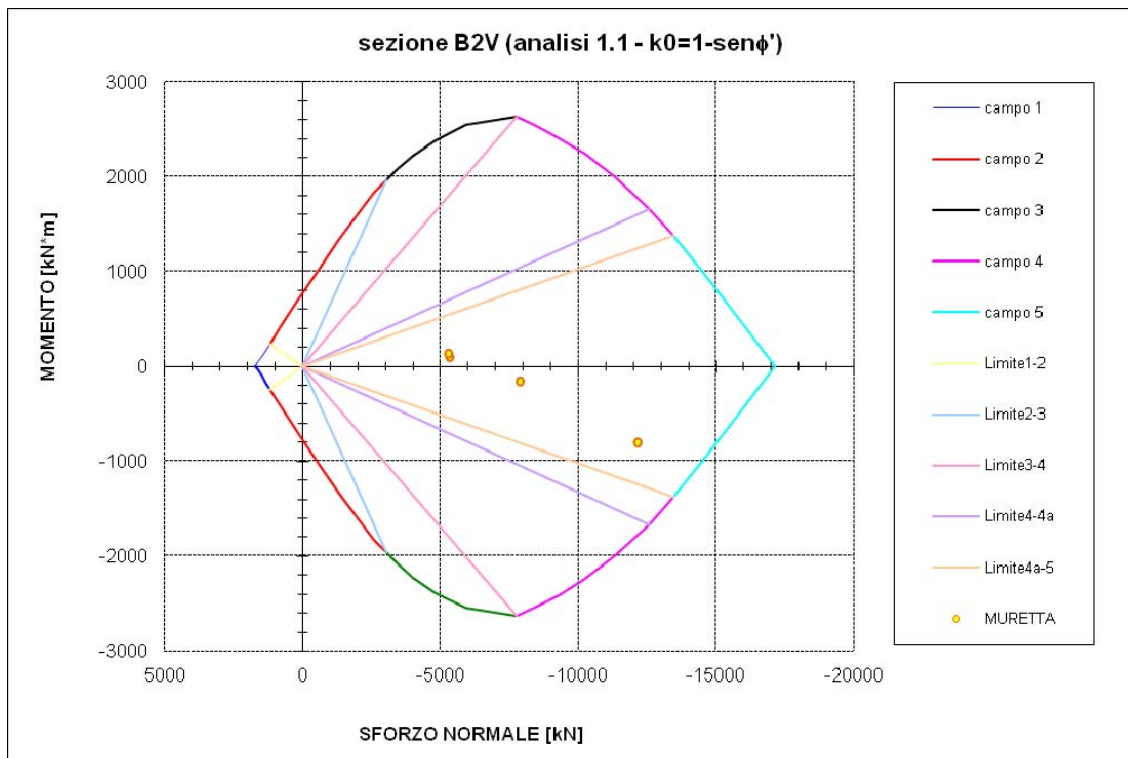


Figura 4-18 SLU pressoflessione - verifica muretta sp 1m, armata, maturazione 28 giorni (analisi 1.1 - $k_0= 1-\text{sen}\phi'$)

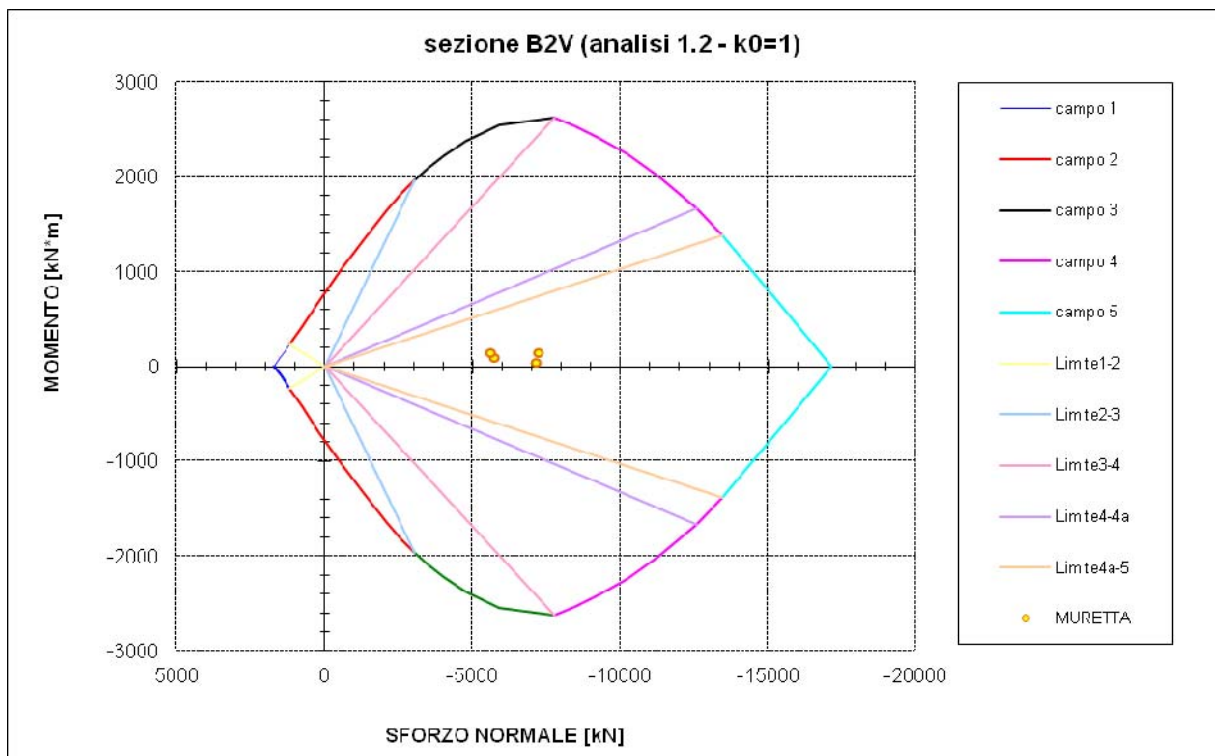


Figura 4-19 SLU pressoflessione - verifica muretta sp 1m, armata, maturazione 28 giorni (analisi 1.2 - $k_0= 1$)

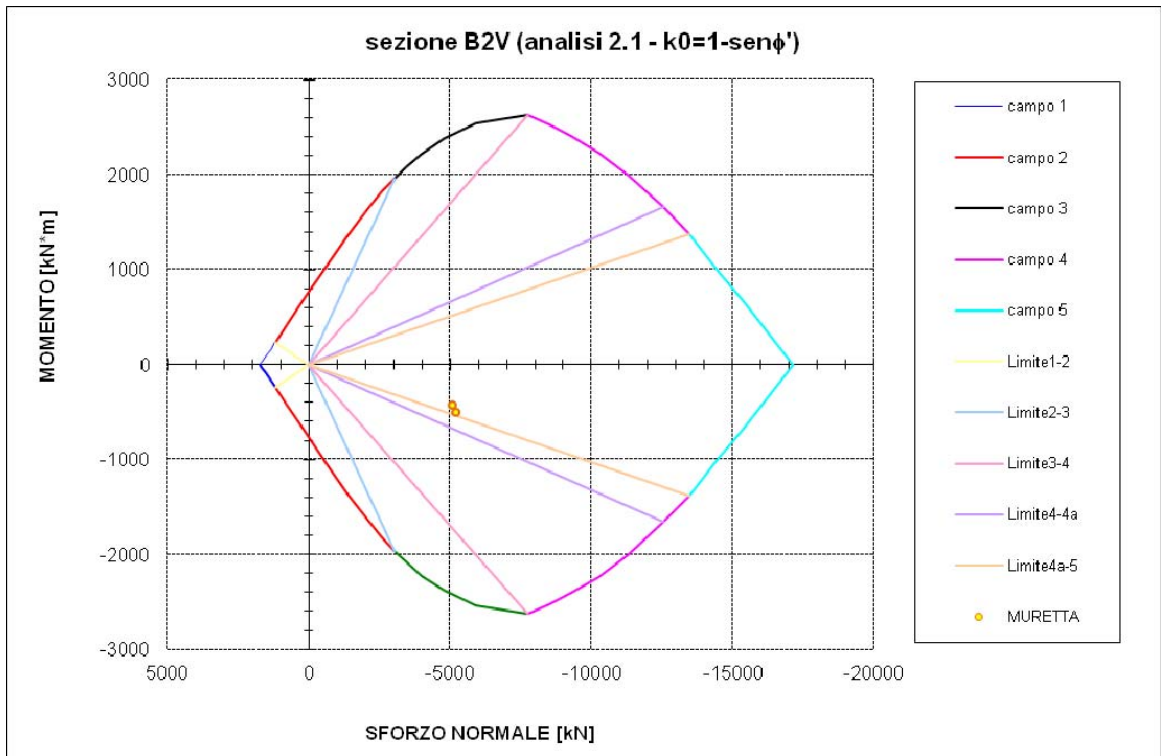


Figura 4-20 SLU pressoflessione - verifica muretta sp 1m, armata, maturazione 28 giorni (analisi 2.1 - $k_0= 1 - \text{sen}\phi'$)

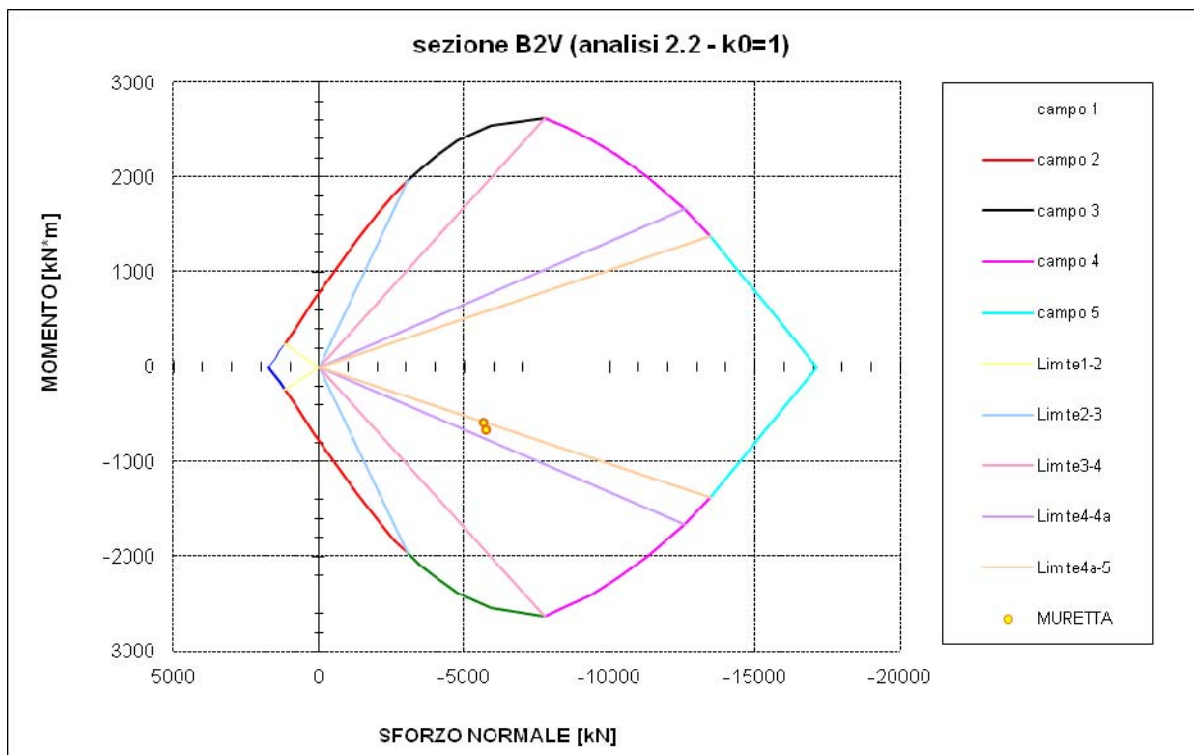


Figura 4-21 SLU pressoflessione - verifica muretta sp 1m, armata, maturazione 28 giorni (analisi 2.2 - $k_0= 1$)

4.3.1.4 SLU - pressoflessione - ARCO ROVESCIO

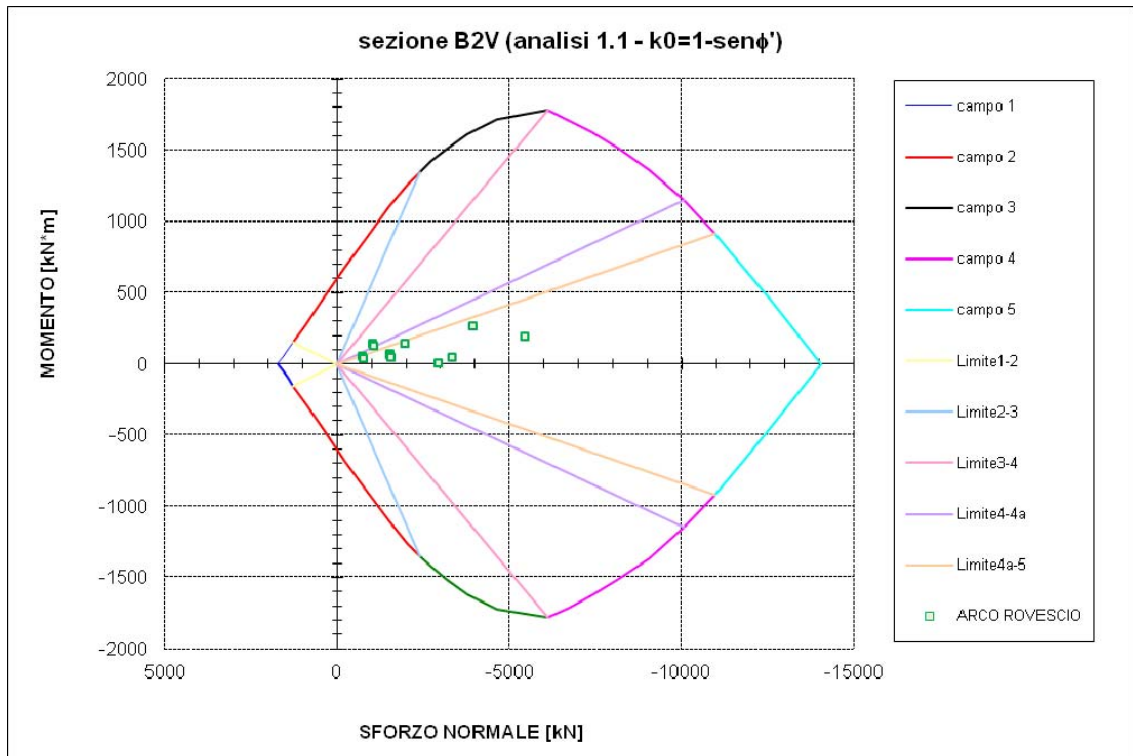


Figura 4-22 SLU pressoflessione - verifica arco rovescio sp 0.80m, armata, maturazione 28 giorni (analisi 1.1 - $k_0=1-\text{sen}\phi'$)

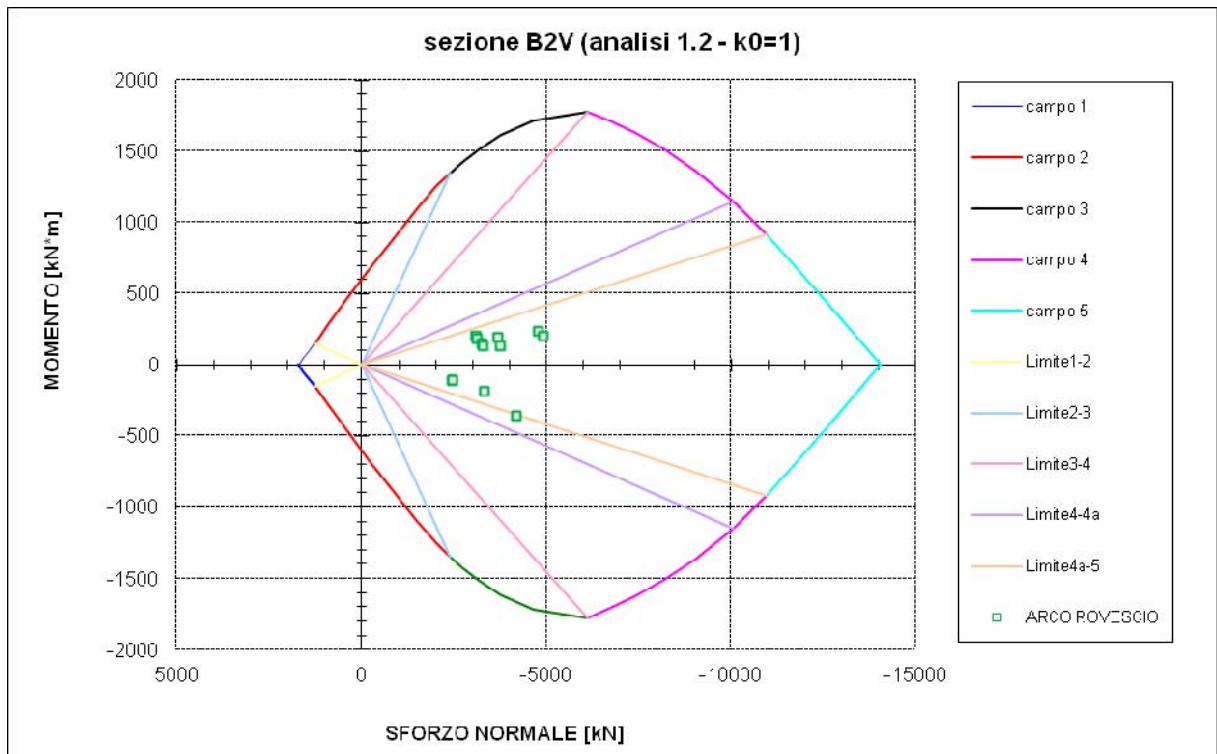


Figura 4-23 SLU pressoflessione - verifica rovescio sp 0.80m, armata, maturazione 28 giorni (analisi 1.2 - $k_0=1$)

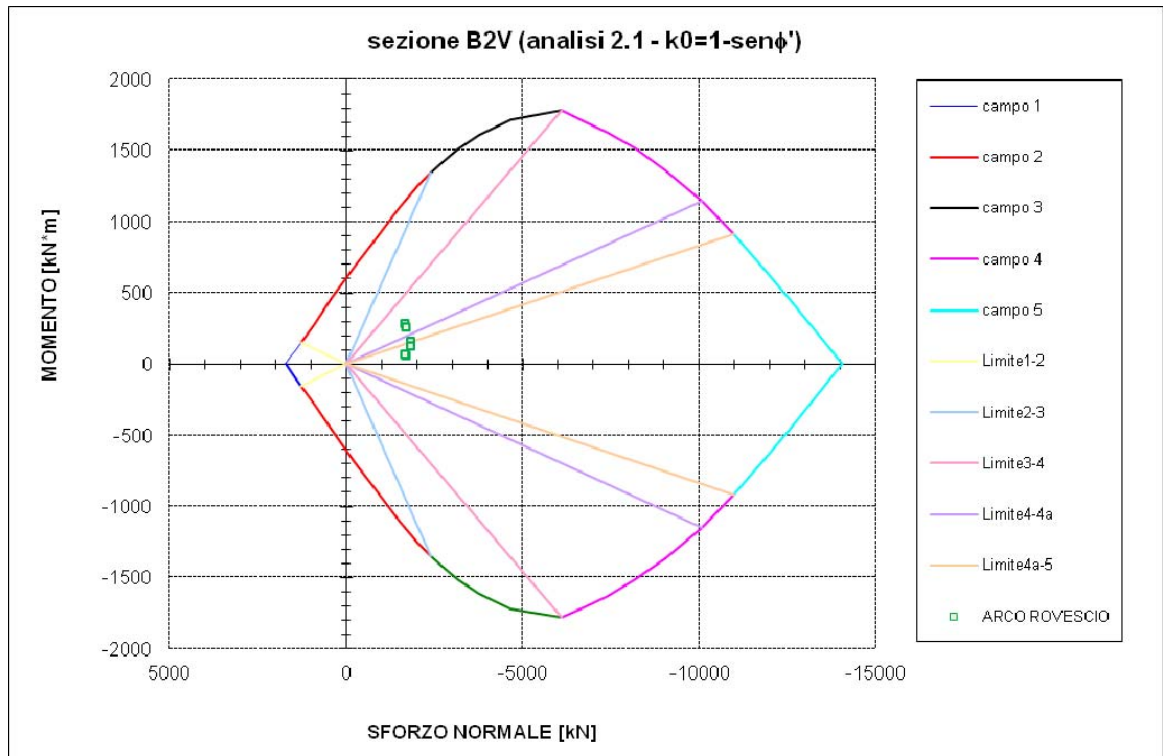


Figura 4-24 SLU pressoflessione - verifica arco rovescio sp 0.80m, armata, maturazione 28 giorni (analisi 2.1 - $k_0=1-\text{sen}\phi'$)

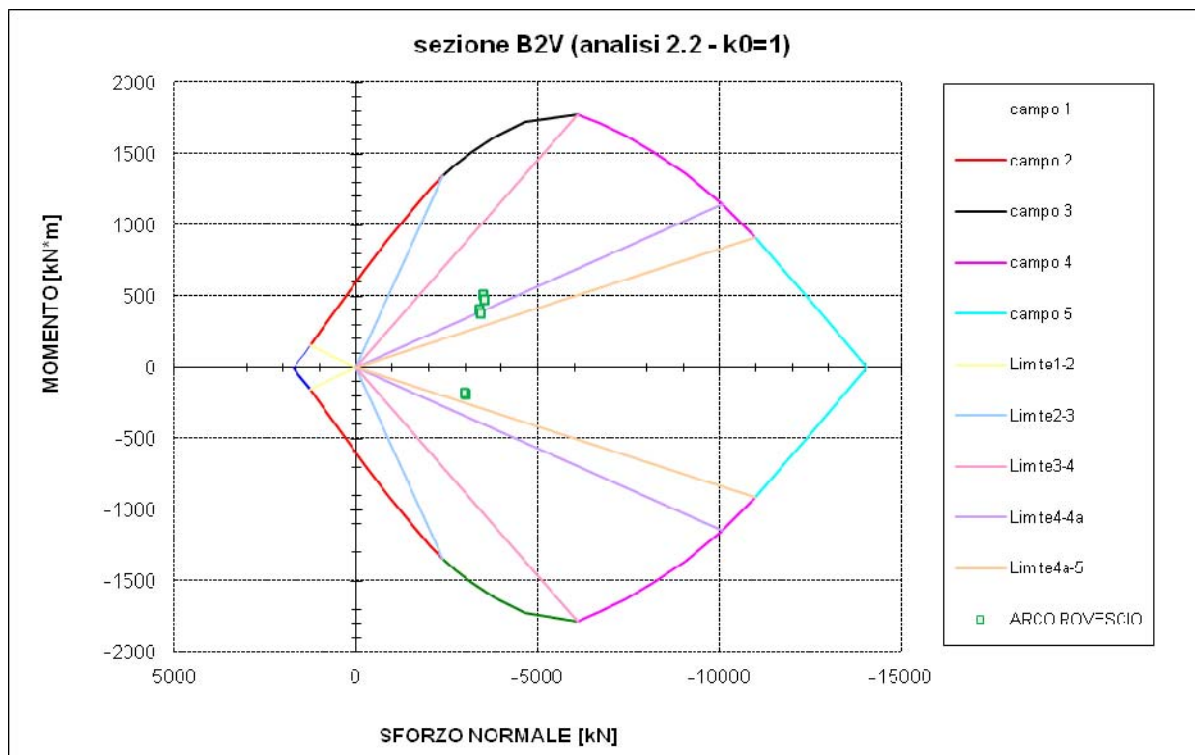


Figura 4-25 SLU pressoflessione - verifica rovescio sp 0.80m, armata, maturazione 28 giorni (analisi 2.2 - $k_0=1$)

4.3.1.5 SLU - verifica a taglio

La normativa italiana NTC 2008 consente l'impiego di elementi sprovvisti di armature trasversali resistenti a taglio per solette, piastre e membrature a comportamento analogo, a condizione che questi elementi abbiano sufficiente capacità di ripartire i carichi trasversalmente, come nel caso dei rivestimenti delle opere in sotterraneo.

La verifica di resistenza (SLU) si pone con:

$V_{Rd} \geq V_{Ed}$ dove V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente e V_{Rd} è la resistenza al taglio.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con la seguente formula:

con

dove

è l'altezza utile della sezione (in mm);

è il rapporto geometrico di armatura longitudinale (≤ 0.02);

è la tensione media di compressione nella sezione (≤ 0.2);

è la larghezza minima della sezione (in mm);

è l'area della sezione effettivamente compressa essendo x l'altezza dell'area della sezione compressa.

Di seguito la sintesi delle verifiche eseguite sul rivestimento definitivo, le sollecitazioni sono state definite dall'analisi numerica agli elementi finiti nella fase a lungo termine ovvero nella configurazione finale con degrado dei parametri geotecnici (determinati per linearizzazione del criterio di Hoek-Brown dei valori caratteristici inferiori).

Le verifiche risultano soddisfatte.

VERIFICHE TAGLIO SEZIONI IN CLS								
sezione di calcolo	Sollecitazioni			Armatura taglio				Risultato Verifica
	N	M	T	Vsd	V _{Rd1}	V _{Rd2}	V _{Rd3}	
	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	
Sez. A - A*	-4428.1	-336.9	10.0	13.0	1141.6	3251.9	2052.2	Vsd<=Vrd1. Verif.
Sez. B - B*	-4620.7	-161.8	-58.0	75.4	1176.2	3251.9	2086.9	Vsd<=Vrd1. Verif.
Sez. C - C*	-5009.8	67.1	105.0	136.5	1246.2	3251.9	2156.9	Vsd<=Vrd1. Verif.
Sez. D - D*	-5672.4	65.0	136.4	177.3	1365.4	3251.9	2276.1	Vsd<=Vrd1. Verif.
Sez. E - E*	-6229.9	80.6	59.1	76.9	1465.7	3251.9	2376.3	Vsd<=Vrd1. Verif.
Sez. F - F*	-6242.8	140.2	-135.3	175.9	1468.1	3251.9	2378.7	Vsd<=Vrd1. Verif.
Sez. G - G*	-6055.4	-119.3	-196.5	255.5	1434.3	3251.9	2345	Vsd<=Vrd1. Verif.
Sez. H - H*	-2247.3	2.0	-469.0	609.7	749.3	3251.9	1659.9	Vsd<=Vrd1. Verif.
Sez. I - I*	-1514.9	114.0	-18.2	23.7	617.5	3251.9	1528.2	Vsd<=Vrd1. Verif.
Sez. J - J*	-1188.0	33.8	-2.9	3.7	558.7	3251.9	1469.4	Vsd<=Vrd1. Verif.

Tabella 4-1 SLU - verifica a taglio (analisi 1.1 - $k_0=1 - \sin\phi'$)

VERIFICHE TAGLIO SEZIONI IN CLS								
sezione di calcolo	Sollecitazioni			Armatura taglio				Risultato Verifica
	N	M	T	Vsd	V _{Rd1}	V _{Rd2}	V _{Rd3}	
	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	
Sez. A - A*	-7090.9	144.7	1.3	1.7	1620.6	3251.9	2531.2	Vsd<=Vrd1. Verif.
Sez. B - B*	-7046.7	110.4	21.2	27.6	1612.7	3251.9	2523.3	Vsd<=Vrd1. Verif.
Sez. C - C*	-6931.9	-95.9	137.7	178.9	1592.0	3251.9	2502.6	Vsd<=Vrd1. Verif.
Sez. D - D*	-6737.1	-360.2	-69.3	90.1	1557.0	3251.9	2467.6	Vsd<=Vrd1. Verif.
Sez. E - E*	-6434.3	-92.3	-249.4	324.2	1502.5	3251.9	2413.1	Vsd<=Vrd1. Verif.
Sez. F - F*	-5872.4	307.8	-265.9	345.6	1401.4	3251.9	2312	Vsd<=Vrd1. Verif.
Sez. G - G*	-5581.5	112.2	-70.6	91.8	1349.1	3251.9	2259.7	Vsd<=Vrd1. Verif.
Sez. H - H*	-2557.4	-145.2	-354.8	461.3	805.1	3251.9	1715.7	Vsd<=Vrd1. Verif.
Sez. I - I*	-2836.1	147.1	58.5	76.1	855.2	3251.9	1765.8	Vsd<=Vrd1. Verif.
Sez. J - J*	-2897.5	100.1	-18.3	23.8	866.3	3251.9	1776.9	Vsd<=Vrd1. Verif.

Tabella 4-2 SLU - verifica a taglio (analisi 1.2 - $k_0=1$)

VERIFICHE TAGLIO SEZIONI IN CLS								
sezione di calcolo	Sollecitazioni			Armatura taglio				Risultato Verifica
	N	M	T	Vsd	V _{Rd1}	V _{Rd2}	V _{Rd3}	
	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	
Sez. A - A*	-3403.9	-4.1	-2.4	3.1	957.4	3251.9	1831.6	Vsd<=Vrd1. Verif.
Sez. B - B*	-3338.3	66.6	6.6	8.5	945.6	3251.9	1819.8	Vsd<=Vrd1. Verif.
Sez. C - C*	-3887.8	123.3	135.7	176.4	1044.4	3251.9	1918.6	Vsd<=Vrd1. Verif.
Sez. D - D*	-4226.4	-82.8	128.6	167.1	1105.3	3251.9	1979.5	Vsd<=Vrd1. Verif.
Sez. E - E*	-4340.7	-170.6	-29.6	38.4	1125.9	3251.9	2000.1	Vsd<=Vrd1. Verif.
Sez. F - F*	-4023.5	-103.6	-125.0	162.5	1068.8	3251.9	1943	Vsd<=Vrd1. Verif.
Sez. G - G*	-3907.9	-332.9	-219.9	285.9	1048.0	3251.9	1922.2	Vsd<=Vrd1. Verif.
Sez. H - H*	-1279.3	52.7	-294.0	382.3	575.2	3251.9	1449.4	Vsd<=Vrd1. Verif.
Sez. I - I*	-1293.5	201.7	73.8	95.9	577.7	3251.9	1451.9	Vsd<=Vrd1. Verif.
Sez. J - J*	-1412.4	98.2	-10.3	13.3	599.1	3251.9	1473.3	Vsd<=Vrd1. Verif.

Tabella 4-3 SLU - verifica a taglio (analisi 2.1 - $k_0=1 - \sin\phi'$)

VERIFICHE TAGLIO SEZIONI IN CLS								
sezione di calcolo	Sollecitazioni			Armatura taglio				Risultato Verifica
	N	M	T	Vsd	V _{Rd1}	V _{Rd2}	V _{Rd3}	
	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	
Sez. A - A*	-5888.9	184.4	-2.5	3.3	-192.9	3251.9	681.3	Vsd<=Vrd3. Verif.
Sez. B - B*	-5458.5	151.0	-23.4	30.4	-192.9	3251.9	681.3	Vsd<=Vrd3. Verif.
Sez. C - C*	-5621.2	35.3	53.3	69.3	-192.9	3251.9	681.3	Vsd<=Vrd3. Verif.
Sez. D - D*	-5210.7	-226.7	-84.3	109.6	-192.9	3251.9	681.3	Vsd<=Vrd3. Verif.
Sez. E - E*	-4761.5	-188.7	-137.6	178.9	-192.9	3251.9	681.3	Vsd<=Vrd3. Verif.
Sez. F - F*	-4386.3	-7.3	-135.8	176.5	-192.9	3251.9	681.3	Vsd<=Vrd3. Verif.
Sez. G - G*	-4343.3	-453.9	45.8	59.5	-192.9	3251.9	681.3	Vsd<=Vrd3. Verif.
Sez. H - H*	-2292.1	-142.7	-318.6	414.2	-192.9	3251.9	681.3	Vsd<=Vrd3. Verif.
Sez. I - I*	-2630.4	290.3	-15.4	20.0	-192.9	3251.9	681.3	Vsd<=Vrd3. Verif.
Sez. J - J*	-2705.4	360.0	-4.8	6.3	-192.9	3251.9	681.3	Vsd<=Vrd3. Verif.

Tabella 4-4 SLU - verifica a taglio (analisi 2.2 - $k_0=1$)

4.3.2 Verifica agli stati limite di esercizio

Per il solo rivestimento definitivo della galleria, vengono effettuate le seguenti verifiche:

- verifiche di fessurazione;
- verifiche delle tensioni di esercizio.

Le verifiche condotte per le combinazioni di carico adottate risultano soddisfatte sia in termini di tensioni d'esercizio che rispetto in termini fessurativi.

Non si generano fessure.

4.3.2.1 Verifica di fessurazione

La verifica di fessurazione viene effettuata nelle sole tratte di galleria nelle quali il rivestimento definitivo è armato. Tale verifica deve essere condotta in accordo alle indicazioni riportate nel paragrafo 4.1.2.2 delle NTC 2008 e nel paragrafo C 4.1.2.2.4 della circolare n. 617 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici del 2 febbraio 2009, contenente le istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni.

La verifica allo stato limite di esercizio (SLE) viene condotta per le sole analisi in condizioni statiche, calcolando le tensioni massime sul rivestimento a partire dai valori nominali ottenuti dalle analisi e confrontandole con quelle ammissibili definite attraverso le relazioni:

- $\sigma_c \leq 0.60 f_{ck} = 19.92 \text{ MPa}$ combinazione caratteristica (rara);
- $\sigma_c \leq 0.45 f_{ck} = 14.94 \text{ MPa}$ combinazione quasi permanente;
- $\sigma_s \leq 0.80 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$ combinazione caratteristica (rara).

La verifica della sezione allo stato limite di fessurazione, laddove sia risultata necessaria, è stata effettuata ipotizzando le seguenti condizioni ambientali (§ 4.1.2.2.4.3 e § 4.1.2.2.4.4 del D.M. 14-01-2008):

- ambiente poco aggressivo/aggressivo;
- armature poco sensibili.

Di conseguenza, il valore di apertura delle fessure ammesso sarà di 0.2 mm.

Alla luce del copriferro prescritto per la realizzazione dell'opera pari a 5 cm ($> 1.5 \cdot c_{\min}$ con $c_{\min} = 2.5 \text{ cm}$) è ammissibile un aumento del limite di apertura delle fessure w_k che sarà pari a $0.2 \cdot 1.5 = 0.3 \text{ mm}$.

La verifica è stata effettuata applicando le combinazioni SLE (quasi permanenti) di carico, ovvero non considerando il sisma e moltiplicando i carichi permanenti per un fattore amplificativo $\gamma_g = 1$.

4.3.2.2 Verifica delle tensioni di esercizio

Per il solo rivestimento definitivo della galleria, una volta valutate le azioni interne nel rivestimento della galleria e calcolate le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature, se il rivestimento è armato, occorre verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti e riportati nel paragrafo 4.1.2.2.5 delle NTC 2008.

Di seguito la sintesi delle verifiche eseguite sul rivestimento definitivo, le sollecitazioni sono state definite dall'analisi numerica agli elementi finiti nella fase a lungo termine ovvero nella configurazione finale con degrado dei parametri geotecnici (determinati per linearizzazione del criterio di Hoek-Brown dei valori caratteristici inferiori).

VERIFICHE SLE SEZIONI IN CLS												
sezione di calcolo	Sollecitazioni			Tensioni calcestruzzo			asse neutro	Tensioni Acciaio		Fessurazioni		
	N	M	T	$\sigma_c(1)$	$\sigma_c(2)$	max:	x	σ_s	max.:	w _m	w _k	max.:
	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[MPa]	[MPa]	-8.56	[cm]	[MPa]	0	[mm]	[mm]	0.000
Sez. A - A*	-4428.1	-336.9	10.0	-2.39	-8.10	Verif.	-	-28.5	-	-	-	Verif.
Sez. B - B*	-4620.7	-161.8	-58.0	-4.10	-6.85	Verif.	-	-42.8	-	-	-	Verif.
Sez. C - C*	-5009.8	67.1	105.0	-6.49	-5.38	Verif.	-	-54.1	-	-	-	Verif.
Sez. D - D*	-5672.4	65.0	136.4	-7.25	-6.18	Verif.	-	-62	-	-	-	Verif.
Sez. E - E*	-6229.9	80.6	59.1	-8.04	-6.71	Verif.	-	-67.4	-	-	-	Verif.
Sez. F - F*	-6242.8	140.2	-135.3	-8.56	-6.22	Verif.	-	-63.6	-	-	-	Verif.
Sez. G - G*	-6055.4	-119.3	-196.5	-6.15	-8.19	Verif.	-	-62.4	-	-	-	Verif.
Sez. H - H*	-2247.3	2.0	-469.0	-2.67	-2.65	Verif.	-	-26.2	-	-	-	Verif.
Sez. I - I*	-1514.9	114.0	-18.2	-2.75	-0.83	Verif.	-	-10.2	-	-	-	Verif.
Sez. J - J*	-1188.0	33.8	-2.9	-1.69	-1.12	Verif.	-	-11.7	-	-	-	Verif.

Tabella 4-5 SLE - verifiche di fessurazione/tensione di esercizio (analisi 1.1- $k_0=1 -\text{sen}\phi'$)

VERIFICHE SLE SEZIONI IN CLS												
sezione di calcolo	Sollecitazioni			Tensioni calcestruzzo			asse neutro	Tensioni Acciaio		Fessurazioni		
	N	M	T	$\sigma_c(1)$	$\sigma_c(2)$	max:	x	σ_s	max.:	w _m	w _k	max.:
	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[MPa]	[MPa]	-11.04	[cm]	[MPa]	0	[mm]	[mm]	0.000
Sez. A - A*	-7090.9	144.7	1.3	-9.60	-7.19	Verif.	-	-73.2	-	-	-	Verif.
Sez. B - B*	-7046.7	110.4	21.2	-9.26	-7.43	Verif.	-	-75	-	-	-	Verif.
Sez. C - C*	-6931.9	-95.9	137.7	-7.38	-9.03	Verif.	-	-74.2	-	-	-	Verif.
Sez. D - D*	-6737.1	-360.2	-69.3	-4.92	-11.04	Verif.	-	-53.8	-	-	-	Verif.
Sez. E - E*	-6434.3	-92.3	-249.4	-6.83	-8.41	Verif.	-	-68.6	-	-	-	Verif.
Sez. F - F*	-5872.4	307.8	-265.9	-9.54	-4.37	Verif.	-	-48.1	-	-	-	Verif.
Sez. G - G*	-5581.5	112.2	-70.6	-7.54	-5.67	Verif.	-	-57.8	-	-	-	Verif.
Sez. H - H*	-2557.4	-145.2	-354.8	-1.80	-4.26	Verif.	-	-19.9	-	-	-	Verif.
Sez. I - I*	-2836.1	147.1	58.5	-4.59	-2.12	Verif.	-	-23.4	-	-	-	Verif.
Sez. J - J*	-2897.5	100.1	-18.3	-4.27	-2.59	Verif.	-	-27.2	-	-	-	Verif.

Tabella 4-6 SLE - verifiche di fessurazione/tensione di esercizio (analisi 1.2 - k₀= 1)

VERIFICHE SLE SEZIONI IN CLS												
sezione di calcolo	Sollecitazioni			Tensioni calcestruzzo			asse neutro	Tensioni Acciaio		Fessurazioni		
	N	M	T	$\sigma_c(1)$	$\sigma_c(2)$	max:	x	σ_s	max.:	w _m	w _k	max.:
	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[MPa]	[MPa]	-7.45	[cm]	[MPa]	0	[mm]	[mm]	0.000
Sez. A - A*	-3403.9	-4.1	-2.4	-3.99	-4.07	Verif.	-	-39.4	-	-	-	Verif.
Sez. B - B*	-3338.3	66.6	6.6	-4.51	-3.40	Verif.	-	-34.6	-	-	-	Verif.
Sez. C - C*	-3887.8	123.3	135.7	-5.64	-3.57	Verif.	-	-37.2	-	-	-	Verif.
Sez. D - D*	-4226.4	-82.8	128.6	-4.30	-5.71	Verif.	-	-43.6	-	-	-	Verif.
Sez. E - E*	-4340.7	-170.6	-29.6	-3.69	-6.59	Verif.	-	-38.9	-	-	-	Verif.
Sez. F - F*	-4023.5	-103.6	-125.0	-3.88	-5.65	Verif.	-	-39.8	-	-	-	Verif.
Sez. G - G*	-3907.9	-332.9	-219.9	-1.81	-7.45	Verif.	-	-22.7	-	-	-	Verif.
Sez. H - H*	-1279.3	52.7	-294.0	-1.96	-1.07	Verif.	-	-11.5	-	-	-	Verif.
Sez. I - I*	-1293.5	201.7	73.8	-3.24	-	Verif.	75.61	-1.6	-	-	-	Verif.
Sez. J - J*	-1412.4	98.2	-10.3	-2.50	-0.85	Verif.	-	-10	-	-	-	Verif.

Tabella 4-7 SLE - verifiche di fessurazione/tensione di esercizio (analisi 2.1- k₀= 1 -senφ')

VERIFICHE SLE SEZIONI IN CLS												
sezione di calcolo	Sollecitazioni			Tensioni calcestruzzo			asse neutro	Tensioni Acciaio		Fessurazioni		
	N	M	T	$\sigma_c(1)$	$\sigma_c(2)$	max:	x	σ_s	max.:	w _m	w _k	max.:
	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[MPa]	[MPa]	-8.99	[cm]	[MPa]	0	[mm]	[mm]	0.000
Sez. A - A*	-5888.9	184.4	-2.5	-8.52	-5.43	Verif.	-	-56.6	-	-	-	Verif.
Sez. B - B*	-5458.5	151.0	-23.4	-7.72	-5.20	Verif.	-	-53.8	-	-	-	Verif.
Sez. C - C*	-5621.2	35.3	53.3	-6.94	-6.37	Verif.	-	-63.4	-	-	-	Verif.
Sez. D - D*	-5210.7	-226.7	-84.3	-4.24	-8.10	Verif.	-	-45.2	-	-	-	Verif.
Sez. E - E*	-4761.5	-188.7	-137.6	-4.04	-7.24	Verif.	-	-42.6	-	-	-	Verif.
Sez. F - F*	-4386.3	-7.3	-135.8	-5.12	-5.27	Verif.	-	-50.6	-	-	-	Verif.
Sez. G - G*	-4343.3	-453.9	45.8	-1.30	-8.99	Verif.	-	-19.5	-	-	-	Verif.
Sez. H - H*	-2292.1	-142.7	-318.6	-1.50	-3.93	Verif.	-	-17	-	-	-	Verif.
Sez. I - I*	-2630.4	290.3	-15.4	-5.56	-0.67	Verif.	-	-11.4	-	-	-	Verif.
Sez. J - J*	-2705.4	360.0	-4.8	-6.23	-0.17	Verif.	-	-7.7	-	-	-	Verif.

Tabella 4-8 SLE - verifiche di fessurazione/tensione di esercizio (analisi 2.2- k₀= 1)