

Provincia di Cuneo  
S.S. 28 del Colle di Nava  
Lavori di realizzazione della Tangenziale di Mondovì con collegamento alla S.S. 28 Dir – 564 e al casello A6 "Torino–Savona" – III Lotto (Variante di Mondovì)

**PROGETTO DEFINITIVO**

COD. TO08

PROGETTAZIONE: RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO PROGETTISTI	MANDATARIA: 	MANDANTI:  
IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:  <i>Ing. Andrea Renso – TECHNITAL Ordine Ingegneri Provincia di Verona n. A2413</i>	IL PROGETTISTA: <i>Ing. Corrado Pesce – TECHNITAL Ordine Ingegneri Provincia di Verona n. A1984</i>	
IL GEOLOGO:  <i>Geol. Emanuele Fresia – TECHNITAL Ordine Geologi Veneto n. A501</i>	GRUPPO DI PROGETTAZIONE: COORDINAMENTO PROGETTAZIONE E PROGETTAZIONE STRADALE: <i>Ing. Carlo Vittorio Matildi – MATILDI + PARTNERS Ordine Ingegneri Provincia di Bologna n. 6457/A</i> COORDINAMENTO PROGETTAZIONE E COORDINATORE STUDIO DI IMPATTO AMBIENTALE: <i>Ing. Edoardo Piccoli – TECHNITAL Ordine Ingegneri Provincia di Verona n. A3381</i>	
IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:  <i>Ing. Paolo Barrasso – MATILDI + PARTNERS Ordine Ingegneri Provincia di Bologna n. A9513</i>	OPERE D'ARTE MAGGIORI GALLERIA: <i>Ing. Corrado Pesce – TECHNITAL Ordine Ingegneri Provincia di Verona n. A1984</i> OPERE D'ARTE MAGGIORI PONTI E MINORI: <i>Ing. Stefano Isani – MATILDI + PARTNERS Ordine Ingegneri Provincia di Bologna n. A4550</i>	
VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO:  <i>Ing. Giuseppe Danilo Malgeri</i>	GEOTECNICA: <i>Ing. Alessandro Rizzo – TECHNITAL Ordine Ingegneri Provincia di Milano n. A19598</i> IDROLOGIA ED IDRAULICA: <i>Ing. Simone Venturini – TECHNITAL Ordine Ingegneri Provincia di Verona n. A2515</i>	
PROTOCOLLO:	DATA:	

11 – OPERE D'ARTE MAGGIORI: GALLERIA  
11.2 – GALLERIA NATURALE  
RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO DELLA GALLERIA NATURALE

CODICE PROGETTO	NOME FILE	PROGR. ELAB.	REV.	SCALA:
DPT00008D16	11-06_P00_GN00_STR_RE03_B	11-06		/
	CODICE ELAB.			
	P00GN00STRRE03		B	
D				
C				
B	Istruttoria ANAS	Mag. 2020	Technital	Longo S. Piccoli E. Pesce C.
A	EMISSIONE	Mar. 2020	Technital	MboazioSC. Piccoli E. Pesce C.
REV.	DESCRIZIONE	DATA	SOCIETA'	REDATTO VERIFICATO APPROVATO

## SOMMARIO

<b>1.</b>	<b>DESCRIZIONE DELL'OPERA</b> .....	<b>2</b>
<b>2.</b>	<b>OGGETTO E SCOPO</b> .....	<b>5</b>
<b>3.</b>	<b>NORMATIVA DI RIFERIMENTO</b> .....	<b>6</b>
<b>4.</b>	<b>ELABORATI PROGETTUALI DI RIFERIMENTO</b> .....	<b>7</b>
<b>5.</b>	<b>MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO</b> .....	<b>8</b>
5.1.	PROFILO GEOLOGICO DI PROGETTO .....	8
5.2.	UNITA' STRATIGRAFICHE .....	8
5.3.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DI PROGETTO .....	9
<b>6.</b>	<b>SEZIONI TIPO</b> .....	<b>10</b>
6.1.	SEZIONI TIPO ADOTTATE .....	10
6.2.	CRITERI DI APPLICAZIONE DELLE SEZIONI TIPO LUNGO IL TRACCIATO .....	17
6.2.1.	Tratte a comportamento omogeneo.....	17
6.2.2.	Applicazione delle sezioni tipo di scavo .....	19
6.3.	DETTAGLI ESECUTIVI DEI PRECONSOLIDAMENTI IN AVANZAMENTO .....	20
6.3.1.	Consolidamento del fronte di scavo.....	20
6.3.2.	Consolidamento del contorno di scavo .....	20
<b>7.</b>	<b>MATERIALI</b> .....	<b>24</b>
<b>8.</b>	<b>MODALITA' DI ANALISI DEL COMPORTAMENTO TENSO-DEFORMATIVO DELLA GALLERIA</b> .....	<b>26</b>
8.1.	SCELTA DELLE SEZIONI DI ANALISI .....	26
8.2.	ANALISI DI STABILITÀ CON IL METODO DI TAMEZ .....	27
8.3.	ANALISI TENSO-DEFORMATIVA AGLI ELEMENTI FINITI .....	31
8.4.	INFLUENZA DELLA FALDA FREATICA .....	34
8.4.1.	Variazione dei carichi idraulici al contorno del cavo – Metodologia di analisi .....	34
8.4.2.	Variazione dei carichi idraulici al contorno del cavo – Applicazione al progetto .....	38
8.4.1.	Effetti sul regime delle tensioni al contorno della galleria .....	40
8.5.	MODALITÀ DI ESECUZIONE DELLE VERIFICHE STRUTTURALI .....	42
8.5.1.	Premessa .....	42
8.5.2.	Prerivestimento.....	42

8.5.3.	Rivestimento definitivo .....	48
8.6.	ANALISI SISMICA .....	52
<b>9.</b>	<b>ANALISI DEL COMPORTAMENTO TENSO-DEFORMATIVO DELLA GALLERIA.....</b>	<b>55</b>
9.1.	SEZIONE TIPO B2V AGLI IMBOCCHI .....	55
9.2.	SEZIONE TIPO B2V NELLA PARTE CENTRALE .....	61
9.3.	SEZIONE TIPO B0V ENTRO LE ARENARIE DI LEQUIO .....	70
9.4.	SEZIONE TIPO B0V ENTRO LE MARNE DI S. AGATA.....	79
9.5.	SEZIONE TIPO B0 – H=70m, GSI=45 .....	88
9.6.	SEZIONE TIPO B0 – H=100m, GSI=49 .....	97
9.7.	SEZIONE TIPO B0 – H=60m, GSI=40 .....	110
9.8.	SEZIONE TIPO P1 .....	124
9.8.1.	Analisi agli elementi finiti con modulo elastico $E = 1100 \text{ MPa}$ .....	125
9.8.1.	Analisi agli elementi finiti con modulo elastico $E = 800 \text{ MPa}$ .....	133
<b>10.</b>	<b>VALUTAZIONE DELLE INTERFERENZE CON LA SUPERFICIE.....</b>	<b>141</b>
10.1.	PREMESSA.....	141
10.2.	MODALITÀ DI PREVISIONE DEL BACINO DI SUBSIDENZA.....	143
10.2.1.	Introduzione.....	143
10.2.2.	Cedimenti e deformazioni in direzione trasversale alla galleria.....	143
10.2.3.	Evoluzione dei cedimenti in direzione longitudinale.....	146
10.3.	VALUTAZIONE DEI POSSIBILI DANNI INDOTTI AGLI EDIFICI .....	146
10.4.	APPLICAZIONE AL PROGETTO .....	153
10.4.1.	Metodologia adottata .....	153
10.4.2.	Sezione a pk 1+210.....	153
10.4.3.	Sezione a pk 1+310.....	154
10.4.4.	Sezione a pk 2+390.....	155
10.4.5.	Sezione a pk 2+450.....	156
<b>11.</b>	<b>MONITORAGGIO IN CORSO D'OPERA .....</b>	<b>166</b>
11.1.	STAZIONI DI CONVERGENZA.....	167
11.2.	STAZIONI DI CONTROLLO .....	168
11.3.	RILIEVO GEOLOGICO DEL FRONTE DI SCAVO .....	169

## BIBLIOGRAFIA

- [1] AFTES (2000). Recommendations for the design of sprayed concrete for underground structures
- [2] Attewell P.B. (1977). Ground movements caused by tunneling in soil, Proc. Conference on Large Ground Movements and Structures, University of Wales, Inst. Sci. Tech., Cardiff, pp. 812-948
- [3]
- [4] Barla G. (2005) Sviluppi nell'analisi progettuale delle opere in sotterraneo. Rivista italiana di Geotecnica 3/2005
- [5] Carranza-Torres C. and Fairhurst C. (1999). General formulation of the elastoplastic response of openings in rock using the Hoek-Brown failure criterion. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. 36 (6), 777-809
- [6] Hoek E., Marinos P.G., Marinos V.P. (2004). Characterization and engineering properties of tectonically undisturbed but lithologically varied sedimentary rock masses - International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences
- [7] Hoek E., Carranza-Torres C., Diederichs M., Corkum B. (2008). The 2008 Kersten Lecture. Integration of geotechnical and structural design in tunneling. 56th Annual Geotechnical Engineering Conference, Minneapolis, February 2008
- [8] Lunardi P. (1994-1996). Progetto e costruzione di gallerie secondo l'approccio basato sull'analisi delle deformazioni controllate nelle rocce e nei suoli. Quarry and Construction, Marzo 1994, Marzo 1995, Aprile 1996
- [9] Mair R.J., Taylor R.N., Bracegirdle A. (1993). Subsurface settlement profiles above tunnels in clays, Géotechnique 43, n. 2, pp. 315-320
- [10] Panet M. (1995). Le Calcul Des Tunnels Par La Méthode Convergence-Confinement, edizioni ENPC, Parigi
- [11] Tanzini, M. (2006). Gallerie. Aspetti geotecnici nella progettazione e costruzione. Seconda Edizione. Dario Flaccovio Editore. Palermo
- [12] Tornaghi R. (1978). Iniezioni

## 1. DESCRIZIONE DELL'OPERA

La nuova tangenziale di Mondovì (Cuneo) rientra nel piano di riordino del sistema viario del Piemonte Sud Occidentale. Sviluppata interamente nel territorio comunale di Mondovì drena il flusso di traffico proveniente dal quadrante Sud-Est collegando la S.S.28, la S.P.5 e la S.S.564 con l'Autostrada A6 Torino-Savona presso lo svincolo di Mondovì.

La progettazione e realizzazione della suddetta arteria stradale è stata suddivisa in 3 lotti funzionali, Figura 1.1, dei quali i primi due sono stati già completati e sono pienamente operativi, mentre il terzo è oggetto di progettazione.

Il lotto 3 di cui al presente Progetto Definitivo è lungo 2692 m circa e, con direzione sostanzialmente Est-Ovest, mette in collegamento a Sud del centro abitato la S.P.5 Villanova – Mondovì con la S.S. 28 del Colle di Nava.

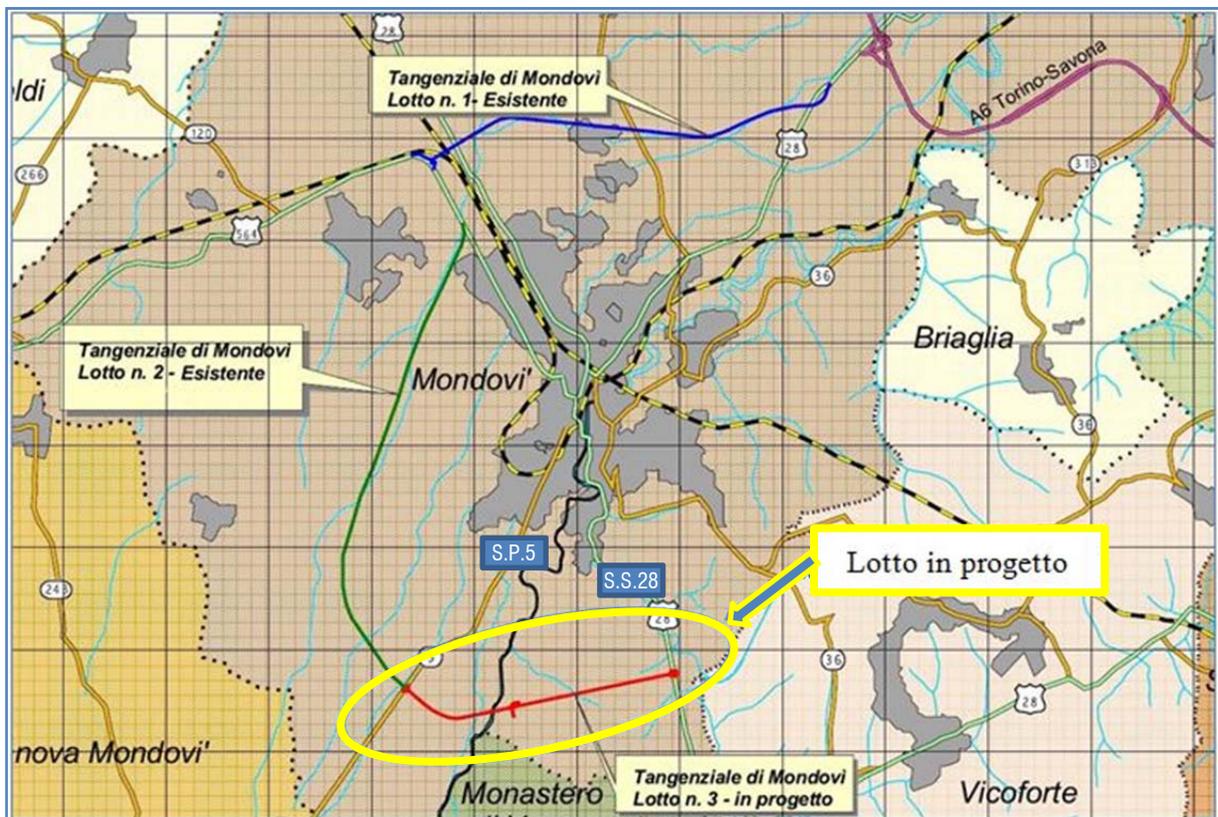


Figura 1.1 Tangenziale di Mondovì: individuazione del lotto in progetto

L'arteria stradale, in analogia con i lotti precedenti, è una classe C1 a doppio senso di marcia con corsie da 3.75 m e banchine laterali da 1.5 m.

L'intervento ha inizio sull'esistente rotonda lungo la S.P.5, al termine del lotto 2, per poi proseguire in direzione Est. Dopo un tratto di circa 500 m che vede in sequenza un tratto in rilevato, uno in scavo ed una galleria artificiale, il tracciato scavalca il Torrente Ellero su viadotto e raggiunge in sponda destra il piede della collina monregalese di S. Lorenzo, poco a valle di Via Vecchia di Frabosa. Al viadotto fa immediatamente seguito la galleria naturale S.

Lorenzo, che attraversa una dorsale allungata in direzione Nord – Sud. L'opera in sotterraneo sottopassa non solo Via Vecchia di Frabosa ma anche altre due viabilità ad essa parallele, poste a quota maggiore, che sono Via delle Oche e Via Vecchia di Monastero. Terminata la galleria naturale il tracciato prosegue con un breve tratto all'aperto di circa un centinaio di metri fino a collegarsi, tramite una seconda rotatoria, con la S.S.28.

La presente relazione riguarda nel dettaglio la galleria naturale S. Lorenzo. L'opera è compresa tra progressive 1+125,00 e 2+536,92 ed ha quindi uno sviluppo totale di 1411,92 m, di cui 1296 m in naturale ed i restanti in galleria artificiale, con 60 m in corrispondenza dell'imbocco ovest e 55,92 m in quello est.

Si tratta di una galleria a canna unica, caratterizzata, nella sezione corrente, da un raggio interno di 6,45 m, in modo da contenere una carreggiata di tipo C1 con le stesse caratteristiche geometriche di quella all'esterno, con una larghezza complessiva di 10,50 m, comprendenti le due corsie di marcia da 3,75 m ciascuna e le due banchine laterali da 1,50 m ciascuna; queste ultime sono delimitate, come previsto dalla vigente normativa, da New Jersey a ridosso dei piedritti della galleria stessa, con a tergo il vano per l'alloggiamento dei cavidotti per gli impianti.

E' prevista la realizzazione di piazzole di sosta ogni 600 m per ciascun senso di marcia, poste sfalsate nelle due direzioni, e di un cunicolo di emergenza al di sotto del piano stradale con accessi diretti in corrispondenza di ciascuna piazzola di sosta e quindi ad un interasse di 300 m, come previsto dalla Linee Guida ANAS.

Gli imbocchi vengono realizzati con l'ausilio di paratie tirantate caratterizzate da pali di diametro 900 mm ed interasse di 1,10 m e saranno poi in fase definitiva parzialmente tombate o rivestite in pietra per inserirle nel modo migliore da un punto di vista ambientale.

La copertura litostatica varia tra un minimo di circa 4 m agli imbocchi fino ad un massimo di 110 m nel settore centrale e gli ammassi interessati sono costituiti essenzialmente dalle marne sabbiose più o meno argillose della formazione delle Marne di S. Agata e dalle arenarie sabbioso marnose della formazione di Lequio..

La tipologia di avanzamento prevede lo scavo a piena sezione con la realizzazione di consolidamenti al contorno e/o al fronte nelle zone di bassa copertura e maggior fratturazione e solo con centine e spritz dove l'ammasso presenta coperture adeguate e migliori caratteristiche geomeccaniche.

La seguente Figura 1.2 riporta uno stralcio del profilo di progetto a scale sfalsate.

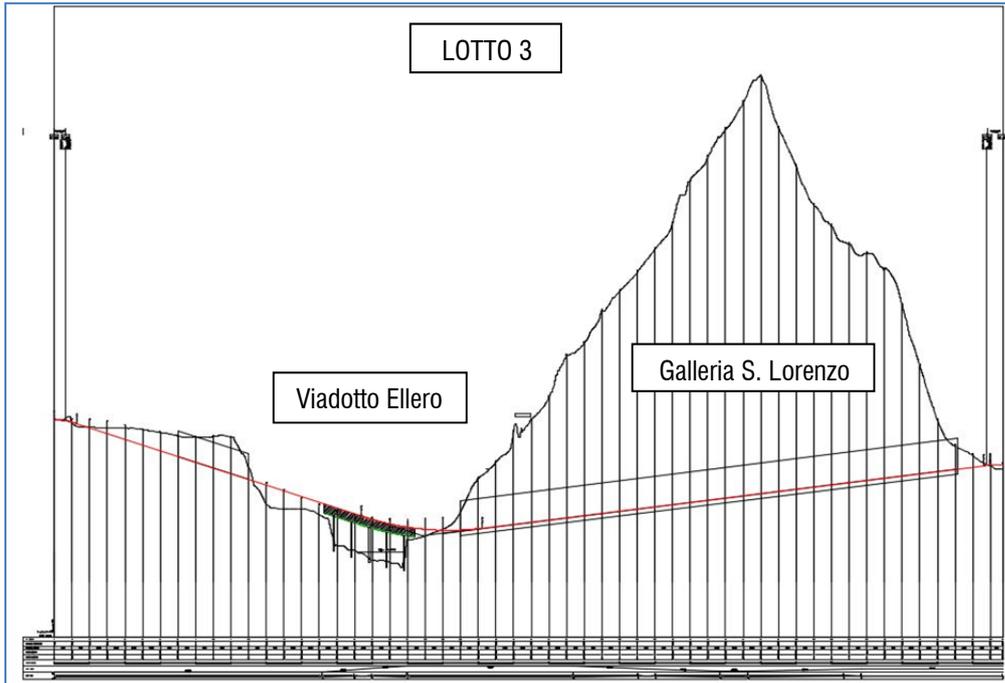


Figura 1.2 Profilo di progetto

## 2. OGGETTO E SCOPO

Oggetto del presente rapporto è il dimensionamento geotecnico-geomeccanico della galleria naturale prevista in progetto.

Lo scopo è quello di dimostrare l'adeguatezza delle sezioni tipo previste per lo scavo ed il sostegno nel breve e lungo termine della galleria.

### 3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- Decreto Ministero dei Lavori Pubblici n. 47 (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".
- Eurocodice 8 – Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture. Parte 5: Fondazioni, Strutture di contenimento ed Aspetti geotecnici (1998).
- Circolare Ministero Lavori Pubblici 24 settembre 1988 n.30483 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione. Istruzioni per l'applicazione". (Pres. Cons. Superiore — Servizio Tecnico Centrale).
- Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al DM 17/01/2018, pubblicate sulla G.U. del 20.02.2018.
- Circolare 21/01/2019 n 7 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme Tecniche per le costruzioni di cui al DM 17/01/2018

## 4. ELABORATI PROGETTUALI DI RIFERIMENTO

I seguenti elaborati progettuali sono di riferimento per il presente documento:

- Relazione geologica
- Relazione geotecnica
- Relazione geomeccanica

## 5. MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO

### 5.1. PROFILO GEOLOGICO DI PROGETTO

La dorsale di San Lorenzo fra le progressive 1.200m e 2.500 m (sezioni 29-55) viene superata mediante la galleria naturale S. Lorenzo, lunga circa 1.400 m ed avente copertura massima nel tratto centrale di circa 110m. Gli scavi si svilupperanno alle due estremità nelle marne con subordinate intercalazioni di arenarie della Formazione di S. Agata Fossili, un materiale molto consistente e sovraconsolidato, a tratti lapideo o pseudolapideo ed a permeabilità modesta. I sondaggi eseguiti hanno evidenziato la presenza, nel tratto centrale della galleria, di un'unità stratigrafica costituita da arenarie da poco a mediamente cementate con subordinate alternanze di marne, conglomerati e calcari marnosi attribuita alla Formazione di Lequio.

### 5.2. UNITA' STRATIGRAFICHE

Nell'area interessata dalla galleria S. Lorenzo si possono distinguere le seguenti unità litotecniche:

- **Unità Ab:** Depositi alluvionali terrazzati lungo l'Ermena che perimetrano il corso d'acqua nel tratto compreso fra fine intervento e l'imbocco Est della galleria S. Lorenzo (Quaternario) - sabbie limoso-argillose o limi sabbioso-argillosi con locali livelli di ghiaie;
- **Unità Cs:** Formazione di Cassano-Spinola (Miocene sup.-Messiniano) - deposito post evaporitico in facies di lago mare caratterizzato da una sensibile eterogeneità. A prevalere è la facies sabbioso limosa, spesso superficialmente coinvolta in una serie di fenomeni deformativi ben individuabili sul terreno e riportati nella documentazione di pianificazione territoriale. Un'altra caratteristica di questa unità è la presenza di blocchi grossolani (da pluridecimetrici e metrici) quarzatici o quarzoarenitici, più frequenti negli orizzonti superficiali (indicativamente nei primi 3-4 m da p.c.);
- **Unità Sa:** Marne di S. Agata Fossili (Tortoniano – Messiniano Inf.) - marne e marne argillose di colore grigio chiaro, talora fossilifere, eterogenee più a livello strutturale che granulometrico. Trattandosi di depositi torbiditici, e come tali tipicamente eterogenei, alla prevalente facies marnosa si affiancano subordinate intercalazioni conglomeratiche, arenacee, sabbiose e ghiaiose (Sar) via via più frequenti nella parte inferiore della successione e che, laddove maggiormente estese, nel profilo geologico e in quello geotecnico sono rappresentate a parte (unità Sar). Laddove l'unità è affiorante o subaffiorante è spesso presente una coltre di alterazione argilloso marnosa da poco a mediamente consistente di colore marrone (indicata con la sigla Saa);
- **Unità L:** Formazione di Lequio (Tortoniano) - arenarie variamente cementate di colore grigio con subordinate intercalazioni di marne, marne calcaree, conglomerati, calcari e quarziti. Come l'unità di S. Agata si tratta di ammassi strutturalmente complessi classificabili nel campo delle rocce tenere.

### 5.3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DI PROGETTO

La seguente tabella riassume, per le diverse tratte individuate lungo la galleria naturale, il litotipo atteso, la copertura litostatica media, la classe geomeccanica prevista ed i relativi parametri geotecnici:

Tratto		Litotipo	Copertura - m	GSI	$m_i$	$\sigma_{ci}$ - MPa	Inviluppo di Hoek-Brown		Inviluppo di Mohr-Coulomb		E - MPa	$\nu$
da	a						$m_b$	s	c - kPa	$\phi - (^\circ)$		
Imbocco Ovest	1250	Sa *	5-10	30 (30-35)	7	4	0.44	2.40e-4	25	37	500	0.25
1250	1450	Sa	10-35	37 (30-40)	7	4	0.57	5.53e-4	50	33	800	0.25
1450	1800	L	35-85	38 (35-45)	13	5.5	1.11	6.23e-4	100	34	900	0.20
1800	1910	Sa	85-100	35 (30-38)	7	4	0.51	3.87e-4	100	21	700	0.25
1910	2250	L	55-110	49 (45-55)	13	5.5	1.72	2.31e-3	150	33	1100	0.20
2250	2400	L	30-55	46 (40-50)	13	5.5	1.53	1.61e-3	130	34	1000	0.20
2400	Imbocco Est	Sa	5-30	30 (30-40)	7	4	0.44	2.40e-4	38	32	500	0.25

\* fronte misto con la possibile presenza di materiale sciolto nella porzione superiore del fronte

## 6. SEZIONI TIPO

In questo capitolo vengono descritte dal punto di vista strutturale le sezioni tipo che vengono proposte per la realizzazione della galleria naturale.

L'attacco della galleria naturale dovrà essere condotto in modo da limitare al massimo il disturbo arrecato all'ammasso, il quale in caso contrario, potrebbe andare soggetto a fenomeni di detensionamento che, propagandosi verso monte, potrebbero coinvolgere estese porzioni del versante, causandone l'instabilità con conseguente pericolo di fenomeni gravitativi.

Gli imbocchi vengono entrambi realizzati previa esecuzione di paratie di pali Ø900 ed interasse 1.10 m opportunamente tirantate.

Man mano che verrà eseguito lo scavo per arrivare al piano di scavo finale, verranno messi in opera in corrispondenza del fronte gli elementi strutturali in VTR che serviranno poi per procedere con lo scavo dell'opera, ma che sono anche funzionali alla stabilità della parte frontale della paratia stessa. Una volta eseguite tali lavorazioni, verranno realizzati gli infilaggi al contorno di scavo e la dima di attacco, avente una lunghezza pari a circa 4,5 m ed uno spessore in chiave di 0.45 m. Il completamento di tale elemento strutturale consentirà di procedere con l'inizio dello scavo della galleria vera e propria.

### 6.1. SEZIONI TIPO ADOTTATE

Lo scavo della galleria avverrà a piena sezione. I problemi di instabilità sono dovuti in maggiore entità al cavo, per cui il modo più sicuro di procedere è quello che mantiene la roccia all'intorno del cavo quanto più possibile in campo elastico. Infatti la sezione progettata raggiunge proprio lo scopo di mantenere l'ammasso roccioso, con i trattamenti previsti, pressoché in campo elastico o di limitare l'estensione della zona plastica. Questo fatto è essenziale per evitare convergenze rilevanti.

Il progetto della galleria l'adozione di 3 sezioni tipo fondamentali, descritte di seguito, la tipo B0, B0V e B2V. L'opera prevede anche la realizzazione di 4 piazzole di sosta per le quali si utilizzeranno, a seconda dei casi, le 3 sezioni tipo P0, P1 e P2.

Si evidenzia che in tutte le sezioni di scavo è prevista la messa in opera di uno strato di spritz beton da 5 cm ad ogni sfondo essenzialmente per motivi di sicurezza, ma anche poiché gli ammassi scavati, essendo costituiti da "weak rocks", sono terreni alterabili all'aria e nel tempo e richiedono pertanto un'adeguata protezione.

#### **Sezione tipo B0**

La sezione tipo B0 si applica lungo la galleria dove l'ammasso roccioso presenta una struttura massiva tale da non richiedere alcun intervento di preconsolidamento del fronte o della chiave.

Le fasi realizzative sono le seguenti:

- a) Scavo. Scavo a piena sezione con sfondi massimi pari a 2 m.
- b) Prerivestimento. È costituito da 2 centine accoppiate IPN180, con interasse 1 m, rivestite con 0.30 m di spritz-beton fibrorinforzato o armato con rete elettrosaldada Ø6 maglia 10x10 cm, di cui 0.05 m di prima fase e 0.25 m di seconda fase.
- c) Muretta e arco rovescio. Rappresentano la prima parte del rivestimento definitivo messa in opera e vengono gettate ad una distanza massima dal fronte non vincolata, suscettibile comunque di variazioni in corso d'opera in funzione del comportamento deformativo del cavo; lo spessore minimo dell'arcorovescio è pari a 0.80 m ed entrambe le membrature sono armate.
- d) Rivestimento definitivo. Viene gettato il rivestimento definitivo ad una distanza massima dal fronte non vincolata, suscettibile comunque di variazioni in corso d'opera in funzione del comportamento deformativo del cavo. Ha uno spessore in calotta pari a 0.70 m e non risulta armato.

La Figura 6-1 riporta la schematizzazione della sezione tipo B0.

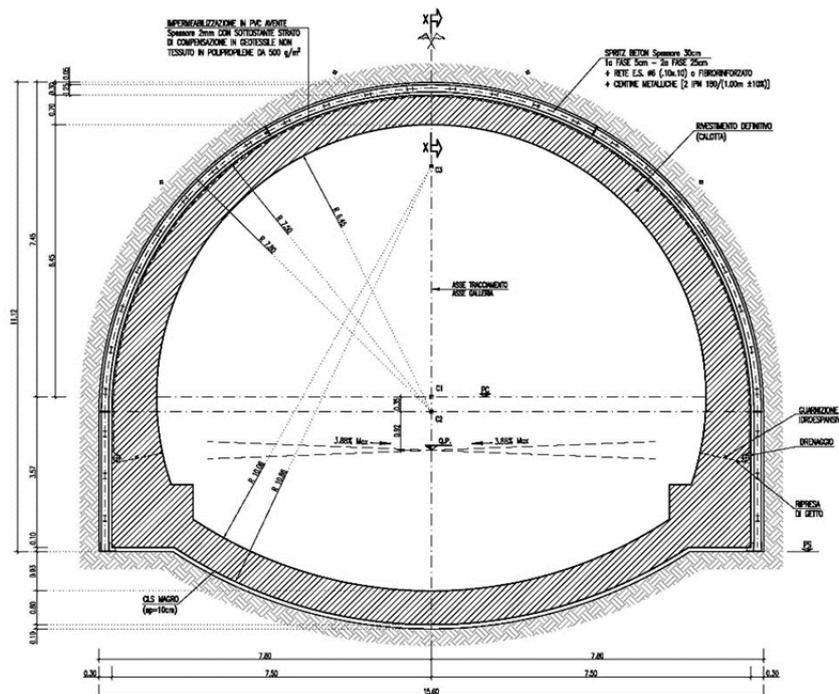


Figura 6-1 – Sezione tipo B0

### **Sezione tipo B0V**

La sezione tipo B0V si applica in corrispondenza dei tratti in cui l'ammasso roccioso arenaceo presenta uno stato di fratturazione diffusa. Le fasi realizzative sono le seguenti:

- a) Stabilizzazione del cavo. L'intervento proposto è costituito da una coronella di n° 51 infilaggi metallici  $\varnothing 114.3$  mm e spessore 10 mm, iniettati con miscele cementizie con 2 vlv/m, aventi una lunghezza di 14 m con una sovrapposizione di 3 m.
- b) Scavo. Scavo a piena sezione con sfondi massimi pari a 1 m.
- c) Prerivestimento. È costituito da 2 centine accoppiate IPN180, con interasse 1 m, rivestite con 0.30 m di spritz-beton fibrorinforzato o armato con rete elettrosaldada  $\varnothing 6$  maglia 10x10 cm, di cui 0.05 m di prima fase e 0.25 m di seconda fase.
- d) Muretta ed arco rovescio. Rappresentano la prima parte del rivestimento definitivo messa in opera e vengono gettate ad una distanza massima dal fronte pari a 3 diametri, suscettibile comunque di variazioni in corso d'opera in funzione del comportamento deformativo del cavo. L'arco rovescio ha uno spessore minimo pari a 0.90 m ed entrambe le membrature sono sempre armate.
- e) Rivestimento definitivo. Viene gettato il rivestimento definitivo ad una distanza massima dal fronte pari a 5 diametri, suscettibile comunque di variazioni in corso d'opera in funzione del comportamento deformativo del cavo. Ha uno spessore in calotta variabile tra 0.60 e 1.23 m e non risulta armato.

La Figura 6-2 riporta la schematizzazione della sezione tipo B0V.

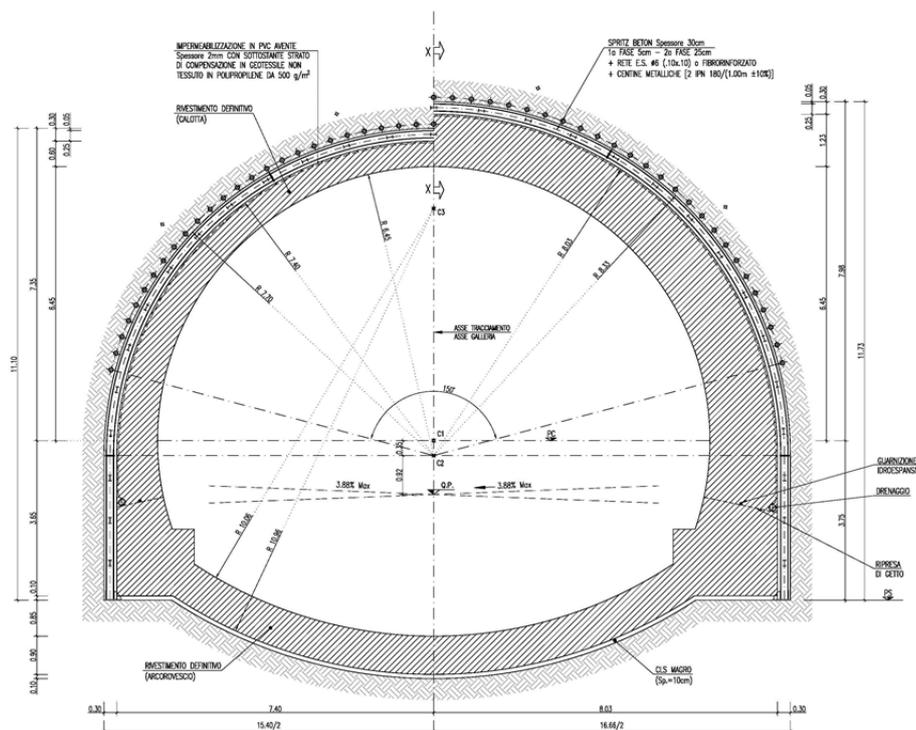


Figura 6-2 – Sezione tipo B0V

### **Sezione tipo B2V**

La sezione tipo B2V si applica in corrispondenza dei tratti di imbocco, dove la copertura litostatica è ridotta ed il fronte potrà interessare parzialmente materiali sciolti di copertura (Formazione di Cassano Spinola) ed in corrispondenza delle zone di massima copertura interessate dalle Marne di S. Agata. Le fasi realizzative sono le seguenti:

- a) Stabilizzazione del fronte con n° 81 elementi strutturali in VTR cementati, di lunghezza pari a 18 m, con 9 m di sovrapposizione.
- b) Stabilizzazione del cavo. L'intervento proposto è costituito da una coronella di n° 51 infilaggi metallici Ø114,3 mm e spessore 10 mm, iniettati con miscele cementizie con 2 vlv/m, aventi una lunghezza di 14 m con una sovrapposizione di 3,00 m. In presenza di formazioni sciolte, il loro interasse dovrà passare da 0,40 m a 0,35 m, portandone il numero a 57.
- c) Scavo. Scavo a piena sezione con sfondi massimi pari a 1,0 m.
- d) Prerivestimento. È costituito da 2 centine accoppiate IPN200, con interasse 1,0 m, rivestite con 0,30 m di spritz-beton fibrorinforzato o armato con rete elettrosaldata Ø6 maglia 10x10 cm, di cui 0,05 m di prima fase e 0,25 m di seconda fase.
- e) Muretta ed arco rovescio. Rappresentano la prima parte del rivestimento definitivo messa in opera e vengono gettate ad una distanza massima dal fronte pari a 3 diametri, ridotto ad 1 diametro in corrispondenza degli imbocchi, suscettibile comunque di variazioni in corso d'opera in funzione del comportamento deformativo del cavo. L'arco rovescio ha uno spessore minimo pari a 0,90 m ed entrambe le membrature sono sempre armate.
- f) Rivestimento definitivo. Viene gettato il rivestimento definitivo ad una distanza massima dal fronte pari a 5 diametri, ridotto a 3 diametri in corrispondenza degli imbocchi, suscettibile comunque di variazioni in corso d'opera in funzione del comportamento deformativo del cavo. Ha uno spessore in calotta variabile tra 0,60 e 1,23 m e risulta sempre armato.

La Figura 6-3 riporta la schematizzazione della sezione tipo B2V.

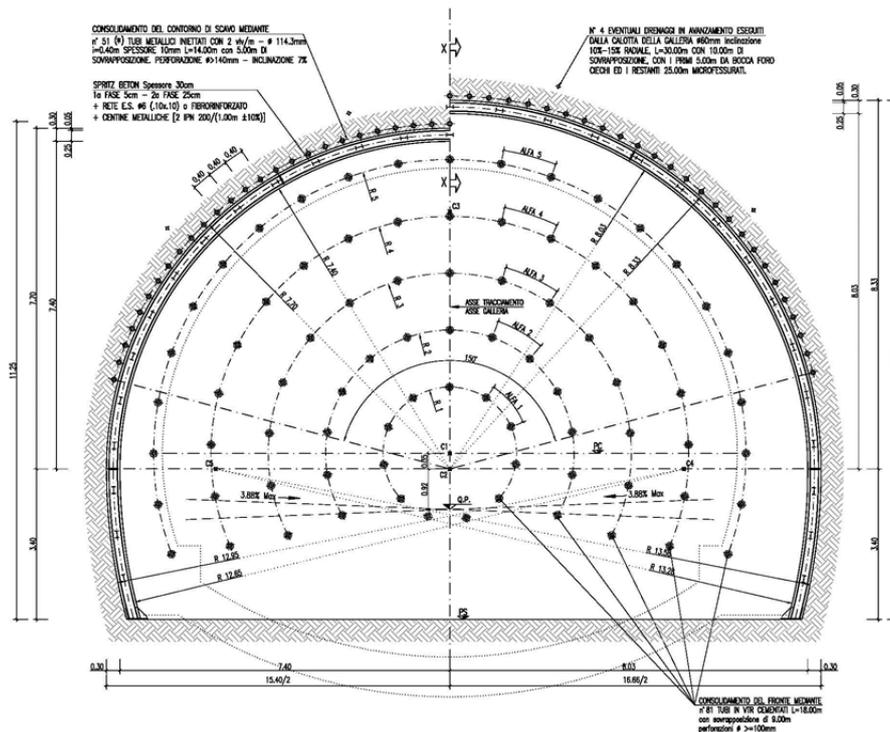


Figura 6-3 – Sezione tipo B2V

### Sezione tipo P0

La sezione tipo P0 si applica in corrispondenza delle arenarie della formazione di Lequio con discrete caratteristiche geomeccaniche tali da non richiedere l'utilizzo di interventi di preconsolidamento né al fronte né al contorno di scavo.

Le fasi realizzative sono le seguenti:

- Scavo. Scavo a piena sezione con sfondi massimi pari a 1 m.
- Prerivestimento. È costituito da 2 centine accoppiate IPN200, con interasse 1 m, rivestite con 0.35 m di spritz-beton fibrorinforzato o armato con rete elettrosaldata Ø6 maglia 10x10 cm, di cui 0.05 m di prima fase e 0.30 m di seconda fase.
- Muretta e arco rovescio. Rappresentano la prima parte del rivestimento definitivo messa in opera e vengono gettate ad una distanza massima dal fronte non vincolata, suscettibile comunque di variazioni in corso d'opera in funzione del comportamento deformativo del cavo; lo spessore minimo dell'arcorovescio è pari a 0.90 m ed entrambe le membrature sono armate.
- Rivestimento definitivo. Viene gettato il rivestimento definitivo ad una distanza massima dal fronte non vincolata, suscettibile comunque di variazioni in corso d'opera in funzione del comportamento deformativo del cavo. Ha uno spessore in calotta pari a 0.80 m e non risulta armato.

La Figura 6-4 riporta la schematizzazione della sezione tipo P0.

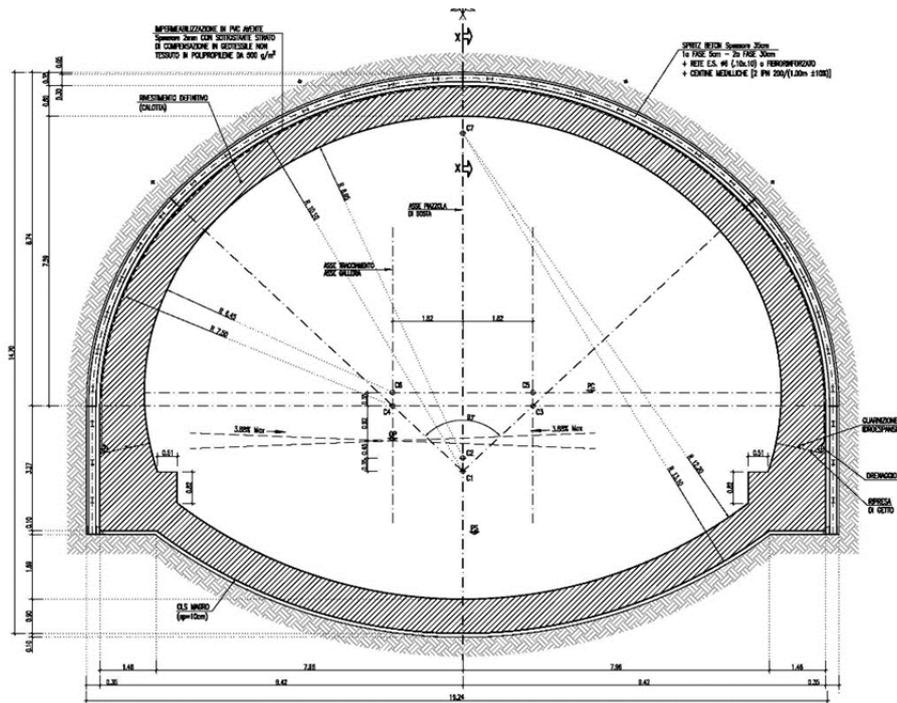


Figura 6-4 - Sezione tipo P0

### **Sezione tipo P1**

La sezione tipo P1 si applica in corrispondenza dei tratti in cui l'ammasso roccioso arenaceo presenta uno stato di fratturazione tali da richiedere il preconsolidamento del contorno di scavo. Le fasi realizzative sono le seguenti:

- Stabilizzazione del cavo. L'intervento proposto è costituito da una coronella di n° 65 infilaggi metallici Ø114.3 mm e spessore 10 mm, iniettati con miscele cementizie con 2 vlv/m, aventi una lunghezza di 14 m con una sovrapposizione di 3 m.
- Scavo. Scavo a piena sezione con sfondi massimi pari a 1 m.
- Prerivestimento. È costituito da 2 centine accoppiate IPN220, con interasse 1 m, rivestite con 0.35 m di spritz-beton fibrorinforzato o armato con rete elettrosaldata Ø6 maglia 10x10 cm, di cui 0.05 m di prima fase e 0.30 m di seconda fase.
- Muretta ed arco rovescio. Rappresentano la prima parte del rivestimento definitivo messa in opera e vengono gettate ad una distanza massima dal fronte pari a 3 diametri, suscettibile comunque di variazioni in corso d'opera in funzione del comportamento deformativo del cavo. L'arco rovescio ha uno spessore minimo pari a 1 m ed entrambe le membrature sono sempre armate.
- Rivestimento definitivo. Viene gettato il rivestimento definitivo ad una distanza massima dal fronte non vincolata, suscettibile comunque di variazioni in corso d'opera in funzione del comportamento deformativo del cavo. Ha uno spessore in calotta variabile tra 0.70 e 1.33 m e non risulta armato.



corso d'opera in funzione del comportamento deformativo del cavo. L'arco rovescio ha uno spessore minimo pari a 1 m ed entrambe le membrature sono sempre armate.

f) Rivestimento definitivo. Viene gettato il rivestimento definitivo ad una distanza massima dal fronte pari a 3 diametri, suscettibile comunque di variazioni in corso d'opera in funzione del comportamento deformativo del cavo. Ha uno spessore in calotta variabile tra 0.70 e 1.33 m e risulta sempre armato.

La Figura 6-6 riporta la schematizzazione della sezione tipo P2.

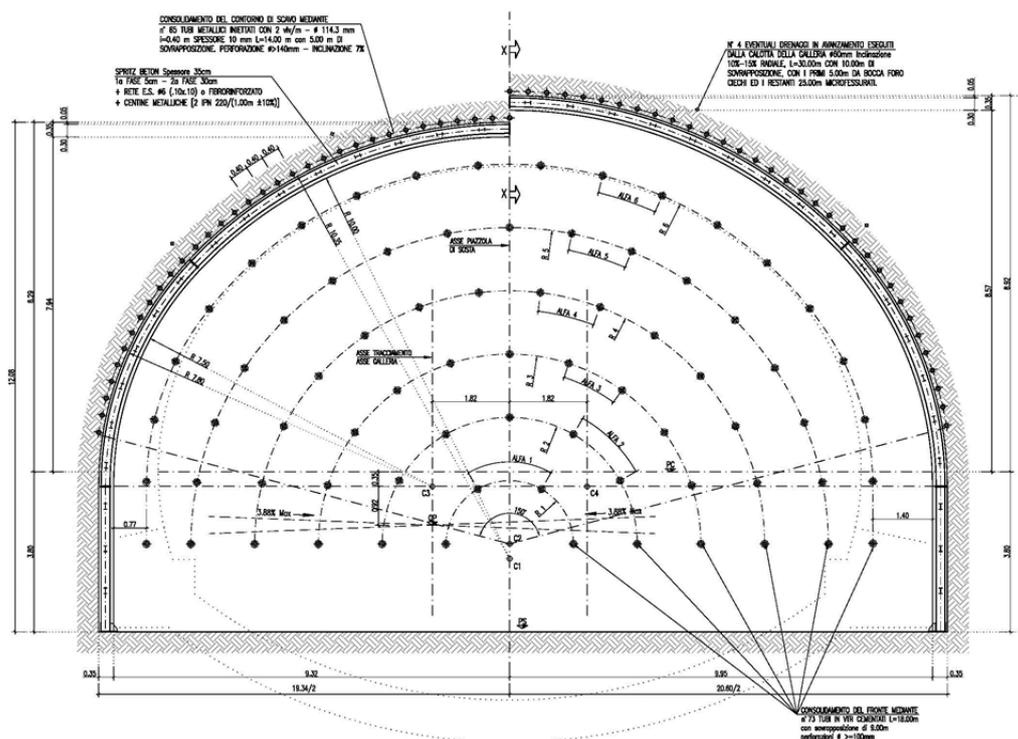


Figura 6-6 - Sezione tipo P2

## 6.2. CRITERI DI APPLICAZIONE DELLE SEZIONI TIPO LUNGO IL TRACCIATO

### 6.2.1. Tratte a comportamento omogeneo

Come rappresentato nel "Profilo geomeccanico della galleria" allegato al presente progetto, il tracciato dell'opera in oggetto è stato suddiviso in tratte a comportamento geotecnico-geomeccanico omogeneo, all'interno delle quali si possono evidenziare le problematiche e i rischi potenziali di seguito descritti.

Zona d'imbocco lato Ovest da pk 1+185 a pk 1+244. Lo scavo interessa un fronte misto, caratterizzato dalla presenza della formazione sciolta del Cassano Spinola (Cs) nella parte superiore, e dalle Marne di S. Agata (Sa)

con stato di fratturazione medio-elevato ( $RQD = 15-30\%$ ) nella parte inferiore. In ragione della presenza di litotipi sciolti di natura prevalentemente sabbioso-limoso (Cs) e di basse coperture litostatiche (inferiori ai 10 m), in assenza d'interventi di consolidamento della sezione di scavo in avanzamento sono prevedibili problemi di instabilità del fronte e del contorno di scavo ma anche rischi di importanti fenomeni di subsidenza in superficie indotti dagli scavi.

Da pk 1+244 a pk 1+447. Lo scavo interessa il primo tratto della Formazione delle Marne di S. Agata caratterizzate da un ammasso roccioso di natura marnosa da consistente a pseudo-lapideo, con un grado di fratturazione piuttosto elevato ( $RQD = 25-40\%$ ) e la possibile presenza di lineazioni tettoniche di limitata estensione. La copertura litostatica è variabile tra 10 e 35 m circa. In questa tratta in assenza di interventi si prevede un rischio elevato di fenomeni di instabilità del contorno di scavo ma anche, specialmente nei tratti in cui lo stato di fratturazione è più intenso, del fronte di scavo, con associati fenomeni deformativi.

Da pk 1+447 a pk 1+796. Lo scavo interessa la formazione di Lequio, caratterizzata da arenarie sabbioso marnose con subordinati marne, conglomerati, calcari e quarziti. La formazione di Lequio in questo tratto presenta uno stato di fratturazione medio-alto ( $RQD = 30-40\%$ ) e locali lineazioni tettoniche di limitata estensione. La copertura litostatica è variabile tra 35 e 85 m circa. In questa tratta, in assenza di interventi, si prevede un rischio correlato prevalentemente a fenomeni di instabilità del contorno di scavo con associati fenomeni deformativi.

Da pk 1+796 a pk 1+915. Lo scavo in questo tratto dovrebbe interessare nuovamente la formazione delle Marne di S. Agata, con uno stato di fratturazione elevato ( $RQD = 20-30\%$ ) e possibili lineazioni tettoniche verticali che, unitamente a fenomeni di eteropie laterali, la suddividono dalle Arenarie di Lequio che si rinvencono sia ad est che ad ovest di tale tratto. La copertura litostatica è variabile tra 85 e 100 m circa. In questa tratta, in assenza di interventi, si prevede un elevato rischio correlato a fenomeni di instabilità del contorno e del fronte di scavo con associati fenomeni deformativi.

Da pk 1+915 a pk 2+260. Lo scavo in questo tratto dovrebbe tornare all'interno della formazione delle Arenarie di Lequio, con uno stato di fratturazione medio-basso ( $RQD = 50-70\%$ ), e nessun lineamento tettonico atteso, a meno della zona di transizione tra la formazione arenacea e le marne della tratta precedente. La copertura litostatica è variabile tra 55 e 110 m circa. In questa tratta si prevede che generalmente il cavo presenti una buona stabilità della lunghezza libera nel breve termine, con brevi tratti in cui un locale peggioramento dello stato di fratturazione possa indurre, in assenza di interventi, fenomeni di instabilità del contorno di scavo con associati fenomeni deformativi.

Da pk 2+260 a pk 2+413. Lo scavo in questo tratto resta all'interno della formazione delle Arenarie di Lequio, con uno stato di fratturazione mediocre ( $RQD = 40-50\%$ ) e la presenza di alcuni lineamenti tettonici subverticali, pur di limitata estensione. La copertura litostatica è variabile tra 25 e 55 m circa. In questa tratta, in assenza di interventi, si prevede un rischio correlato prevalentemente a fenomeni di instabilità del contorno di scavo con associati fenomeni deformativi.

Da pk 2+413 a pk 2+481. In questo tratto si assiste ad un progressivo approfondimento della formazione delle Arenarie di Lequio, che lasciano il posto al fronte di scavo alle Marne di S. Agata, con uno stato di fratturazione medio-elevato ( $RQD = 30-40\%$ ). La copertura litostatica è variabile tra 10 e 25 m circa. In questa tratta in assenza

di interventi si prevede un rischio elevato di fenomeni di instabilità del contorno di scavo ma anche, specialmente nei tratti in cui la copertura litostatica è esigua, del fronte di scavo, con associati fenomeni deformativi.

### 6.2.2. Applicazione delle sezioni tipo di scavo

L'applicazione delle sezioni di scavo lungo il tracciato è stata realizzata nell'ottica di assicurare le condizioni di stabilità del fronte e del contorno di scavo ed il contestuale contenimento della risposta deformativa dell'ammasso. Le sezioni di scavo previste dovranno gestire sostanzialmente le seguenti tre condizioni geomeccaniche:

- 1) Zone d'imbocco in presenza di basse coperture e edifici in superficie. Lo scavo in corrispondenza delle zone di imbocco interessa formazioni rocciose intensamente fratturate e caratterizzate da una resistenza meccanica bassa ( $S_a$ ) e, localmente, anche depositi post-evaporitici di natura sabbioso-limosa (Cassano Spinola). L'avanzamento in tali tratte necessita di un sistematico intervento di consolidamento al fronte ed al contorno dello scavo, al fine di assicurare in fase di scavo la stabilità nel breve termine, prima della posa dei priverivestimenti. Ciò si realizza al contorno del cavo mediante una coronella di infilaggi metallici iniettati valvola per valvola ed al fronte mediante un consolidamento con vetroresina cementati. Il priverivestimento è costituito da centine e spritz-beton fibrorinforzato ed i rivestimenti definitivi di calotta, murette ed arco rovescio sono previsti in C.A..
- 2) Tratti in roccia a medio-elevata fratturazione, ascrivibili generalmente alla formazione delle Marne di S. Agata ma anche localmente a quella delle Arenarie di Lequio. L'avanzamento in tali tratte necessita di un sistematico intervento di consolidamento al contorno dello scavo, al fine di assicurare in fase di scavo la stabilità nel breve termine, prima della posa dei priverivestimenti, e localmente anche del fronte di scavo, laddove lo stato di fratturazione risulta più intenso. Ciò si realizza al contorno del cavo mediante una coronella di infilaggi metallici iniettati valvola per valvola ed al fronte mediante un consolidamento con vetroresina cementati. Il priverivestimento è costituito da centine e spritz-beton fibrorinforzato ed i rivestimenti definitivi di murette ed arco rovescio sono previsti in C.A. mentre la calotta è generalmente priva di armatura.
- 3) Tratti in roccia a medio-bassa fratturazione, ascrivibili alla porzione più massiva delle Arenarie di Lequio. L'avanzamento in tali tratte dovrebbe essere caratterizzato da una buona stabilità della lunghezza libera nel breve termine, con brevi tratti in cui un locale peggioramento dello stato di fratturazione possa richiedere un sistematico intervento di consolidamento al contorno dello scavo. Ciò si realizza al contorno del cavo mediante una coronella di infilaggi metallici iniettati valvola per valvola, da realizzarsi esclusivamente in quei tratti in cui lo stato di fratturazione rende consigliabile un sostegno ulteriore della lunghezza libera. Altrove la sezione di avanzamento è priva di interventi di presostegno sia del fronte che del contorno di scavo. Il priverivestimento è costituito da centine e spritz-beton fibrorinforzato ed i rivestimenti definitivi di murette ed arco rovescio sono previsti generalmente in C.A. mentre la calotta è priva di armatura.

## 6.3. DETTAGLI ESECUTIVI DEI PRECONSOLIDAMENTI IN AVANZAMENTO

### 6.3.1. Consolidamento del fronte di scavo

Il consolidamento del fronte di scavo è previsto mediante un intervento con tubi in vetroresina distribuiti in maniera il più possibile omogenea sul fronte di scavo. I tubi presentano un diametro esterno pari a 60 mm e spessore 10 mm, con lunghezza 18m e sovrapposizione pari ad 8 m.

La messa in opera degli elementi in vetroresina per ciascun campo di avanzamento deve essere sempre realizzata dopo che il fronte è stato preventivamente ricoperto da uno strato di spritz-beton avente spessore di 10 cm.

Si procederà quindi alla perforazione eseguita a secco con diametro  $\geq 100$  mm, all'inserimento del tubo in VTR ed alla successiva cementazione dell'intercapedine tra tubo e foro mediante miscele cementizie a ritiro controllato ogni 4 o 5 fori.

La cementazione avverrà una volta chiusa la testa foro con cemento a presa rapida, in presenza di due tubicini, di cui uno che giunge a fondo foro da collegarsi alla pompa di iniezione, il secondo che si ferma ai primi tratto del foro come "troppo pieno". Al fine di garantire un adeguato intasamento dell'intercapedine tra foro e tubo è necessario che venga fatto un controllo dei consumi di miscela, via via che si procede per gruppi di 4-5 fori.

### 6.3.2. Consolidamento del contorno di scavo

Il consolidamento del contorno di scavo è previsto mediante una coronella di tubi metallici (infilaggi) iniettati, distribuiti lungo il perimetro di scavo nella parte superiore della sezione lungo un arco di 150°. I tubi metallici presentano un diametro esterno pari a 114.30 mm e spessore 10 mm, con interasse variabile tra 35 (materiali sciolti) e 40 cm (materiali lapidei), lunghezza 12m e sovrapposizione pari a 3 m. Come detto si tratta di tubi valvolati, caratterizzati dalla presenza di 2 valvole di iniezione per ogni metro lineare di tubo.

La messa in opera degli infilaggi per ciascun campo di avanzamento deve essere sempre realizzata dopo che il fronte è stato preventivamente ricoperto da uno strato di spritz-beton avente spessore di 10 cm e a valle della realizzazione del consolidamento del fronte di scavo, ove previsto.

Si procederà quindi alla perforazione eseguita a secco con diametro  $\geq 140$  mm, all'inserimento del tubo metallico ed alla successiva cementazione dell'intercapedine tra tubo e foro mediante miscele cementizie per gruppi di 4-5 fori. In questo modo si crea la cosiddetta "guaina", condizione preliminare fondamentale per garantire la corretta esecuzione delle successive iniezioni delle valvole: la guaina infatti garantisce che la miscela di iniezione non risalga lungo la camicia tra tubo e pareti del foro.

La realizzazione della guaina segue le stesse indicazioni fornite in precedenza per la cementazione dei VTR al fronte. La miscela da impiegare è una miscela cementizia caratterizzata da un rapporto acqua/cemento in peso pari a 2,

con un'aggiunta del 2% di bentonite rispetto al peso del cemento per aumentarne la stabilità. Al fine di garantire un adeguato intasamento dell'intercapedine tra foro e tubo è necessario che venga fatto un controllo dei consumi di miscela di guaina, via via che si procede per gruppi di 4-5 fori.

Solo al termine delle iniezioni di guaina e l'attesa della maturazione della stessa, si può procedere alle iniezioni per valvola. Tali iniezioni dovranno essere realizzate mediante inserimento di un packer a doppio otturatore con camera da 0.50 m, tale da isolare una singola valvola per volta, a partire dal fondo foro, procedendo via via verso il contorno di scavo.

Gli infilaggi verranno iniettati in modo alternato, o comunque avendo cura di eseguire le iniezioni di tubi non adiacenti tra loro, al fine di procedere con un graduale infittimento della coronella.

L'iniezione verrà eseguita con una miscela cementizia caratterizzata da un rapporto acqua/cemento pari ad 1, a cui corrisponde un peso di volume pari a 15 kN/m<sup>3</sup> ed una viscosità della miscela  $\eta$  pari a 10<sup>-4</sup> Pa·s. La miscela ha una rigidità iniziale prossima a 1 Pa, motivo per cui la miscela, pur essendo binghamiana, è assimilabile al comportamento di un fluido newtoniano.

Naturalmente anche nel caso delle iniezioni delle valvole, è fondamentale il controllo dei consumi di miscela e delle pressioni adottate.

#### Progettazione dell'iniezione entro la formazione di Cassano Spinola

Il dimensionamento di massima dell'iniezione può essere fatto con riferimento alla pubblicazione di Tornaghi "Iniezioni", secondo cui l'iniezione della singola valvola in termini di portata di miscela, tempi e volumi di iniezione dipende dalle seguenti grandezze:

- Raggio di iniezione  $r_0 = 0.07$  m, noto che il foro che accoglie l'infilaggio ha diametro 140 mm;
- Lunghezza del tratto oggetto di iniezione L pari a 0.50 m;
- Raggio atteso del terreno consolidato R pari a 0.50 m;
- Permeabilità del terreno (Cassano Spinola) all'acqua  $k = 5 \cdot 10^{-6}$  m/s
- Viscosità dell'acqua  $\eta_w = 10^{-3}$  Pa·s

La permeabilità del terreno alla miscela va determinata con la seguente formulazione:

$$k_m = k \cdot \frac{\eta_w}{\eta_m} = 5 \cdot 10^{-6} \cdot \frac{1}{10} = 5 \cdot 10^{-7} \frac{m}{s}$$

La portata di iniezione, nell'ipotesi di una pressione di iniezione  $\Delta h$ , pari a 8 bar, ovvero 80 m di acqua, inferiore alla pressione di claquage del terreno, è data da:

$$Q = \frac{2\pi \cdot L \cdot \Delta h \cdot k_m}{\ln\left(\frac{R}{r_0}\right)}$$

Ne deriva una portata Q pari a 8·10<sup>-5</sup> m<sup>3</sup>/s, ovvero 4.8 l/min.

Il raggio R che si intende raggiungere è pari a 0.50 m, valore che consente di garantire una adeguata compenetrazione del terreno consolidato da ogni singolo infilaggio, creando così una fascia di terreno consolidato.

Per garantire l'R richiesto, va garantito un corretto dimensionamento del volume di iniezione  $V_i$ . Tale dimensionamento è direttamente correlabile alla porosità efficace del terreno  $n_e$ , intendendo con tale parametro il volume complessivo dei vuoti di dimensioni tali da poter consentire l'ingresso della miscela., che in assenza di determinazioni dirette si può porre pari a 0.25. Da cui:

$$V_i = \pi \cdot n_e \cdot L \cdot (R^2 - r_0^2) = 0,096 \frac{m^3}{valvola} = 96 \frac{l}{valvola} = 192 \frac{l}{m}$$

Dividendo il volume di iniezione per il peso di volume della miscela si ottiene la quantità di miscela iniettata a metro, che risulta pari a 288 kg, di cui 144 kg di cemento e 144 kg di acqua, valori inferiori al limite di rifiuto per terreni sciolti (che è dell'ordine dei 250-300 kg di cemento).

Sulla base di queste considerazioni, prevedendo un'iniezione di circa 100 litri di miscela per valvola con pressione di 10 bar è possibile ottenere un volume di terreno consolidato al contorno di ciascun infilaggio, caratterizzato da un raggio pari a 0.50 m. Considerato che i singoli infilaggi sono posti ad interasse di 0.35m, è plausibile immaginare che si crei una fascia di terreno consolidato al contorno di scavo, caratterizzato da una deformabilità e resistenza meccanica superiori al terreno sciolto che ha accolto l'iniezione.

Naturalmente i consumi di miscela previsti sono quelli massimi teorici: assorbimenti di quell'ordine di grandezza si verificheranno in corrispondenza dei primi infilaggi iniettati, per andare poi via via a ridursi al decrescere della distanza tra gli infilaggi già iniettati e quelli da iniettare. In tal senso, fondamentale è il controllo della pressione durante l'iniezione: al raggiungimento della pressione di rifiuto del terreno, infatti, l'iniezione deve essere interrotta, per scongiurare fenomeni di fratturazione idraulica e perdite di miscela in direzioni incontrollate.

#### Progettazione dell'iniezione entro le formazioni rocciose (Arenarie di Lequio, marne di S. Agata)

Nel caso di un'iniezione in roccia, il parametro principale di riferimento è lo stato di fratturazione, che può essere in prima approssimazione riportato ad una porosità equivalente efficace  $n_e$  per ricondursi al processo di dimensionamento precedente adottato nel caso di un terreno sciolto. Assumendo valori di porosità efficace compresi tra 0.15 e 0.30, e nota la permeabilità degli ammassi rocciosi compresa tra  $1 \cdot 10^{-7}$  (Sa) e  $5 \cdot 10^{-7}$  m/s (L), è possibile ripercorrere il processo precedente.

La permeabilità degli ammassi rocciosi alla miscela è pari a:

$$k_m = k \cdot \frac{\eta_w}{\eta_m} = 1 \cdot 10^{-7} \cdot \frac{1}{10} = 1 \cdot 10^{-8} \frac{m}{s} \quad \text{Marna di S. Agata}$$

$$k_m = k \cdot \frac{\eta_w}{\eta_m} = 5 \cdot 10^{-7} \cdot \frac{1}{10} = 5 \cdot 10^{-8} \frac{m}{s} \quad \text{Arenarie di Lequio}$$

Nel caso degli ammassi rocciosi la pressione di iniezione si pone pari a 20 bar, valore che si colloca al di sotto del limite di fratturazione idraulica dell'ammasso, ma che garantisce nel contempo un'adeguata espansione in campo elastico delle fessure e di conseguenza una buona diffusione della miscela. Naturalmente, vista l'estrema eterogeneità degli ammassi rocciosi coinvolti, in presenza di orizzonti a basso grado di cementazione non si possono escludere locali fenomeni di fratturazione idraulica.

La portata di iniezione, nell'ipotesi di una pressione di iniezione  $\Delta h$ , pari a 200 m di acqua, è data da:

$$Q = \frac{2\pi \cdot L \cdot \Delta h \cdot k_m}{\ln\left(\frac{R}{r_0}\right)}$$

Ne deriva una portata Q pari a:

- $5 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$  entro le marne di S. Agata, ovvero 0.3 l/min;
- $2.5 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$  entro le arenarie di Lequio, corrispondenti a 1.5 l/min.

Il raggio R che si intende raggiungere può essere posto in questo caso pari a 0.25 m, non ritenendo necessaria la creazione di una fascia continua di terreno consolidato, ma solo la riduzione della luce libera tra infilaggi adiacenti.

Considerata la variabilità della porosità equivalente di cui si è detto in precedenza, se ne deriva un volume di iniezione pari a:

$$V_i = \pi \cdot n_e \cdot L \cdot (R^2 - r_0^2) = 0,014 \frac{\text{m}^3}{\text{valvola}} = 14 \frac{\text{l}}{\text{valvola}} = 28 \frac{\text{l}}{\text{m}} \text{ con porosità minima}$$

$$V_i = \pi \cdot n_e \cdot L \cdot (R^2 - r_0^2) = 0,027 \frac{\text{m}^3}{\text{valvola}} = 27 \frac{\text{l}}{\text{valvola}} = 54 \frac{\text{l}}{\text{m}} \text{ con porosità massima}$$

Sulla base di queste considerazioni, prevedendo un'iniezione di circa 30 litri di miscela per valvola (valore di upper bound) con pressione di 20 bar è possibile ottenere un volume di terreno consolidato al contorno di ciascun infilaggio, caratterizzato da un raggio pari a 0.25 m.

## 7. MATERIALI

I materiali impiegati in fase di scavo e di esercizio della galleria sono i seguenti:

### SPRITZ-BETON FIBRORINFORZATO

Classe di resistenza C 25/30

Resistenza media su carote h/D=1 a 48h  $\geq$  15 MPa

Resistenza media su carote h/D=1 a 28gg  $\geq$  30 MPa

### FIBRE IN ACCIAIO

Dosaggio 30 kg/mc

Filo di acciaio trafilato a freddo  $\geq$  0.5 mm

Resistenza a trazione  $\geq$  700 MPa

Rapporto di aspetto L/D compreso tra 50 ed 80

### ACCIAIO CENTINE

Centine S275

Piastre S275

Bulloni per piastre di unione centine ad alta resistenza classe 8.8

Catene di collegamento B450C

### ACCIAIO PER INFILAGGI METALLICI

Tubi metallici S355 Ø114.30 mm, spessore 10 mm

2 vlv/m

Perforazione diametro  $\geq$  140 mm

### TUBI IN VETRORESINA CEMENTATI

Tubi in VTR Ø60/40 spessore 10 mm, cementati con miscela cementizia

Perforazione diametro  $\geq$  100 mm

densità  $\geq$  1.9 t/mc

resistenza a trazione  $\geq$  600 MPa

modulo elastico  $\geq$  15000 MPa

contenuto in vetro in peso  $\geq$  55%

### DRENAGGI IN AVANZAMENTO

Tubo in pvc microfessurato ad alta resistenza diametro esterno 60 mm, spessore  $\geq$  4 mm

Rivestimento esterno del tubo con tessuto non tessuto

Perforazione diametro  $\geq 90$  mm

#### CLS RIVESTIMENTO DEFINITIVO

Classe di resistenza C 30/37

Classe di esposizione XC4

Classe di consistenza S4-S5

Rapporto A/C  $< 0.45$

Diametro massimo degli aggregati 25 mm

Copriferro 5 cm

#### ACCIAIO ARMATURE

Barre tipo B450C

## **8. MODALITA' DI ANALISI DEL COMPORTAMENTO TENSO-DEFORMATIVO DELLA GALLERIA**

### **8.1. SCELTA DELLE SEZIONI DI ANALISI**

Sulla base della distribuzione delle sezioni tipo lungo la galleria in progetto, sono state individuate alcune sezioni di analisi rappresentative delle condizioni medie di applicazione.

La sezione tipo B2V è stata analizzata sia all'imbocco Ovest, in presenza di una copertura di 10 m, con fronte misto e GSI della parte inferiore del fronte (Sa) pari a 30-35, sia nella parte centrale della galleria, dove tra pk 1800 e 1910 è prevista la presenza delle Marne di S. Agata con una copertura di 90m ed un GSI compreso tra 30 e 38, a testimonianza di un locale possibile aumento dello stato fessurativo. Il dimensionamento della sezione tipo in entrambi i casi è stato realizzato adottando il valore minimo atteso del GSI, ovvero 30. La sezione tipo BOV è stata analizzata all'interno della formazione di Lequio, nella tratta compresa tra 1450 e 1800m, con una copertura di 50m. Considerata la variabilità attesa del GSI in questa tratta tra 35 e 45, il dimensionamento della sezione tipo è stato realizzato adottando il valore ed il GSI di lower bound pari a 35. Questa stessa sezione viene inoltre applicata in modo esteso nella parte centrale della galleria entro le Marne di S. Agata, dove la variabilità attesa del GSI è compresa tra 30 e 38. E' stata quindi realizzata una seconda analisi anche entro questa formazione litologica per una copertura di 90m ed il GSI di upper bound pari a 38. La sezione B0 è stata analizzata in tre diverse condizioni:

- con una copertura di 70m entro le Arenarie di Lequio, con un GSI pari a 45, rappresentativo delle condizioni medie attese lungo la seconda parte della galleria lato Est;
- con una copertura di 100m entro le Arenarie di Lequio, con un GSI pari a 49, rappresentativo delle massime condizioni di copertura attese lungo il tracciato;
- con una copertura di 60m entro le Arenarie di Lequio, con un GSI pari a 40, rappresentativo delle condizioni medie attese lungo la prima parte della galleria lato Ovest;

Infine per quanto riguarda le piazzole di sosta, si analizza la sezione tipo P1 all'interno della Formazione di Lequio, con una copertura di 70m ed un GSI medio pari a 40, rappresentativa della seconda piazzola a partire dall'imbocco Ovest. Al fine di considerare una sezione rappresentativa della varietà di condizioni geomeccaniche presenti lungo il tracciato in corrispondenza delle diverse piazzole previste, l'analisi è stata realizzata in modo duplice, adottando due diversi valori del modulo elastico:

- $E = 1100 \text{ MPa}$ , valore massimo atteso entro le Arenarie di Lequio
- $E = 800 \text{ MPa}$ , valor minimo atteso per la stessa formazione

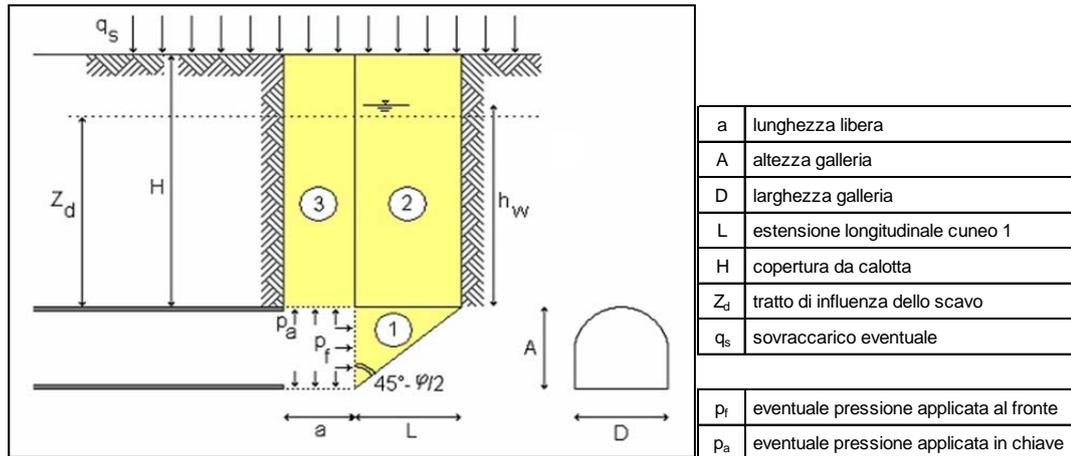
La seguente tabella riassume i parametri geotecnici implementati nei diversi modelli di calcolo:

Parametro	Sez. B2V		Sez. B0V		Sez. B0			Sez. P1	
	Copertura su calotta - m	10	90	50	90	70	100	60	70
Altezza falda indisturbata su calotta - m	9	35	25	35	30	20	20	30	
Litotipo	Sa		L	Sa	L			L	
$\gamma$ - kN/m <sup>3</sup>	20.5		21	20.5	21			21	
GSI	30		35	38	45	49	40	40	
$m_i$	7		13	7	13			13	
$\sigma_{ci}$ - MPa	4		5.5	4	5.5			5.5	
E - MPa	500	700	900	700	1100	1100	900	1100	800
$\nu$ - (-)	0.25		0.20	0.25	0.20			0.20	

## 8.2. ANALISI DI STABILITÀ CON IL METODO DI TAMEZ

La stabilità del fronte di scavo in avanzamento è stata valutata utilizzando il metodo proposto da Tamez et al. nel 1997.

Il metodo impiega l'equilibrio limite e valuta la stabilità locale del fronte e della chiave, ovvero del tratto di cavo non sostenuto tra fronte e rivestimento già eseguito, nonché la stabilità globale del cinematismo considerato, proposto nel seguente schema:



Il metodo tiene conto della presenza della falda freatica schematizzando le condizioni idrauliche che potranno interessare il fronte e la chiave. Consente inoltre di tenere conto dell'effetto dei presostegni tanto al fronte quanto in chiave.

Il programma fornisce 3 fattori di sicurezza relativamente a:

- stabilità del fronte di avanzamento;
- stabilità della chiave (lunghezza libera di avanzamento);
- stabilità globale.

Se i fattori di sicurezza sono insufficienti, il programma valuta le pressioni equivalenti necessarie a garantire:

- la stabilità della chiave;
- la stabilità locale del fronte, valutando la massima pressione equivalente che consente che la potenziale rottura avvenga concordemente alla gravità.

Il programma è stato ricavato dalla pubblicazione di Tamez et al. (1997) e trasferito in ambiente Excel, da cui si è ricavata la forma grafica che riassume per la sezione esaminata sia i dati di input sia i risultati in assenza e presenza degli interventi di stabilizzazione.

I parametri geotecnici utilizzati sono quelli all'origine, ovvero quelli ottenuti dalla linearizzazione dell'involuppo curvilineo di Hoek-Brown a bassi livelli tensionali (tra 0 e 0.2 volte la tensione verticale originaria). La parametrizzazione, riguardando la zona immediatamente prossima al fronte ed alla chiave, è stata ottenuta imponendo un fattore di disturbo D pari a 0.20.

Il carico idraulico della falda è stato posto pari a zero, per le considerazioni espresse nel paragrafo **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** in relazione alla fase di cavo libero.

Le analisi effettuate con il metodo di Tamez sono state svolte con riferimento ai parametri ridotti, come prescritto nel paragrafo 6.7.5 delle NTC 2018, verificando che nei diversi casi i fattori di sicurezza al fronte ed in chiave risultino superiori a 1.10.

Di seguito vengono esplicitati i procedimenti analitici utilizzati per calcolare le pressioni equivalenti necessarie per la stabilizzazione del fronte e della chiave.

Pressione equivalente al fronte  $P_f$ : Chiodatura con elementi strutturali in vetroresina (VTR)

Tali rinforzi vengono realizzati preventivamente allo scavo, ed hanno lo scopo principale di ridurre le estrusioni al fronte e quindi contrastare l'intero cinematismo di instabilità, migliorando le proprietà geomeccaniche del nucleo di avanzamento. L'implementazione dei preconsolidamenti al fronte nel modello di calcolo viene realizzata sostituendo l'intera maglia di consolidamento con una pressione  $P_f$  uniformemente applicata al fronte di scavo.

Le caratteristiche di partenza, oltre alla dimensione della sezione di scavo, sono:

- numero di trattamenti,  $n$
- diametro dei trattamenti,  $D_t$
- lunghezza dei trattamenti,  $L$
- adesione all'interfaccia VTR-ammasso,  $a_d$
- tensione limite del trattamento, che si riferisce, nel caso dei VTR, allo snervamento,  $\sigma_{lim}$ .

Le formulazioni che permettono di valutare la resistenza che caratterizza ogni singolo trattamento sono le seguenti:

$$L_{eff} = L_{totale} - 0,7 \cdot A \cdot tg\left(\frac{\varphi}{2}\right) \quad \text{se } L_{eff} < 0 \rightarrow \text{si pone } L_{eff} = 0$$

$$R_t = \pi \cdot D_t \cdot L_{eff} \cdot a_d$$

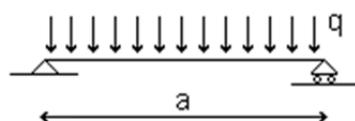
$$\sigma_t = \frac{4R_t}{\pi \cdot D_t^2} \quad \text{se } \sigma_t > \sigma_{lim} \rightarrow R_t = \frac{\pi \cdot D_t^2}{4} \cdot \sigma_{lim}$$

Di conseguenza, la pressione  $P_f$  associata ai trattamenti al fronte risulta:

$$P_f = \frac{n \cdot R_t}{S}$$

Pressione equivalente in chiave  $P_a$ : Ombrello di infilaggi

Si tratta di interventi strutturali in calotta, che hanno lo scopo di aumentare la lunghezza libera, contrastando eventuali fenomeni di instabilità al tetto della galleria. L'implementazione di queste tipologie di sostegno nell'analisi può essere realizzata sostituendo tale contributo con una pressione  $P_a$  distribuita in chiave. La determinazione del valore da attribuire a  $P_a$  avviene analizzando il tratto di infilaggio compreso tra l'ultima centina installata ed il fronte, di lunghezza pari alla lunghezza libera ( $a$ ). Tale elemento strutturale può essere assimilato ad una trave di lunghezza  $a$  con appoggi alle due estremità, soggetta ad un carico lineare  $q$ , calcolato come prodotto della  $P_a$  per l'interasse tra i tubi:



$$q = P_a \cdot i$$

Il massimo momento agente sulla trave, che rappresenta anche la sollecitazione dimensionante per l'intero sistema, risulta pari a:

$$M_{\max} = \frac{1}{8} q a^2 \quad \sigma_{\max} = \frac{M}{I} \cdot R = \frac{\frac{1}{8} q a^2}{\pi \left( \frac{D^4 - (D - 2s)^4}{64} \right)} \cdot \frac{D}{2}$$

con D = diametro infilaggi, s = spessore infilaggi.

La  $P_a$  associata alla corona di infilaggi può essere quindi valutata, noti il diametro dei tubi, l'interasse e lo spessore, oltre che la tensione massima di flessione del tubo, con la seguente formulazione:

$$P_a = \frac{\sigma_{\lim} \cdot \pi (D^4 - (D - 2s)^4)}{4 \cdot i \cdot a^2 \cdot D}$$

La seguente tabella riassume, per le diverse sezioni tipo di avanzamento di progetto, il valore delle pressioni stabilizzanti al fronte ed in chiave. La lunghezza degli interventi che è stata adottata nei calcoli è quella minima di sovrapposizione. Si indicano inoltre i parametri di resistenza all'origine, ottenuti linearizzando l'involuppo di Hoek-Brown per una tensione di confinamento compresa tra zero e 0.2 volte la tensione verticale originaria.

Sezione tipo	Litotipo	A - m	D - m	a - m	GSI	c all'origine - kPa	$\phi$ all'origine - (°)	Pressione al fronte - kPa	Pressione in chiave - kPa
B2V	Sa	11.50	16	1	30	7	34	180	200
	Cs				-	0	19		
B0V	Le	11.50	16	1	35	15	45	-	200
	Sa				38	12	37		
B0	Le	11.10	15.60	1	45	20	48	-	-
					49	25	52	-	-
					40	14	46	-	-
P1	Le	12.10	20	1	40	14	46	-	200

### 8.3. ANALISI TENSO-DEFORMATIVA AGLI ELEMENTI FINITI

L'analisi del comportamento tenso-deformativo atteso per le diverse sezioni tipo è stata svolta con modelli agli elementi finiti in campo di deformazioni piano, adottando il codice di calcolo Phase2 del pacchetto Rocscience.

Per ciascuna di queste sezioni, il modello numerico si estende dalla superficie topografica fin al di sotto della posizione della galleria; l'estensione verticale e orizzontale del modello è stata calibrata sulla base delle dimensioni di scavo al fine di limitare gli effetti di bordo.

In assenza di determinazioni specifiche e considerate le coperture litostatiche in gioco, si è adottato un coefficiente di spinta  $k_0$  pari a 1, di conseguenza alle diverse quote del modello le tensioni iniziali verticali ed orizzontali sono identiche e corrispondono al carico litostatico agente. Per le analisi relative alle zone più prossime agli imbocchi, invece, si è optato per un coefficiente  $k_0$  pari a 0.50.

Dal momento che lo scavo di una galleria è un processo spiccatamente tridimensionale, al fine di simulare nel modello piano l'avanzamento del cavo, si sostituisce al terreno inscritto nella cavità una pressione distribuita equivalente, che viene via via abbattuta per simulare il processo di detensionamento dell'ammasso roccioso indotto dal progressivo avvicinamento, superamento e successivo allontanamento del fronte dalla sezione di analisi.

Le fasi di calcolo considerate, a meno di quella di inizializzazione dello stato tensionale geostatico, sono la fase fronte, durante la quale il fronte coincide con la sezione in esame, la fase di avanzamento dello sfondo, al termine della quale il fronte è a oltre 1 m dalla sezione in esame, ed infine la fase di detensionamento in presenza del prerivestimento, che assorbe i carichi residui conseguenti al completamento del rilascio delle tensioni originarie.

Le percentuali di detensionamento associate alle diverse fasi di calcolo sono state derivate dalle curve di Panet, che definiscono il rilassamento della cavità in relazione alla distanza  $x/R$ , indicata con  $x$  la distanza tra il fronte e la sezione in esame ed  $R$  il raggio equivalente della cavità, al variare dello stato di plasticizzazione dell'ammasso roccioso, definito in relazione al fattore di stabilità  $N_s$ . Per la sezione tipo B0 si ha un raggio  $R$  pari circa a 7.80 m, per le sezioni tipo B2V e B0V pari a 8 m, per le piazzole 10 m. La distanza  $x$  è nulla per la fase fronte, pari a 1-1.20 m per la fase di avanzamento dello sfondo di scavo.

Il fattore di stabilità per le diverse sezioni tipo è stato ottenuto come rapporto tra il doppio della tensione verticale agente in calotta, valutata secondo il solido di Terzaghi, e la resistenza dell'ammasso roccioso, valutata secondo la formulazione proposta da Hoek in funzione dell'indice  $m_i$ , del GSI e della resistenza della roccia intatta. La seguente tabella riassume i risultati ottenuti:

Sezione tipo di analisi	$\sigma_v$ kPa	$\sigma_{cm}$ - MPa	$N_s$
B2V H=10m	205	216	2
B2V H=90m	717	216	> 5
B0V H=50m	400	500	1.4
B0V H=90m	553	302	3.7

B0 H=70m	370	710	1
B0 H=60m	345	595	1.15
B0 H=100m	570	816	1.4
P1 H=70m	485	710	1.2

Sulla base delle precedenti valutazioni, il fattore di stabilità  $N_s$  può essere posto pari a 1-1.5 per la sezione tipo B0, pari a 2 per la sezione tipo B0V e P1, maggiore di 3 per la tipo B2V, ma riportato a 2 tenendo conto del consolidamento previsto al fronte. Ne conseguono così le seguenti percentuali di detensionamento:

Fase di calcolo	x/R	Percentuale di detensionamento			
		Sez. tipo B2V imbocchi	Sez. tipo B2V tratta centrale	Sez. tipo B0V/P1	Sez. tipo B0
1 _ Iniziale	-	0 %	0 %	0 %	0 %
2 _ Fronte	0	30 %	30 %	35 %	30 %
3 _ Avanzamento	0.20	50 %	50 %	65 %	60 %
Sequenza A – Dimensionamento del prerivestimento					
4a _ Completo detensionamento in presenza del prerivestimento	> 0.20	100 %	100 %	100 %	100 %
Sequenza B – Dimensionamento del rivestimento definitivo					
4b_ Detensionamento in presenza del prerivestimento	> 0.20	90 %	95%	95%	100%
5b_ Getto arco rovescio e murette	-	95%	100 %	100 %	100 %
6b_ Getto calotta	-	100 %	100 %	100 %	100 %
7b_ Disattivazione prerivestimento	-	100 %	100 %	100 %	100 %
8b_ Innalzamento livello di falda	-	100 %	100 %	100 %	100 %
9b_ Sisma	-	100 %	100 %	100 %	100 %

Come si può osservare l'analisi delle diverse sezioni è stata realizzata adottando due diverse sequenze di calcolo:

- La sequenza A assegna tutto il detensionamento al prerivestimento e consente di dimensionare con adeguato margine di sicurezza i prerivestimenti, anche nell'ipotesi in cui per qualche ragione le distanze di getto dei rivestimenti definitivi non seguano le indicazioni di progetto;
- La sequenza B assegna invece la parte finale del detensionamento ai rivestimenti definitivi, tenendo conto dei vincoli imposti da progetto sulle distanze di getto tra i rivestimenti gettati in opera ed il fronte di scavo.

Con riferimento alle curve di detensionamento, ad una distanza  $x/R$  pari a 6 (corrispondente a 3 diametri) o superiore, la cavità ha ormai sperimentato un rilascio pari al 95%, che raggiunge il 100% a circa 5 diametri.

I carichi indotti dal processo di detensionamento sono comunque stati indirettamente applicati ai rivestimenti definitivi, ipotizzando nel lungo termine la disattivazione del prerivestimento (fase 7b).

Per quanto riguarda le fasi 8b e 9b si faccia riferimento rispettivamente ai seguenti paragrafi **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** e **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**

All'ammasso oggetto di scavo è stata assegnata una legge di comportamento elasto-plastico con criterio di rottura di Hoek-Brown. Tutti i parametri geotecnici implementati nei modelli di calcolo sono caratteristici, l'analisi proposta è dunque ascrivibile all'approccio A1+M1 da normativa. Infatti, vista la spiccata non linearità del comportamento del terreno, l'adozione di parametri geotecnici ridotti per tener conto dei coefficienti parziali di sicurezza potrebbe portare a risultati molto lontani dal reale comportamento tenso-deformativo dell'ammasso.

I parametri geotecnici associati all'ammasso roccioso sono stati valutati con un fattore di disturbo  $D$  pari a 0, ad eccezione di una fascia di 2-3m al contorno della sagoma di scavo, entro cui è stata adottata una parametrizzazione ottenuta con lo stesso valore di GSI ma con un fattore di disturbo posto pari a 0.20.

#### Modelli adottati per gli elementi componenti le sezioni reagenti:

Prerivestimento = centine e spritz beton, modellati con elementi beam a cui si associano le caratteristiche equivalenti rappresentanti sia lo spritz beton che le centine

Rivestimento definitivo = modellato con elementi beam

Coronella di infilaggi nelle formazioni sciolte (Cassano Spinola) = fascia di terreno consolidato di spessore 50 cm, avente resistenza coesiva pari a 500 kPa (corrispondente ad una resistenza meccanica compresa tra 1 ed 1.5 MPa) e deformabilità pari a 500 MPa.

Coronella di infilaggi negli ammassi rocciosi = la presenza della coronella viene trascurata nei modelli fem

Interventi al fronte = la stabilizzazione conseguita rende meno deformabile il fronte, ne consegue un minore detensionamento del cavo nella condizione fronte

#### Stato tensionale naturale

Per l'ammasso roccioso interessato dalle analisi si è ipotizzato uno stato tensionale naturale isotropo, ovvero:

$$k_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} = 1$$

ad eccezione dell'analisi relativa alla zona di imbocco, per la quale è stato adottato un coefficiente  $k_0$  pari a 0.50.

## 8.4. INFLUENZA DELLA FALDA FREATICA

Lungo il versante ovest della collina di S Lorenzo i sondaggi hanno evidenziato una falda contenuta nelle sabbie limose del Cassano Spinola che, sostenuta dal sottostante substrato marnoso poco permeabile, si attesta a profondità variabile fra 1 e 4 m ma che stagionalmente si spinge sino a piano campagna. Una falda posta a circa 4 m da p.c., ma che in occasione degli eventi meteorici più intensi può giungere a piano campagna, si riscontra anche nelle alluvioni terrazzate sabbioso limose all'imbocco est della galleria, anche in questo caso sostenuta dal substrato marnoso.

Lungo il tratto in galleria naturale tutti i piezometri installati hanno evidenziato la presenza di una falda idrica che interessa sia le arenarie della Formazione di Lequio, da poco a mediamente permeabili per fratturazione e porosità, sia le poco permeabili marne di S. Agata Fossili. Il livello idrico misurato rimane costantemente al di sopra della galleria con un battente che raggiunge punte massime di circa 40 m in calotta nei settori centrali.

Nel corso degli scavi in sotterraneo saranno quindi da attendersi condizioni di umidità o limitato stillicidio nei termini marnosi, e stillicidi diffusi nelle arenarie, sino a venute concentrate nei tratti più fratturati.

Nel lungo termine la posa di uno strato di geotessuto a tergo del rivestimento definitivo, collegato ad un tubo drenante longitudinale alla galleria, consentirà un parziale abbattimento delle pressioni neutre.

### 8.4.1. Variazione dei carichi idraulici al contorno del cavo – Metodologia di analisi

Per valutare la variazione dei carichi idraulici agenti a tergo della cavità nel corso delle diverse fasi esecutive, si fa riferimento ad un programma di calcolo analitico basato sulle pubblicazioni di Fernandez G., Tirso A., Alvarez Jr.. L'approccio consente di valutare in condizioni piane la portata affluente in galleria e le pressioni agenti al contorno del cavo libero, priverivestimento e rivestimento definitivo in presenza del sistema di drenaggio costituito dal geotessuto. Nella seguente **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** si illustra la simbologia utilizzata per tutte le grandezze che descrivono le analisi di seguito proposte.

#### Portate naturali $Q_0$

La portata naturale  $q_0$  in assenza di priverivestimento per unità di lunghezza di galleria si calcola nel seguente modo:

$$q_0 = \frac{2\pi \cdot k_m \cdot h_0}{\ln\left(\frac{2h_0}{b}\right)}$$

Con:

$k_m$  = permeabilità della formazione rocciosa

$h_0$  = carico idraulico naturale misurato dal piano dei centri

$b$  = raggio equivalente di scavo

Il carico al contorno di scavo è nullo, vedi **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**

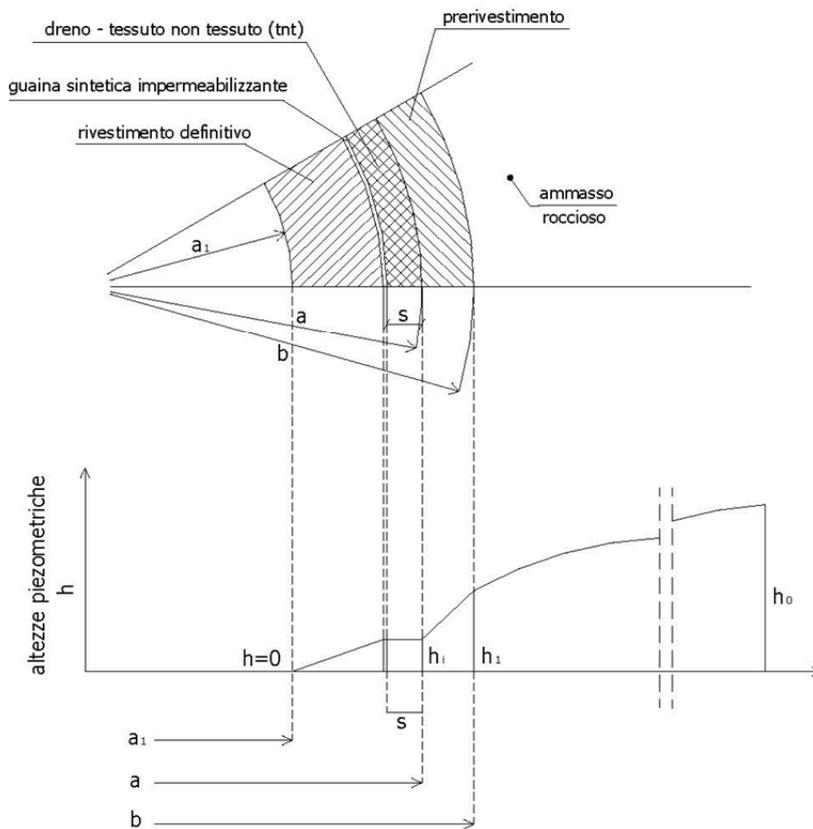
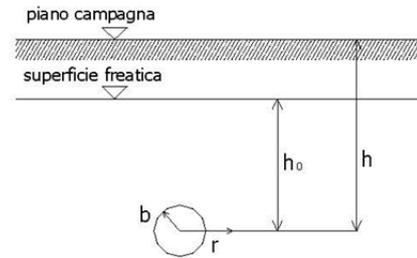
La portata totale  $Q_0$ , trascurando la portata al fronte, è data da:  $Q_0 = q_0 \cdot d$

**PERMEABILITA'**

- $k_m$  = ammasso roccioso
- $k_L$  = rivestimento di prima fase
- $k_d$  = dreno (tnt)

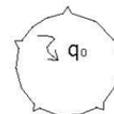
**TRAMISSIVITA' DEL DRENO**

- $\vartheta = k_d \cdot s$
- $s$  = spessore del tnt

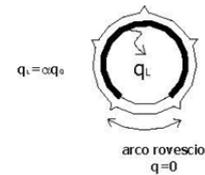


**PORTATE**

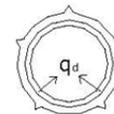
roccia



pririvestimento



rivestimento definitivo



**ALTEZZE PIEZOMETRICHE SIGNIFICATIVE**

- $h_1$  = all'interno del dreno, cioè all'estradosso del rivestimento definitivo
- $h_2$  = all'estradosso del pririvestimento
- $h_0$  = allo stato naturale

Figura 8-1 – Simbologia utilizzata per le analisi idrogeologiche

Portate  $Q_1$  e pressioni idrauliche  $h_1$  in presenza del rivestimento di prima fase

Si definisce  $h_1$  il carico idraulico agente all'estradosso del rivestimento di prima fase, vedi **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**:

$$h_1 = h_0 \cdot (1 - \alpha)$$

$$\alpha = 1 - \left[ 1 + C \cdot \left( \frac{k_L}{k_m} \right) \right]^{-1} \quad C = \frac{\ln\left(\frac{2h_0}{b}\right)}{\ln\left(\frac{b}{a}\right)}$$

In cui:

$h_0$  = altezza piezometrica riferita alla superficie freatica del pendio

$a$  = raggio equivalente della galleria all'intradosso del rivestimento di prima fase

$k_L$  = permeabilità del rivestimento di prima fase = 1E-7 m/s

La portata drenata dalla galleria in presenza del rivestimento di prima fase,  $Q_1$ , tiene conto del fatto che il rivestimento copre circa 3/4 del perimetro di scavo, mentre 1/4, corrispondente al fondo scavo, è scoperto.

La portata per metro lineare  $q_1$  è:

$$q_1 = q_0 \cdot \left( \frac{3}{4} \alpha + \frac{1}{4} \right)$$

E la portata totale  $Q_1$ :  $Q_1 = q_1 \cdot d_1$

In cui:

$d_1$  = lunghezza del tratto con rivestimento di prima fase

Il coefficiente  $\alpha$  è funzione del rapporto tra la permeabilità del priverivestimento e quella dell'ammasso roccioso:

- se il priverivestimento è meno permeabile della roccia circostante,  $\alpha$  risulta  $< 1$
- se il priverivestimento è più permeabile della roccia circostante,  $\alpha$  risulta prossimo ad 1 e quindi l'effetto del rivestimento di prima fase è trascurabile sul regime delle portate drenate e delle pressioni idrauliche agenti al contorno.

Portate  $Q_2$  e pressioni idrauliche  $h_2$  in presenza del rivestimento di seconda fase

Si definisce  $h_2$  il carico idraulico agente all'estradosso del rivestimento di seconda fase, nel dreno. Il dreno è costituito dal geotessuto posto tra il priverivestimento e la membrana impermeabile all'estradosso del rivestimento definitivo.

$$h_2 = h_0 \cdot \left[ \frac{\alpha \cdot D \cdot \frac{k_m}{\theta}}{1 + \alpha \cdot D \cdot \frac{k_m}{\theta}} \right] \quad \theta = k_d \cdot s \quad D = \frac{3\pi^2 a}{4 \cdot \ln\left(\frac{2h_0}{b}\right)}$$

Dove:

$\theta$  = trasmissività del dreno

$k_d$  = permeabilità del dreno

s = spessore del dreno

La portata drenata dalla galleria in presenza del rivestimento di seconda fase per metro lineare di galleria,  $q_2$ , è data da:

$$q_2 = \alpha \cdot k_m \cdot \frac{2\pi(h_0 - h_2)}{\ln\left(\frac{2h_0}{b}\right)}$$

E la portata totale  $Q_2$ :  $Q_2 = q_2 \cdot d_2$

$d_2$  = lunghezza del tratto con rivestimento di seconda fase

La trasmissività  $\theta$  cambia in relazione alle caratteristiche del dreno e alla pressione litostatica agente sul rivestimento definitivo.

La sezione di drenaggio è composta da un geotessuto posto in calotta tra rivestimento di prima e seconda fase, che scarica in due tubi microfessurati posti ai lati all'altezza della ripresa di getto tra calotta e muretta. La seguente tabella fornisce i valori di trasmissività in funzione della copertura e della pressione litostatica. Questi valori sono stati ottenuti da prove di laboratorio dedicate su campioni di geotessuto rappresentativi dei prodotti disponibili sul mercato.

Copertura litostatica - m	Trasmissività - m <sup>2</sup> /s
0 – 50 m	6.5E-6
50 – 100 m	3E-6
100 – 200 m	2E-6
200 – 300 m	1.5E-6

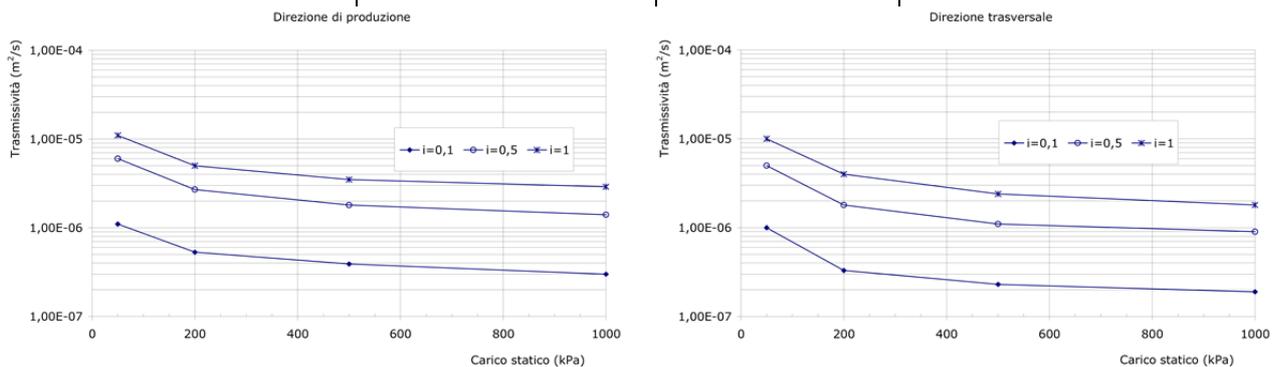


Figura 8-2 – Determinazione sperimentale della trasmissività del dreno al variare del carico (ASTN D 4716)

#### 8.4.2. **Variazione dei carichi idraulici al contorno del cavo – Applicazione al progetto**

Adottando le formulazioni precedentemente espresse e suddividendo la galleria per tratte omogenee in analogia con le suddivisioni proposte nella finca del profilo geomeccanico, è stato possibile valutare lungo tutta la galleria naturale l'andamento delle portate emunte e dei correlati carichi idraulici nelle diverse fasi di scavo e sostegno.

Tutte le valutazioni sono state fatte considerando un raggio equivalente di scavo pari a 8 m. Con riferimento alla relazione geologica si è assegnata una permeabilità pari a  $1E-7$  m/s alla formazione delle Marne di S. Agata, pari a  $5E-7$  m/s per le Arenarie di Lequio, ed infine si è utilizzata una permeabilità equivalente di  $1E-6$  m/s nel breve tratto all'imbocco Ovest in cui il fronte potrà interessare parzialmente la formazione sciolta di Cassano Spinola.

Le fasi di riferimento per il calcolo sono quella con cavo libero, la fase in presenza del solo prerivestimento ed infine quella in presenza del rivestimento definitivo e relativo sistema drenante a tergo. I risultati ottenuti sono proposti nella seguente **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** Si possono fare le seguenti considerazioni:

- nel tratto di lunghezza libera il carico idraulico che agisce nella zona di influenza della galleria si può considerare praticamente nullo, dal momento che all'interno del cavo agisce la pressione atmosferica e sul perimetro di scavo non insiste alcun elemento caratterizzato da una permeabilità ridotta. In questa fase le portate drenate assumono i valori massimi dell'intero processo di scavo e rivestimento, il cui valore è direttamente correlato alla permeabilità propria dell'ammasso roccioso. Si vede bene infatti come all'ammasso più permeabile (Lequio) corrispondano le portate maggiori;
- con la posa del prerivestimento, sul perimetro di scavo si mette in opera uno strato caratterizzato da una permeabilità propria che interagisce con le caratteristiche di permeabilità dell'ammasso roccioso circostante. Se l'ammasso roccioso è più permeabile del prerivestimento (Lequio), il prerivestimento agisce come contrasto al flusso, determinando una riduzione delle portate emunte ed un aumento dei carichi agenti a tergo. Se invece l'ammasso roccioso è meno permeabile del prerivestimento (S. Agata), l'effetto di contrasto è nullo, di conseguenza le portate si mantengono pari a  $Q_0$ , ed i carichi sono prossimi a zero;
- la posa del rivestimento definitivo impone un ulteriore contrasto al flusso di acqua verso la cavità, che viene regolato in relazione alla trasmissività del dreno rapportata alle caratteristiche di permeabilità dell'ammasso roccioso e del prerivestimento. Nel caso delle Arenarie di Lequio, il volume di acqua che giunge a tergo della galleria è superiore alla capacità del dreno di allontanarla: ne consegue che i carichi idraulici che gravano sui rivestimenti crescono e raggiungono un valore pari ad una frazione del carico iniziale, a fronte di una riduzione delle portate drenate. Nel caso in esame ci si può attendere un carico idraulico compreso tra il 5 ed il 35% del carico iniziale indisturbato nei tratti in marna, tra il 55 ed il 75% entro le arenarie.
- Le differenze di carico idraulico evidenziate dall'analisi si riferiscono a sezioni piane, non considerano cioè la presenza del sistema di drenaggio che mette in comunicazione idraulica le diverse formazioni rocciose presenti lungo la galleria. Nella realtà infatti tali differenze di carico inducono un meccanismo di redistribuzione del carico idraulico in senso longitudinale, tale per cui i carichi elevati agenti in corrispondenza delle formazioni più permeabili tenderanno a distribuirsi anche al contatto con le formazioni

adiacenti, "mediando" l'andamento a segmenti illustrato in **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata..**

- Con riferimento alle portate emunte, la galleria rivestita con il rivestimento definitivo potrà drenare complessivamente 10-15 l/s.

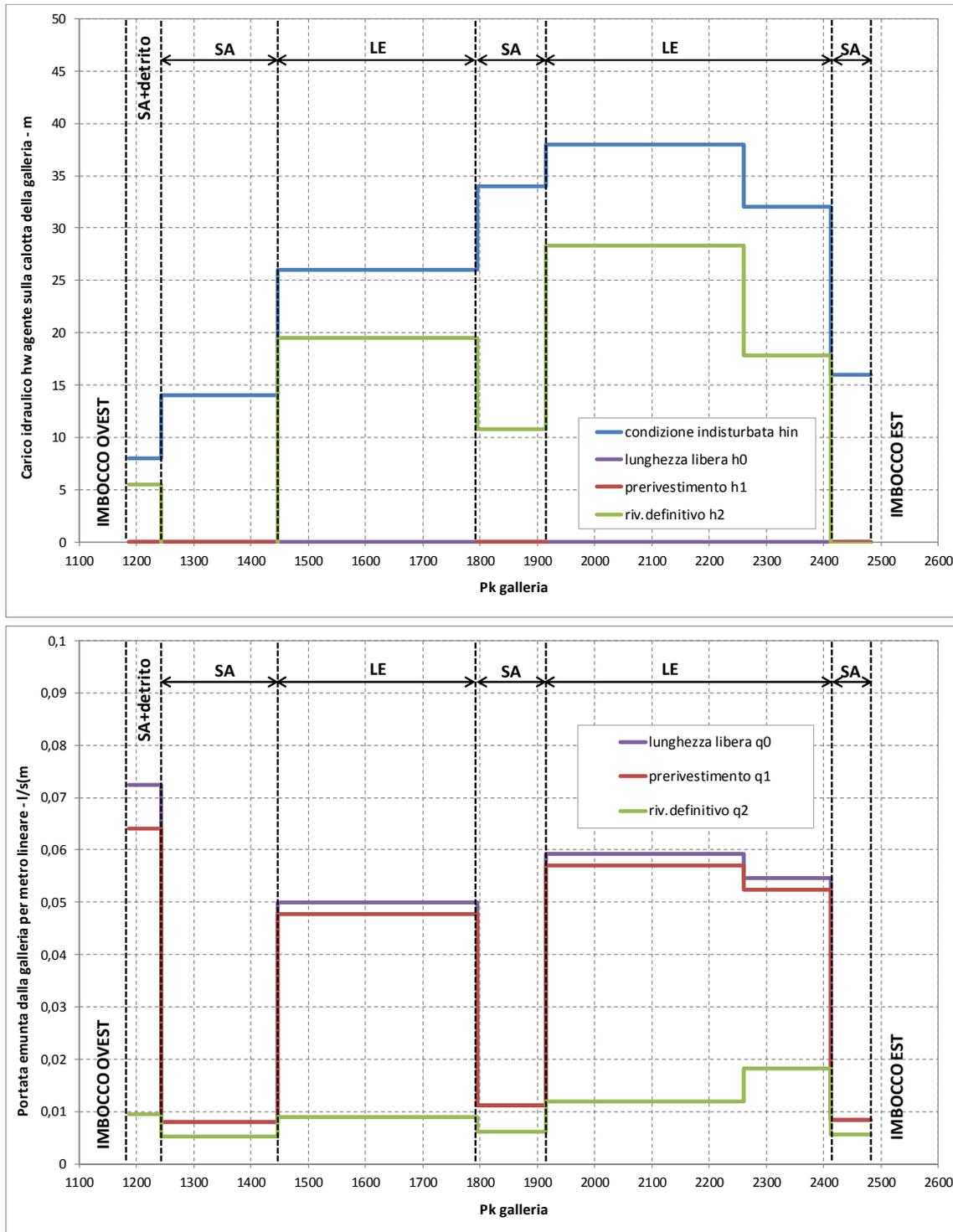


Figura 8-3 – Variazione delle portate e dei carichi idraulici nelle diverse fasi esecutive

#### 8.4.1. Effetti sul regime delle tensioni al contorno della galleria

La condizione tensionale ante operam è data dalla tensione totale, come somma della aliquota efficace e della pressione dell'acqua  $u_{in}$  in condizioni indisturbate.

##### Durante la costruzione

Con il procedere dello scavo, la lunghezza libera di avanzamento impone nella zona di influenza una condizione di drenaggio, tale per cui viene meno la pressione dell'acqua  $u$  che tende allo zero. Questo significa che, nell'ipotesi in cui la tensione totale resti costante in tutto il processo di detensionamento, si verifica un aumento delle tensioni efficaci che eguagliano le tensioni totali originarie.

Durante la costruzione ci si può attendere una condizione di umidità diffusa delle pareti di scavo, che localmente potrà manifestarsi in modo più accentuato con venute e stillicidi laddove il grado di disturbo dell'ammasso roccioso aumenta per la presenza di faglie o in prossimità della superficie e delle coperture detritiche.

L'analisi viene condotta in sforzi totali, che nel corso del detensionamento nella zona prossima allo scavo possono essere considerati assimilabili agli sforzi efficaci.

##### A lungo termine

Con la posa dei rivestimenti, in particolare del rivestimento definitivo, le pressioni  $u$  tendono a crescere in quanto si verifica un accumulo di acqua a tergo del cavo, che viene in parte drenato dal sistema di drenaggio (laddove presente), in parte grava direttamente sui rivestimenti.

Nel caso di progetto, come visto nel precedente paragrafo **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**, ci si può attendere un carico idraulico gravante sul rivestimento di seconda fase compreso tra il 5 ed il 35% del carico iniziale indisturbato nei tratti in marna, tra il 55 ed il 75% entro le arenarie.

Per tali ragioni, al fine di valutare le variazioni tensionali indotte dall'aumento del livello di falda nel lungo termine, l'analisi di ciascuna sezione di calcolo prevede una fase 8b in cui, una volta simulato il getto in opera del rivestimento definitivo, si prevede l'innalzamento del livello di falda fino ad un valore pari al 50% del carico iniziale  $h_{in}$ , il cui valore è stato ricavato dal livello piezometrico proposto nel profilo geologico della galleria, **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** Tale percentuale tiene conto del meccanismo di redistribuzione dei carichi idraulici reso possibile dalla presenza continua del sistema drenante a tergo della galleria. Questa considerazione vale per i tratti in cui la galleria corre interamente entro l'ammasso roccioso, mentre per la prima parte di galleria lato Ovest dove il fronte interessa parzialmente una formazione sciolta, si considera un carico idraulico agente sul rivestimento definitivo pari al carico iniziale.

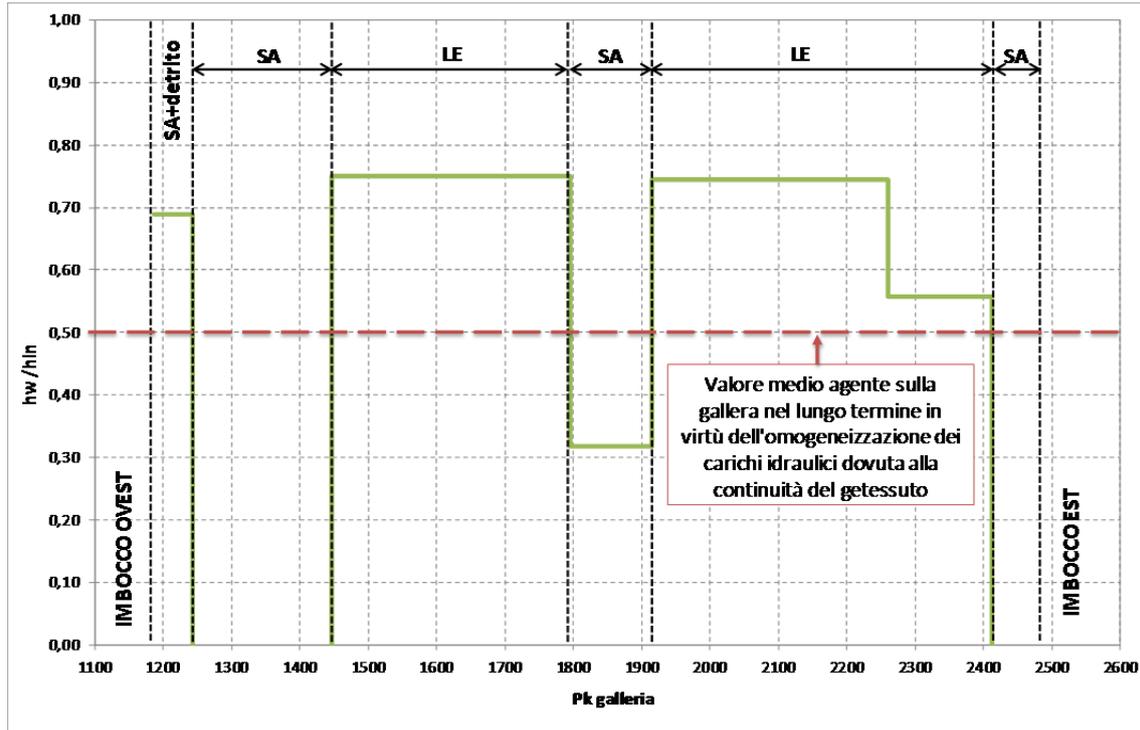


Figura 8-4 – Rapporto tra carico idraulico agente sul rivestimento definitivo e carico idraulico iniziale indisturbato

## 8.5. MODALITÀ DI ESECUZIONE DELLE VERIFICHE STRUTTURALI

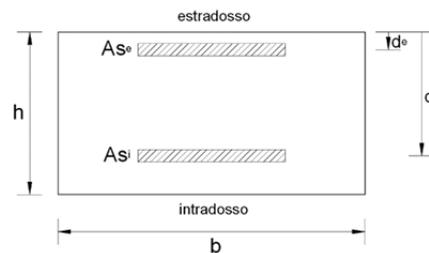
### 8.5.1. Premessa

Gli elementi strutturali componenti il priverivestimento ed il rivestimento definitivo sono stati analizzati come di seguito descritto al fine di valutare il tasso di sollecitazione a cui sono sottoposti in tutte le fasi di calcolo, verificando la compatibilità con la normativa.

Le forze agenti in termini di momento flettente  $M$ , sforzo normale  $N$  e taglio  $T$  sono state ottenute con il programma Phase2D, imponendo i parametri geotecnici caratteristici dell'ammasso roccioso. Le sollecitazioni derivanti dal modello verranno poi amplificate mediante opportuni coefficienti di sicurezza parziali.

### 8.5.2. Priverivestimento

La verifica strutturale del priverivestimento è stata realizzata definendo il dominio di resistenza di una sezione in calcestruzzo armato di spessore pari allo spessore dello spritz beton e un'armatura pari all'area delle ali della centina (AFTES "Recommendations for the design of sprayed concrete for underground support" – 09/11/2000). Tale pubblicazione segnala anche che la resistenza dello spritz beton deve essere attentamente valutata per tenere conto delle possibili problematiche della sua messa in opera.



La verifica strutturale del priverivestimento è stata realizzata ripartendo le sollecitazioni ricavate dal modello tra i due elementi costituenti il priverivestimento, ossia centine e spritz beton.

Questo è stato fatto in funzione delle loro rigidità, così come indicato da Carranza Torres & Diederichs (2009).

Il primo passo per comprendere in quali proporzioni si distribuiscano le sollecitazioni nelle due componenti del sostegno composito, è la valutazione dei coefficienti di compressibilità e flessibilità per le centine e per il calcestruzzo proiettato, nell'ipotesi di condizione di deformazione piana.

Nel caso delle centine:

$$D_{cent} = \frac{E_{cent} \cdot A_{cent}}{1 - \nu_{cent}^2} \quad K_{cent} = \frac{E_{cent} \cdot I_{cent}}{1 - \nu_{cent}^2}$$

Per quanto riguarda il calcestruzzo proiettato:

$$D_{cls} = \frac{E_{cls} \cdot A_{cls}}{1 - \nu_{cls}^2} \quad K_{cls} = \frac{E_{cls} \cdot I_{cls}}{1 - \nu_{cls}^2}$$

dove:

E = modulo elastico dell'acciaio o dello spritz beton

A = area delle centine o dello spritz beton

I = momento d'inerzia delle centine o dello spritz beton

$\nu$  = modulo di Poisson delle centine o dello spritz beton

Sulla base di tali coefficienti è possibile ridistribuire gli sforzi ottenuti dal programma sui due elementi costituenti il priverivestimento nel modo seguente:

*Momento flettente*

Centine: 
$$M_{cent} = \frac{M \cdot K_{cent}}{n(K_{cent} + K_{cls})}$$

Calcestruzzo proiettato: 
$$M_{cls} = \frac{M \cdot K_{cls}}{n(K_{cent} + K_{cls})}$$

*Sforzo normale*

Centine: 
$$N_{cent} = \frac{N \cdot D_{cent}}{n(D_{cent} + D_{cls})} + \frac{M(D_{cls}K_{cent} - D_{cent}K_{cls})}{nR(D_{cent} + D_{cls})(K_{cent} + K_{cls})}$$

Calcestruzzo proiettato: 
$$N_{cls} = \frac{N \cdot D_{cls}}{n(D_{cent} + D_{cls})} + \frac{M(D_{cls}K_{cent} - D_{cent}K_{cls})}{nR(D_{cent} + D_{cls})(K_{cent} + K_{cls})}$$

*Taglio*

Centine: 
$$Q_{cent} = \frac{Q \cdot K_{cent}}{n(K_{cent} + K_{cls})}$$

Calcestruzzo proiettato: 
$$Q_{cls} = \frac{Q \cdot K_{cls}}{n(K_{cent} + K_{cls})}$$

In cui n è il numero di centine in un metro lineare di galleria ed R è il raggio della galleria.

Con le sollecitazioni così ottenute sui due elementi vengono quindi svolte le verifiche strutturali, confrontando tali sollecitazioni con le resistenze di progetto dei materiali.

Tale confronto viene sviluppato in forma grafica, definendo i domini di resistenza N-M e Q-N, distinguendo tra le centine e lo spritz beton.

Le resistenze dei materiali sono calcolate nel modo seguente.

Dominio di resistenza N-M

La massima tensione di compressione e trazione accettabile è pari a:

$$\frac{\sigma_{\max}}{FS} = \frac{N}{A} + \frac{Mt}{2I} \qquad \frac{\sigma_{\min}}{FS} = \frac{N}{A} - \frac{Mt}{2I}$$

Considerando un momento flettente nullo, si ottiene l'espressione per la stima della massima e minima forza normale che non comporta un superamento della resistenza del supporto:

$$N_{\max} = \frac{A \cdot \sigma_{\max}}{FS} \qquad N_{\min} = \frac{A \cdot \sigma_{\min}}{FS}$$

Il massimo momento flettente agisce invece quando si verifica un simultaneo superamento della resistenza a trazione e compressione, ovvero:

$$M_{\max} = \pm \left( \frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{FS} \right) \frac{I}{t}$$

a cui corrisponde una

$$N_{cr} = \frac{A \cdot (\sigma_{\max} + \sigma_{\min})}{FS}$$

Si ricava quindi il dominio resistente sia per le centine che per lo spritz beton adottando a seconda dei casi le relative caratteristiche geometriche e di resistenza.

Dominio di resistenza N-Q

Si vuole ora definire una correlazione fra la sollecitazione di taglio e quella di sforzo normale. Ricordiamo che:

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{\max}}{A} \qquad \tau_{\max} = \frac{3Q}{2A}$$

Dai cerchi di Mohr:

$$\sigma_{1,3} = \frac{\sigma_{\max}}{2} \pm \sqrt{\left( \frac{\sigma_{\max}}{2} \right)^2 + \tau_{\max}^2}$$

$$FS = \frac{\sigma_c}{\sigma_1} = \frac{\sigma_t}{\sigma_3}$$

Il fattore di sicurezza può essere inoltre definito come:

Di conseguenza, accorpare le precedenti equazioni, si ottengono per le resistenze a compressione e trazione rispettivamente:

$$N = \frac{\sigma_c \cdot A}{FS} - \frac{9Q^2 \cdot FS}{4\sigma_c \cdot A}$$

$$N = \frac{\sigma_t \cdot A}{FS} - \frac{9Q^2 \cdot FS}{4\sigma_t \cdot A}$$

Il valore critico di taglio a cui si verificano nello stesso tempo il collasso in compressione e trazione è pari a :

$$Q_{cr} = \pm \frac{A}{FS} \cdot \sqrt{-\frac{4 \cdot \sigma_c \cdot \sigma_t}{9}}$$

Si ricava quindi il dominio resistente sia per le centine che per lo spritz beton adottando a seconda dei casi le relative caratteristiche geometriche e di resistenza.

Nel caso delle centine:

$$D_{cent} = \frac{E_{cent} \cdot A_{cent}}{1 - \nu_{cent}^2} \quad K_{cent} = \frac{E_{cent} \cdot I_{cent}}{1 - \nu_{cent}^2}$$

Per quanto riguarda il calcestruzzo proiettato:

$$D_{cls} = \frac{E_{cls} \cdot A_{cls}}{1 - \nu_{cls}^2} \quad K_{cls} = \frac{E_{cls} \cdot I_{cls}}{1 - \nu_{cls}^2}$$

dove:

E = modulo elastico dell'acciaio o dello spritz beton

A = area delle centine o dello spritz beton

I = momento d'inerzia delle centine o dello spritz beton

$\nu$  = modulo di Poisson delle centine o dello spritz beton

Sulla base di tali coefficienti è possibile ridistribuire gli sforzi ottenuti dal programma sui due elementi costituenti il prerivestimento nel modo seguente:

*Momento flettente*

Gentine: 
$$M_{cent} = \frac{M \cdot K_{cent}}{n(K_{cent} + K_{cls})}$$

Calcestruzzo proiettato: 
$$M_{cls} = \frac{M \cdot K_{cls}}{n(K_{cent} + K_{cls})}$$

*Sforzo normale*

$$\text{Centine: } N_{cent} = \frac{N \cdot D_{cent}}{n(D_{cent} + D_{cls})} + \frac{M(D_{cls}K_{cent} - D_{cent}K_{cls})}{nR(D_{cent} + D_{cls})(K_{cent} + K_{cls})}$$

$$\text{Calcestruzzo proiettato: } N_{cls} = \frac{N \cdot D_{cls}}{n(D_{cent} + D_{cls})} + \frac{M(D_{cls}K_{cent} - D_{cent}K_{cls})}{nR(D_{cent} + D_{cls})(K_{cent} + K_{cls})}$$

Taglio

$$\text{Centine: } Q_{cent} = \frac{Q \cdot K_{cent}}{n(K_{cent} + K_{cls})}$$

$$\text{Calcestruzzo proiettato: } Q_{cls} = \frac{Q \cdot K_{cls}}{n(K_{cent} + K_{cls})}$$

In cui n è il numero di centine in un metro lineare di galleria ed R è il raggio della galleria.

Con le sollecitazioni così ottenute sui due elementi vengono quindi svolte le verifiche strutturali, confrontando tali sollecitazioni con le resistenze di progetto dei materiali.

Tale confronto viene sviluppato in forma grafica, definendo i domini di resistenza N-M e Q-N, distinguendo tra le centine e lo spritz beton.

Le resistenze dei materiali sono calcolate nel modo seguente.

Dominio di resistenza N-M

La massima tensione di compressione e trazione accettabile è pari a:

$$\frac{\sigma_{max}}{FS} = \frac{N}{A} + \frac{Mt}{2I} \qquad \frac{\sigma_{min}}{FS} = \frac{N}{A} - \frac{Mt}{2I}$$

Considerando un momento flettente nullo, si ottiene l'espressione per la stima della massima e minima forza normale che non comporta un superamento della resistenza del supporto:

$$N_{max} = \frac{A \cdot \sigma_{max}}{FS} \qquad N_{min} = \frac{A \cdot \sigma_{min}}{FS}$$

Il massimo momento flettente agisce invece quando si verifica un simultaneo superamento della resistenza a trazione e compressione, ovvero:

$$M_{max} = \pm \left( \frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{FS} \right) \frac{I}{t}$$

a cui corrisponde una

$$N_{cr} = \frac{A \cdot (\sigma_{\max} + \sigma_{\min})}{FS}$$

Si ricava quindi il dominio resistente sia per le centine che per lo spritz beton adottando a seconda dei casi le relative caratteristiche geometriche e di resistenza.

Dominio di resistenza N-Q

Si vuole ora definire una correlazione fra la sollecitazione di taglio e quella di sforzo normale. Ricordiamo che:

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{\max}}{A} \quad \tau_{\max} = \frac{3Q}{2A}$$

Dai cerchi di Mohr:

$$\sigma_{1,3} = \frac{\sigma_{\max}}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_{\max}}{2}\right)^2 + \tau_{\max}^2}$$

$$FS = \frac{\sigma_c}{\sigma_1} = \frac{\sigma_t}{\sigma_3}$$

Il fattore di sicurezza può essere inoltre definito come:

Di conseguenza, accorpare le precedenti equazioni, si ottengono per le resistenze a compressione e trazione rispettivamente:

$$N = \frac{\sigma_c \cdot A}{FS} - \frac{9Q^2 \cdot FS}{4\sigma_c \cdot A}$$

$$N = \frac{\sigma_t \cdot A}{FS} - \frac{9Q^2 \cdot FS}{4\sigma_t \cdot A}$$

Il valore critico di taglio a cui si verificano nello stesso tempo il collasso in compressione e trazione è pari a :

$$Q_{cr} = \pm \frac{A}{FS} \cdot \sqrt{-\frac{4 \cdot \sigma_c \cdot \sigma_t}{9}}$$

Si ricava quindi il dominio resistente sia per le centine che per lo spritz beton adottando a seconda dei casi le relative caratteristiche geometriche e di resistenza.

Le verifiche sul priverivestimento si forniscono quindi in forma grafica distinguendo tra le centine e lo spritz beton. Entrambe le verifiche sono condotte al termine del detensionamento, in presenza dei soli priverivestimenti.

La resistenza di calcolo dello spritz-beton si ottiene mediante l'espressione:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 16.77 \text{ MPa}$$

Dove:

$f_{ck}$  = resistenza cilindrica caratteristica del materiale = 25 MPa

$\gamma_c$  = coefficiente parziale per la resistenza (1.50)

La tensione di snervamento di calcolo dell'acciaio risulta invece pari a:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 239 \text{ MPa}$$

dove

$f_{yk}$  = tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio (275 MPa)

$\gamma_s$  = coefficiente parziale per la resistenza (1.15)

### 8.5.3. Rivestimento definitivo

*Verifiche tensionali delle sezioni in solo calcestruzzo*

Si determina innanzitutto lo stato tensionale della sezione per verificare qualora e dove il rivestimento necessiti di essere armato. Con riferimento al paragrafo 4.1.11.1 delle NTC2018, per una sezione rettangolare di lati  $a$  e  $b$  la verifica deve essere realizzata allo SLU avendo cura di verificare che:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd}$$

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

Dove  $N_{Ed}$  e  $V_{Ed}$  sono le azioni di progetto, mentre  $N_{Rd}$  e  $V_{Rd}$  sono le resistenze disponibili nella direzione  $a$ , valutate come descritto di seguito.

$$N_{Rd} = f_{cd} \cdot b \cdot x$$

$$V_{Rd} = \frac{f_{cvd} \cdot b \cdot x}{1.50}$$

Dove:

$$x = a - 2e$$

$e$  = eccentricità del carico nella direzione  $a$

$$f_{cvd} = \begin{cases} \sqrt{(f_{ct1d}^2 + \sigma_c \cdot f_{ct1d})} & \text{se } \sigma_c \leq \sigma_{clim} \\ \sqrt{\left(f_{ct1d}^2 + \sigma_c \cdot f_{ct1d} - \frac{\delta^2}{4}\right)} & \text{se } \sigma_c > \sigma_{clim} \end{cases}$$

$$\delta = \sigma_c - \sigma_{clim}$$

$$\sigma_c = \frac{N_{Ed}}{b \cdot x}$$

$$\sigma_{clim} = f_{cd} - 2 \cdot \sqrt{(f_{ct1d}^2 + f_{cd} \cdot f_{ct1d})}$$

Qualora le sezioni non dovessero rispettare queste limitazioni, è necessario predisporre un'opportuna armatura dimensionata in modo tale da garantire la sicurezza nei confronti dello stato limite ultimo e di esercizio.

#### Verifiche agli stati limite per le sezioni in calcestruzzo armato

Le verifiche di sicurezza agli stati limite sono condotte con il *Metodo dei coefficienti parziali*: in tutte le *situazioni progettuali* significative, si verifica che gli stati limite non siano superati quando i *valori di progetto* delle azioni, delle *proprietà del materiale* e dei *dati geometrici* siano introdotti nei modelli strutturali e di carico impiegati.

Si fa riferimento in particolare l'approccio A1-M1-R1: i parametri di resistenza dei materiali sono introdotti nei modelli con i loro valori caratteristici; Le sollecitazioni nelle sezioni sono introdotte con i valori non amplificati per le verifiche in esercizio e i valori amplificati per il coefficiente 1.3 per le verifiche allo stato limite ultimo.

I coefficienti di sicurezza parziali per le sezioni in cemento armato sono:

$$\gamma_{cls} = 1.50 \quad \text{coefficiente relativo al calcestruzzo}$$

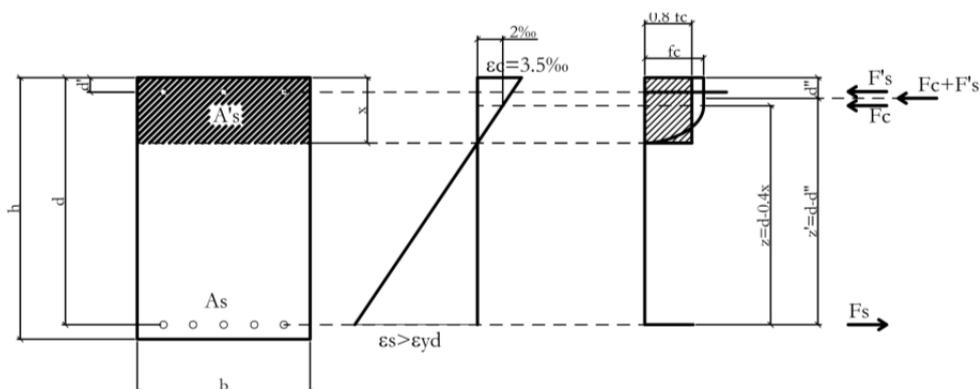
$$\gamma_s = 1.15 \quad \text{coefficiente relativo all'acciaio per calcestruzzo armato}$$

#### Verifiche allo stato limite ultimo a flessione

Le verifiche a flessione controlleranno che, per ogni elemento, risulti:

$$M_{Sd} < M_{Rd}$$

ossia che il momento sollecitante ultimo risulti minore del momento resistente della sezione stessa.



Partendo dalle prescrizioni contenute nell'Eurocodice 2 e nel Testo Unitario, il calcolo del momento resistente delle sezioni è stato eseguito secondo il modello seguente:

Momento resistente: 
$$M_{RD} = F_S \cdot (d - d'')$$

dove d'' viene valutato come: 
$$d'' = \frac{F'_S \cdot d' + F_C \cdot 0.4 \cdot x}{F_C + F'_S}$$

F'S: 
$$F'_S = f_{yd} \cdot A'_S$$

F<sub>S</sub>: 
$$F_S = f_{yd} \cdot A_S$$

F<sub>C</sub>: 
$$F_C = 0.8 \cdot f_c \cdot b \cdot x$$

### Verifiche allo stato limite ultimo a taglio

Secondo le prescrizioni contenute nella normativa nazionale, l'armatura a taglio è disposta in tutti gli elementi dove il taglio sollecitante  $V_{Sd}$  risulta essere maggiore di un valore di riferimento fissato dalla norma ( $V_{Rd,1}$ ) ovvero se:

$$V_{Sd} > V_{Rd,1}$$

dove  $V_{Rd,1}$  è definito come:

$$= \left\{ 0.18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

con:

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

$$v_{\min} = 0.035k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

$$\rho = \text{percentuale d'armatura di trazione } A_s / (b_w \cdot d) \leq 0.02$$

$$\sigma_{cp} = \text{sforzo assiale di compressione } N_{Ed} / A_c \leq 0.2 \cdot f_{cd}$$

d = altezza utile della sezione

$b_w$  = larghezza minima della sezione

Ogni qualvolta il taglio sollecitante risulti essere maggiore di  $V_{Rd,1}$  si dovrà verificare che in ogni sezione risulti essere:

$$V_{Sd} > V_{Rcd}$$

e che la sezione presenti armatura a taglio sufficiente a resistere al taglio sollecitante  $V_{Sd}$ :

$$V_{Sd} > V_{Rsd}$$

dove:

$$= 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \vartheta) \cdot \sin \alpha$$

$V_{Rcd}$

$$= 0.9 \cdot b_w \cdot d \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{(ctg \alpha + ctg \vartheta)}{(1 + ctg^2 \vartheta)}$$

$V_{Rsd}$

$\theta$  = inclinazione dei puntoni di calcestruzzo ( $1 \leq ctg \theta \leq 2.5$ )

$A_{sw}$  = area dell'armatura trasversale

$s$  = interasse tra le armature

$\alpha$  = angolo di inclinazione dell'armatura rispetto all'asse della trave

$f'_{cd}$  = resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ( $f'_{cd} \leq 0.5f_{cd}$ )

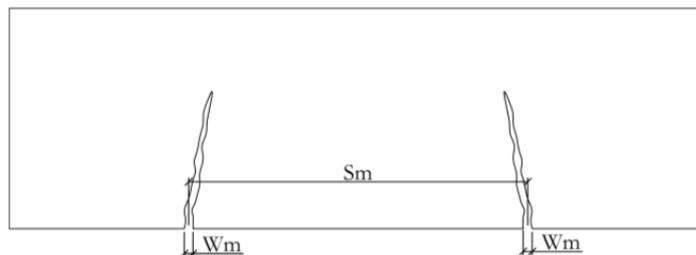
$\alpha_c$  = coefficiente maggiorativo dipendente dalla compressione della membratura

#### Verifica a fessurazione

La verifica a fessurazione viene effettuata garantendo che in ogni sezione, sotto la condizione di carico "quasi permanente", l'ampiezza caratteristica delle fessure ( $w_k$ ) sia minore di 0.3 mm.

L'ampiezza caratteristica delle fessure viene calcolata a partire dall'ampiezza media delle fessure ( $w_m$ ) secondo la formula:

$$w_k = 1.7 \cdot w_m = 1.7 \cdot s_m \cdot \varepsilon_m$$



dove, l'espressione di  $s_m$  in millimetri è:

$$s_m = 50 + 0.25 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot \phi / \rho_r$$

con:

$k_1$  = coefficiente sull'aderenza delle barre (1.6 per barre lisce e 0.8 per barre ad aderenza migliorata).

$k_2$  = coefficiente dipendente dal tipo di sollecitazione (1 per trazione pura, 0.5 per flessione)

$\phi$  = diametro delle barre espresso in millimetri

$\rho_r$  = percentuale d'armatura tesa

e l'espressione di  $\varepsilon_m$ , deformazione media delle barre d'acciaio, è:

$$\varepsilon_m = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[ 1 - \beta_1 \beta_2 \left( \frac{\sigma_{cr}}{\sigma_s} \right)^2 \right]$$

con:

$\sigma_{cr}$  = tensione di trazione nelle barre di acciaio conseguente all'applicazione del momento di prima fessurazione

$\sigma_s$  = tensione di trazione nelle barre d'acciaio in corrispondenza della generica sezione parzializzata.

$E_s$  = modulo di elasticità dell'acciaio

$\beta_1$  = coefficiente sull'aderenza delle barre (0.5 per barre lisce e 1 per barre ad aderenza migliorata).

$\beta_2$  = coefficiente sulla durata di applicazione del carico (1 per carichi di breve durata)

### Verifica alle tensioni di esercizio

La verifica viene effettuata garantendo che in ogni sezione le tensioni di esercizio risultino inferiori ai limiti di normativa:

- la massima tensione di compressione del calcestruzzo  $\sigma_c$  deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c < 0.60 f_{ck} = 18 \text{ MPa per combinazione caratteristica (rara)}$$

$$\sigma_c < 0.45 f_{ck} = 13.50 \text{ MPa per combinazione quasi permanente}$$

- per l'acciaio la tensione massima  $\sigma_s$ , per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica (rara) deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0.8 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$$

## 8.6. ANALISI SISMICA

Il comportamento sismico delle strutture in sotterraneo si distingue da quello delle strutture in superficie sia per il confinamento fornito dal terreno al suo contorno, sia per la loro significativa estensione longitudinale rispetto alle dimensioni trasversali.

Sulla base della letteratura disponibile sull'argomento, basata a sua volta su un numero significativo di casi studio, si possono sintetizzare le seguenti osservazioni:

- Le strutture sotterranee subiscono tendenzialmente meno danni di quelle in superficie;
- I danni si riducono ulteriormente con il crescere della profondità, e dunque del confinamento;
- Le gallerie realizzate in materiali sciolti risultano più sensibili al sisma rispetto a quelle realizzate in roccia;
- Il danno eventualmente osservato è direttamente correlabile alla PGA.

Generalmente l'inerzia del terreno confinante la galleria è nettamente superiore a quella del rivestimento definitivo. Per tale motivo, l'analisi sismica di una galleria si può basare su un'analisi free-field delle deformazioni indotte dal sisma nel terreno. L'eventuale interazione con la struttura invece deve essere tenuta in conto laddove il rivestimento risulti rigido rispetto al terreno. La scelta di un approccio free-field o di un'analisi di interazione può essere fatta determinando il rapporto di flessibilità  $F$ , così definito:

$$F = \frac{2E_g(1-\nu_r^2)R^3}{E_r(1+\nu_g)t^3}$$

Dove

$R$  = raggio equivalente della galleria, rispetto alla mezzeria del rivestimento definitivo

$t$  = spessore medio del rivestimento

$E_g$   $E_r$  = modulo elastico del terreno (alle piccole deformazioni) e del calcestruzzo

$\nu_g$   $\nu_r$  = modulo di Poisson del terreno e del calcestruzzo

Nel caso in cui  $F$  risulti superiore a 20, il rivestimento si può ritenere sufficientemente flessibile da rendere trascurabile l'interazione terreno-struttura, ovvero vale la soluzione freefield. In tal caso, pertanto, le deformazioni indotte dal sisma nella struttura sono con buona approssimazione le stesse di quelle del terreno.

Nel caso in esame, per le sezioni poste agli imbocchi il rapporto di flessibilità è inferiore a 20, per le restanti sezioni tale rapporto risulta lievemente superiore a 20. In queste condizioni l'analisi delle interazioni terreno-struttura non è prescindibile agli imbocchi, altrove potrebbe essere trascurata. Ciò nonostante l'analisi sismica di tutte le sezioni di calcolo è stata eseguita con il modello agli elementi finiti, implementando l'azione sismica con modalità pseudo-statica. Tale azione sismica viene imposta in termini di accelerazione al sito, adottando una categoria di sottosuolo B per tutti i litotipi coinvolti.

Il coefficiente di amplificazione stratigrafica  $S_s$  è pari a 1.20 per la categoria di suolo B, 1 per la categoria A, mentre l'amplificazione topografica è posta cautelativamente pari ad 1.20 in relazione ad una categoria topografica T2.

Per il caso in esame l'accelerazione massima orizzontale al sito per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) risulta quindi pari a:

-  $a_{\max} = 0.088 \cdot 1.2 \cdot 1.2 = 0.127g$

I coefficienti sismici orizzontale e verticale utilizzati per le analisi pseudostatiche, considerando l'opera come rigida ossia come opera che non è in grado di subire spostamenti ( $\beta=1$ ), sono proposti nella seguente tabella:

---

$k_h$	$k_v$
0.127	0.0635

L'azione sismica è stata applicata alle diverse sezioni di calcolo al termine della sequenza di detensionamento ed in presenza dei rivestimenti definitivi.

## 9. ANALISI DEL COMPORTAMENTO TENSO-DEFORMATIVO DELLA GALLERIA

### 9.1. SEZIONE TIPO B2V AGLI IMBOCCHI

La sezione tipo B2V è prevista in corrispondenza dei tratti di imbocco, dove la copertura litostatica è ridotta ed il fronte potrà interessare parzialmente materiali sciolti di copertura (Formazione di Cassano Spinola).

Per la sezione in esame la copertura considerata è di 10m, con GSI pari a 30.

L'analisi qui proposta si ferma alla posa del priverivestimento in quanto la sezione tipo B2V analizzata nella parte centrale della galleria è caratterizzata da carichi ben più elevati e risulta quindi dimensionante.

#### Analisi di stabilità con il metodo di Tamez

L'analisi è stata eseguita con i parametri all'origine nell'ipotesi cautelativa che tutto il fronte sia posto entro la formazione sciolta di Cassano Spinola. Le schede riassuntive sono proposte nella seguente **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** Ciascuna scheda riassume nella parte superiore le caratteristiche geometriche, geotecniche del terreno, idrauliche di input dell'analisi e lo schema geometrico del cinematismo di rottura analizzato. Nella parte inferiore, invece, vengono riassunti i risultati dell'analisi, espressi in termini di fattori di sicurezza al fronte, chiave e globale, in assenza ed in presenza degli interventi di presostegno eventualmente previsti dalla sezione tipo adottata.

Nel caso in esame, come si può osservare, l'analisi dimostra la necessità di interventi di stabilizzazione sia al fronte che in chiave, la cui attivazione consente di innalzare in modo significativo i fattori di sicurezza, garantendo la stabilità dell'intero cinematismo di rottura. La seguente tabella riassume i fattori di sicurezza ottenuti:

FS Tamez	$p_a, p_f = 0$	$p_a, p_f \neq 0$
Stabilità fronte	0	alto
Stabilità chiave	0	22.9
Plasticizzazione chiave	0	>1
Stabilità cinematismo globale	0	12.3

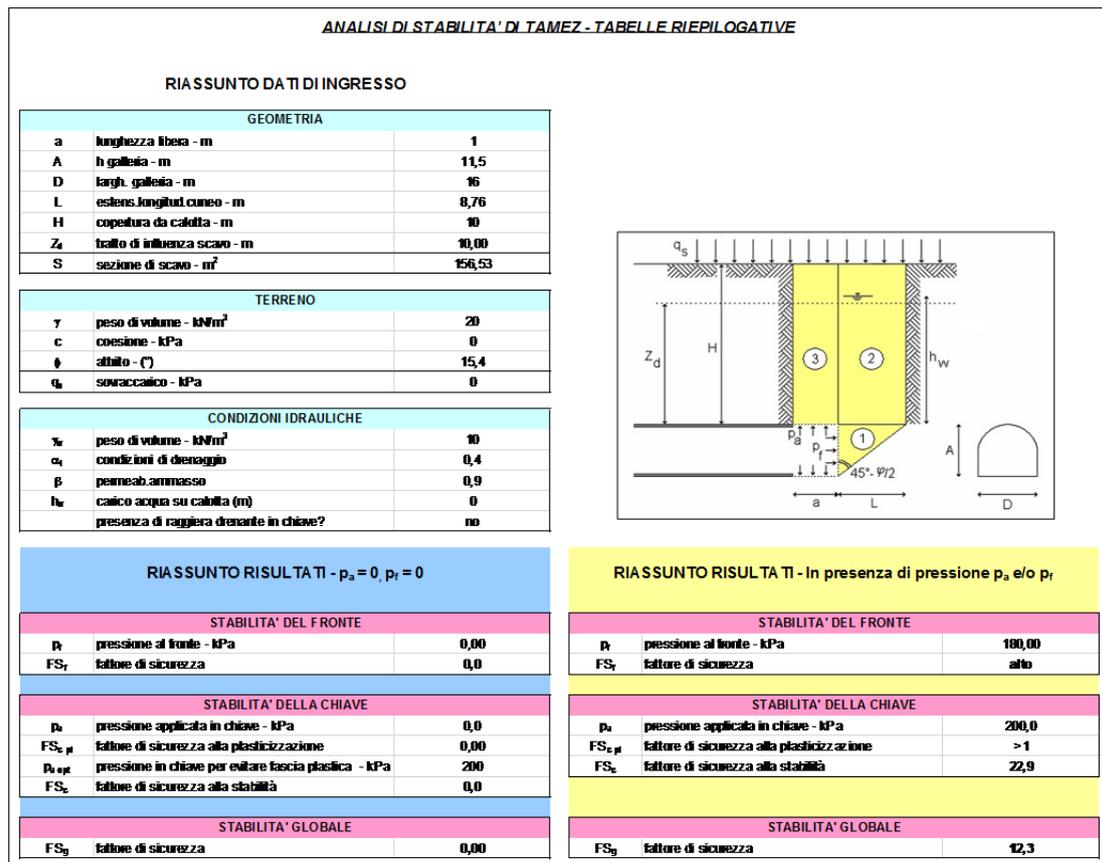


Figura 9-1 – Sezione tipo B2V agli imbecchi – analisi Tamez

### Analisi agli elementi finiti

La seguente **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** Illustra la geometria del modello fem 2D utilizzato. Il riquadro creato al contorno della sezione di scavo consente l'adozione di un fattore di disturbo pari a 0.20 a distanza inferiore ai 3 m dal perimetro di scavo, pari a zero altrove.

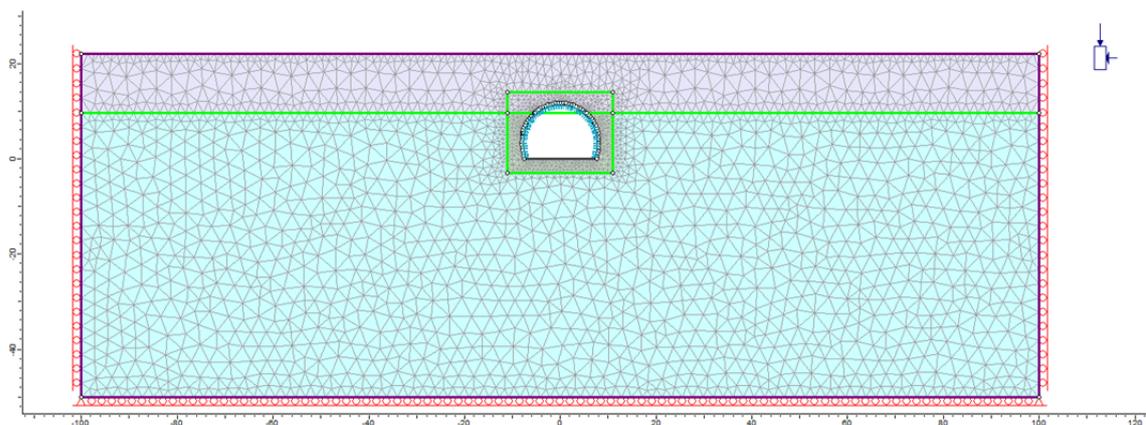


Figura 9-2 – Sezione tipo B2V agli imbecchi – geometria del modello fem 2D

Nelle seguenti immagini sono proposti alcuni risultati significativi dell'analisi svolta con riferimento alla fase 4a in cui l'intero detensionamento agisce a carico dei priverivestimenti.

In **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** è visibile la distribuzione delle tensioni principali massima e minima attorno al cavo, ed i loro vettori direzionali. Come si può osservare al contorno della cavità si verifica la creazione di un modesto effetto arco.

La seguente **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** descrive invece la distribuzione degli spostamenti radiali e quella dei punti plastici e del fattore di sicurezza, calcolato per ogni punto della mesh come il rapporto tra la resistenza disponibile e lo stato di sforzo agente. Come si può osservare gli spostamenti sono prettamente verticali e risultano concentrati laddove la sezione interessa il materiale sciolto, con valori massimi di 8 cm in calotta, mentre al contatto con l'ammasso roccioso marnoso gli spostamenti sono di ordine millimetrico. I punti plastici risultano concentrati entro la fascia disturbata dalle operazioni di scavo nell'ammasso roccioso ed in modo più capillare distribuiti entro la formazione sovrastante di carattere sciolto.

La verifica strutturale del priverivestimento eseguita mediante i diagrammi di interazione, **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**, dimostra la piena adeguatezza degli elementi strutturali di progetto rispetto alle sollecitazioni agenti, la cui distribuzione è proposta in **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**

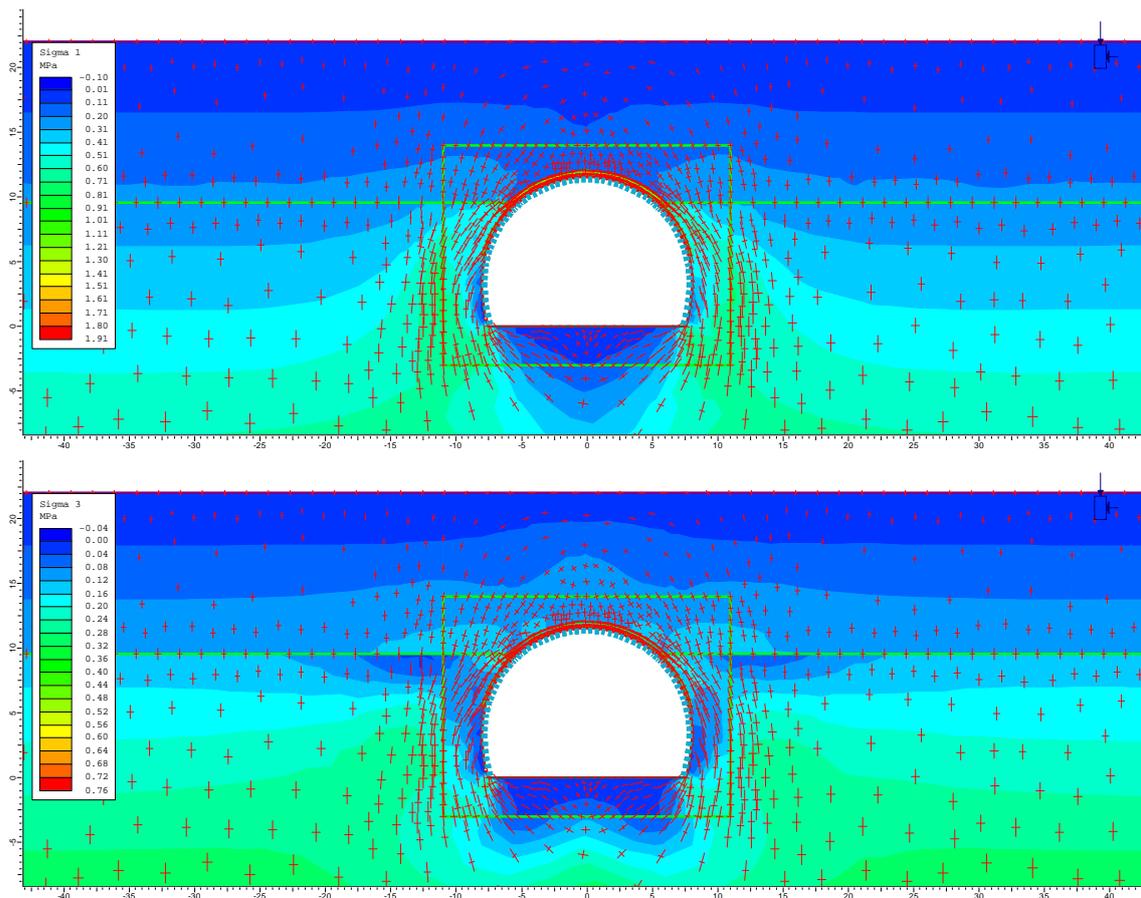


Figura 9-3 – Sezione tipo B2V agli imbocchi – distribuzione delle tensioni principali massima e minima e relativi vettori, fase 4a

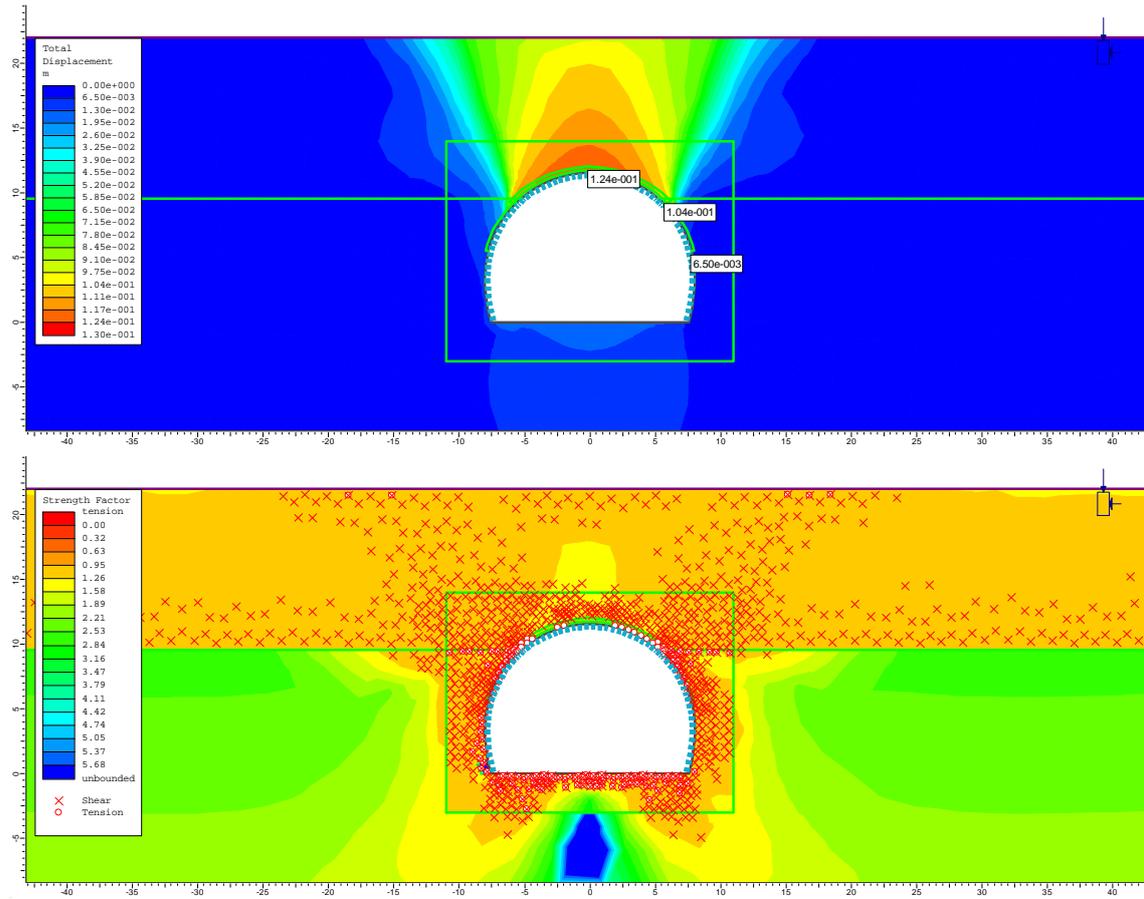


Figura 9-4 – Sezione tipo B2V agli imbocchi – spostamenti radiali, punti plastici e fattore di sicurezza alla plasticità, fase 4a

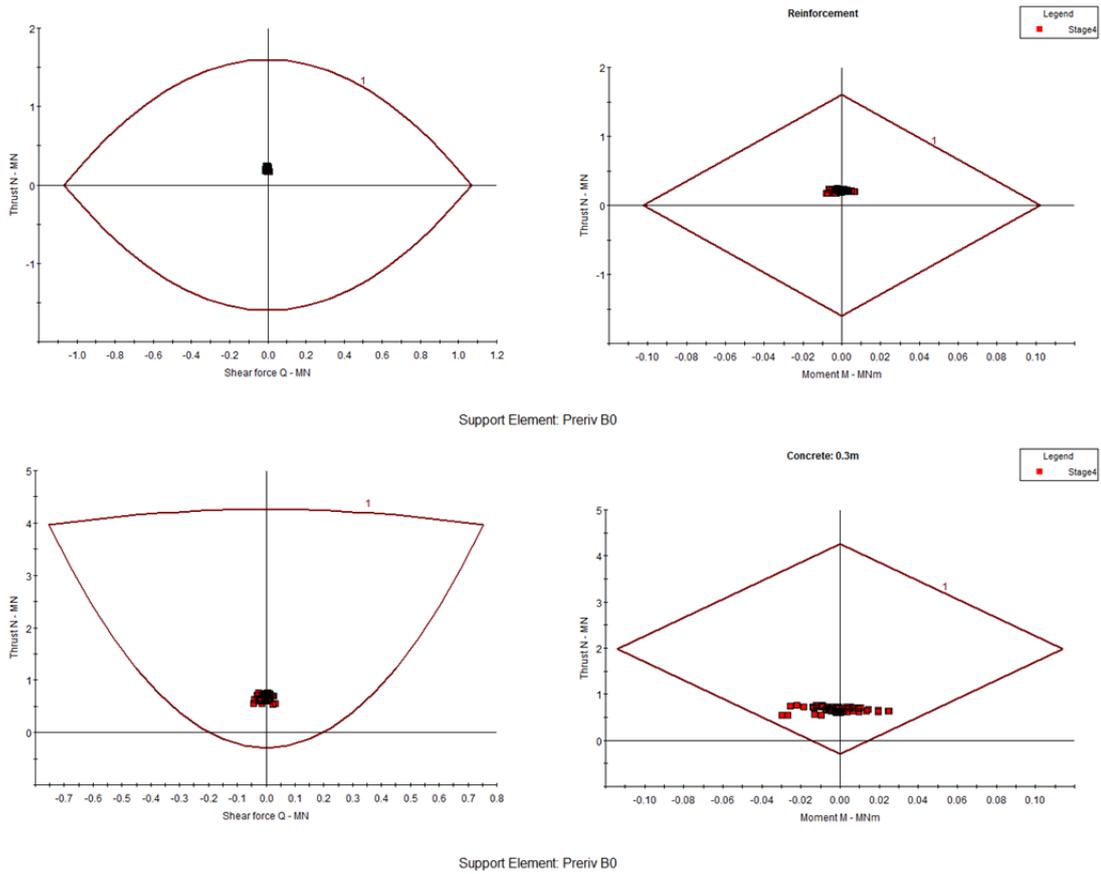


Figura 9-5 – Sezione tipo B2V agli imbocchi – diagrammi di interazione dei prerivestimenti, fase 4a

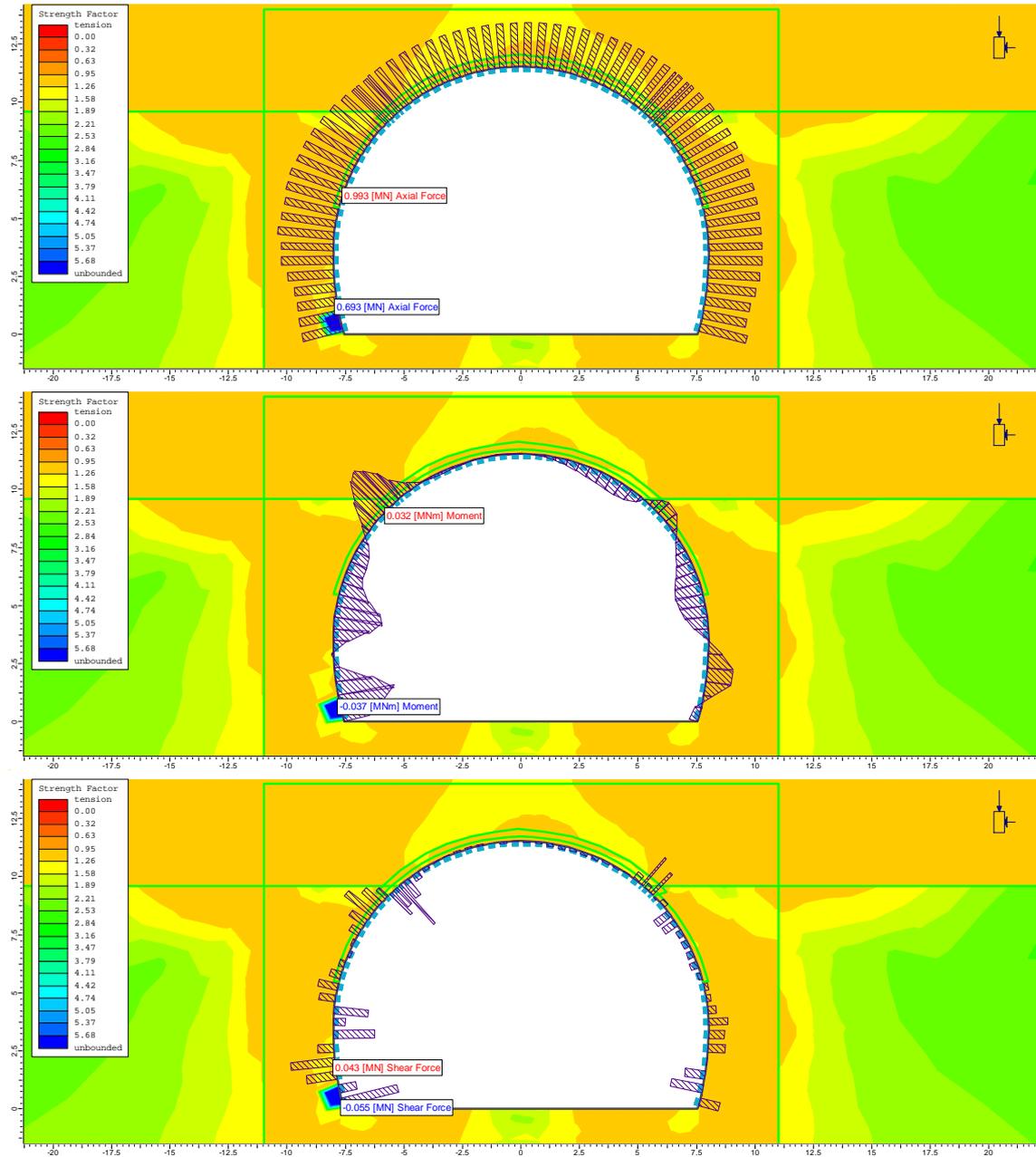


Figura 9-6 – Sezione tipo B2V agli imbocchi – sollecitazioni agenti nel priverestimento, fase 4a

## 9.2. SEZIONE TIPO B2V NELLA PARTE CENTRALE

La sezione tipo B2V è prevista anche in corrispondenza della porzione centrale della galleria, dove la copertura litostatica è quella massima prevista lungo il tracciato.

Per la sezione in esame la copertura considerata è di 100m, con GSI pari a 30 entro la formazione delle Marne di S. Agata. Il carico dell'acqua nel lungo termine è pari a 18 m sulla calotta.

### Analisi di stabilità con il metodo di Tamez

L'analisi è stata eseguita con i parametri all'origine. Le schede riassuntive sono proposte nella seguente **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** Ciascuna scheda riassume nella parte superiore le caratteristiche geometriche, geotecniche del terreno, idrauliche di input dell'analisi e lo schema geometrico del cinematismo di rottura analizzato. Nella parte inferiore, invece, vengono riassunti i risultati dell'analisi, espressi in termini di fattori di sicurezza al fronte, chiave e globale, in assenza ed in presenza degli interventi di presostegno eventualmente previsti dalla sezione tipo adottata.

Nel caso in esame, come si può osservare, l'analisi dimostra la stabilità del fronte e della chiave già in assenza di interventi, con valori del fattore di sicurezza che vengono ulteriormente incrementati con l'applicazione delle pressioni stabilizzanti previste dalla sezione tipo B2V. La seguente tabella riassume i fattori di sicurezza ottenuti:

FS Tamez	$p_a, p_f = 0$	$p_a, p_f \neq 0$
Stabilità fronte	1.3	2.7
Stabilità chiave	6.6	9.0
Plasticizzazione chiave	0.36	<1
Stabilità cinematismo globale	1.16	2.3

Nonostante i risultati delle verifiche di stabilità con il metodo di Tamez, la sezione B2V prevede comunque interventi di preconsolidamento al fronte ed al contorno. Tale scelta deriva dal fatto che la sezione tipo B2V viene applicata in quelle tratte caratterizzate da una qualità geomeccanica scadente, dove l'ammasso roccioso risulta diffusamente fratturato e può anche presentare locali lenti di carattere sciolto. L'approccio adottato con l'analisi Tamez in tal senso riguarda la verifica di stabilità di un materiale continuo equivalente, che descrive solo parzialmente la natura dell'ammasso roccioso, il quale alla scala dello scavo può andare incontro anche a fenomeni di instabilità locale, trascurati dall'approccio utilizzato.

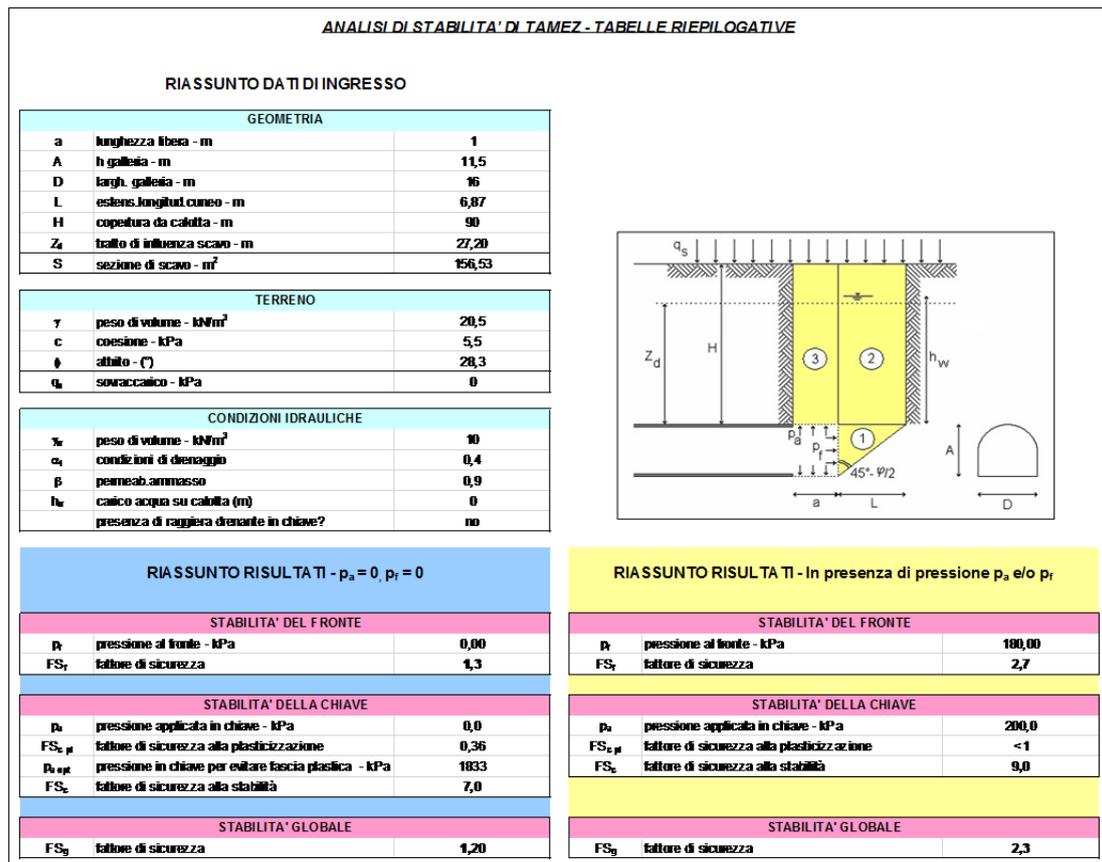


Figura 9-7 – Sezione tipo B2V nella parte centrale – analisi Tamez

### Analisi agli elementi finiti

La seguente **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** Illustra la geometria del modello fem 2D utilizzato. Il riquadro creato al contorno della sezione di scavo consente l'adozione di un fattore di disturbo pari a 0.20 a distanza inferiore ai 3 m dal perimetro di scavo, pari a zero altrove.

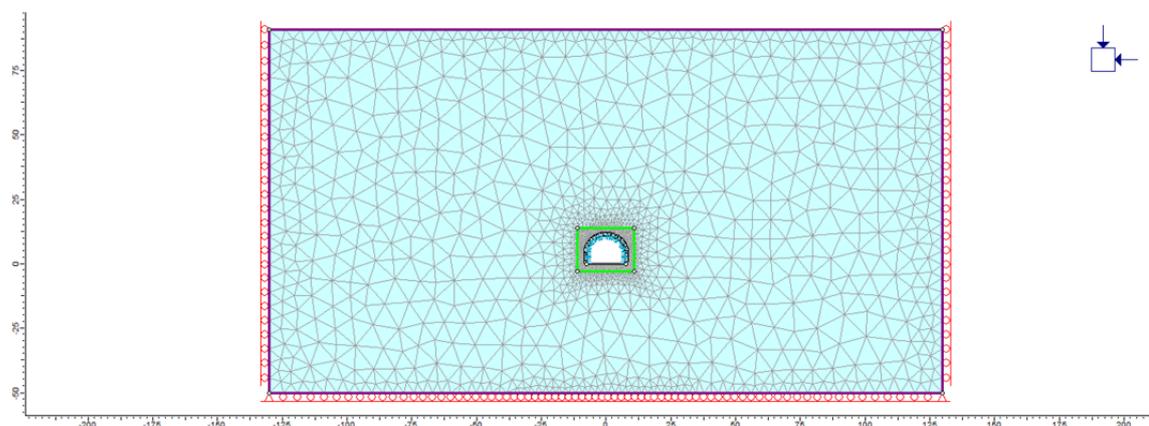


Figura 9-8 – Sezione tipo B2V nella parte centrale – geometria del modello fem 2D

Nelle seguenti immagini sono proposti alcuni risultati significativi dell'analisi svolta con riferimento alla fase 4a in cui l'intero detensionamento agisce a carico dei priverivestimenti.

In **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** è visibile la distribuzione delle tensioni principali massima e minima attorno al cavo, ed i loro vettori direzionali. Come si può osservare si verifica la creazione di un esteso effetto arco al contorno del perimetro di scavo.

La seguente **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** descrive invece la distribuzione degli spostamenti radiali e quella dei punti plastici e del fattore di sicurezza, calcolato per ogni punto della mesh come il rapporto tra la resistenza disponibile e lo stato di sforzo agente. Come si può osservare gli spostamenti sono prettamente radiali, con valori compresi tra i 5 ed i 12 cm. I punti plastici risultano distribuiti capillarmente al contorno di scavo, con uno spessore della fascia plastica pari a 1.5 volte il raggio di scavo.

La verifica strutturale del priverivestimento eseguita mediante i diagrammi di interazione, **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**, dimostra la piena adeguatezza degli elementi strutturali di progetto rispetto alle sollecitazioni agenti, la cui distribuzione è proposta in **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**

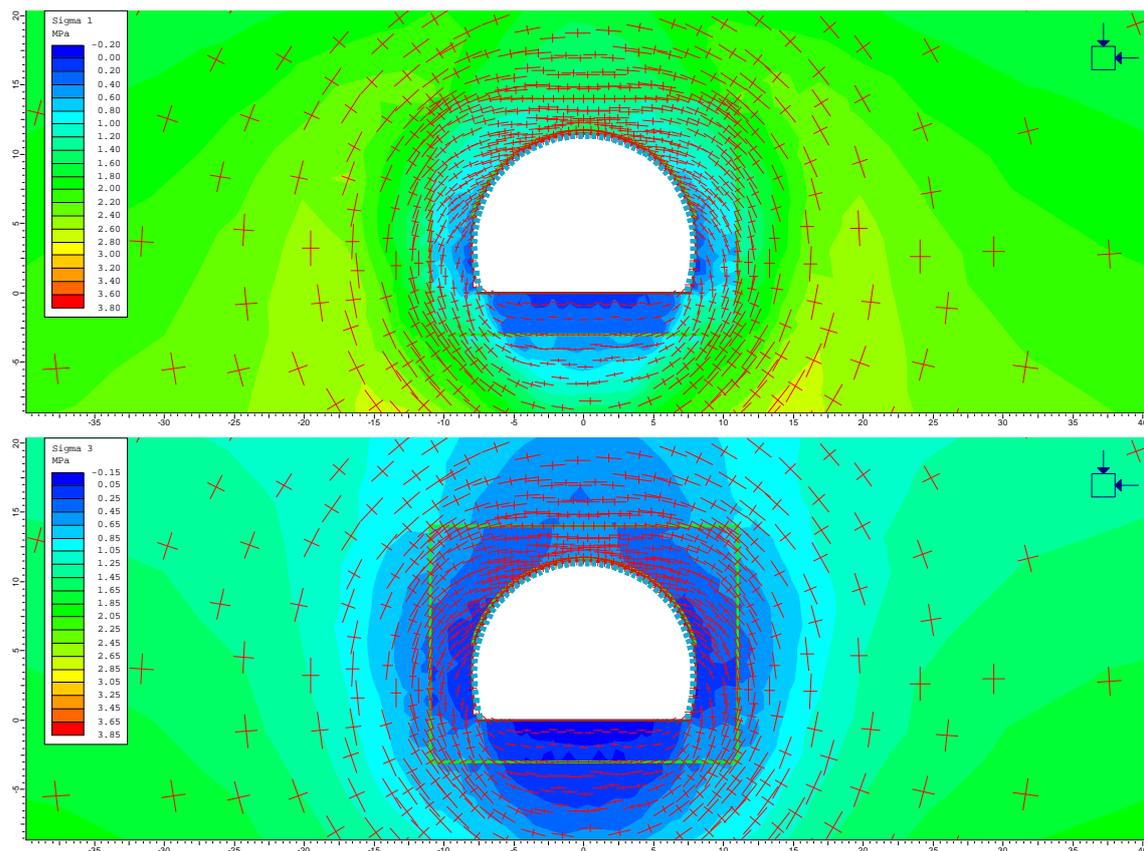


Figura 9-9 – Sezione tipo B2V nella parte centrale – distribuzione delle tensioni principali massima e minima e relativi vettori, fase 4a

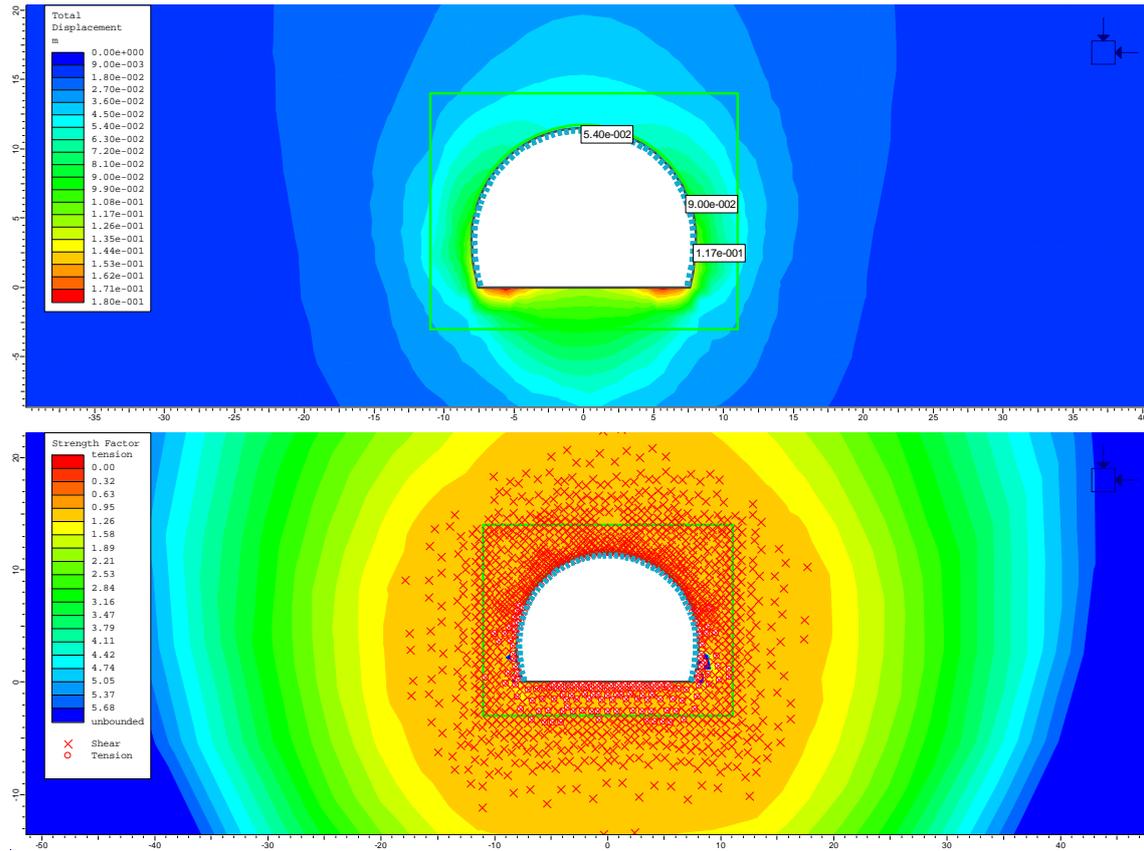


Figura 9-10 – Sezione tipo B2V nella parte centrale – spostamenti radiali, punti plastici e fattore di sicurezza alla plasticità, fase 4a

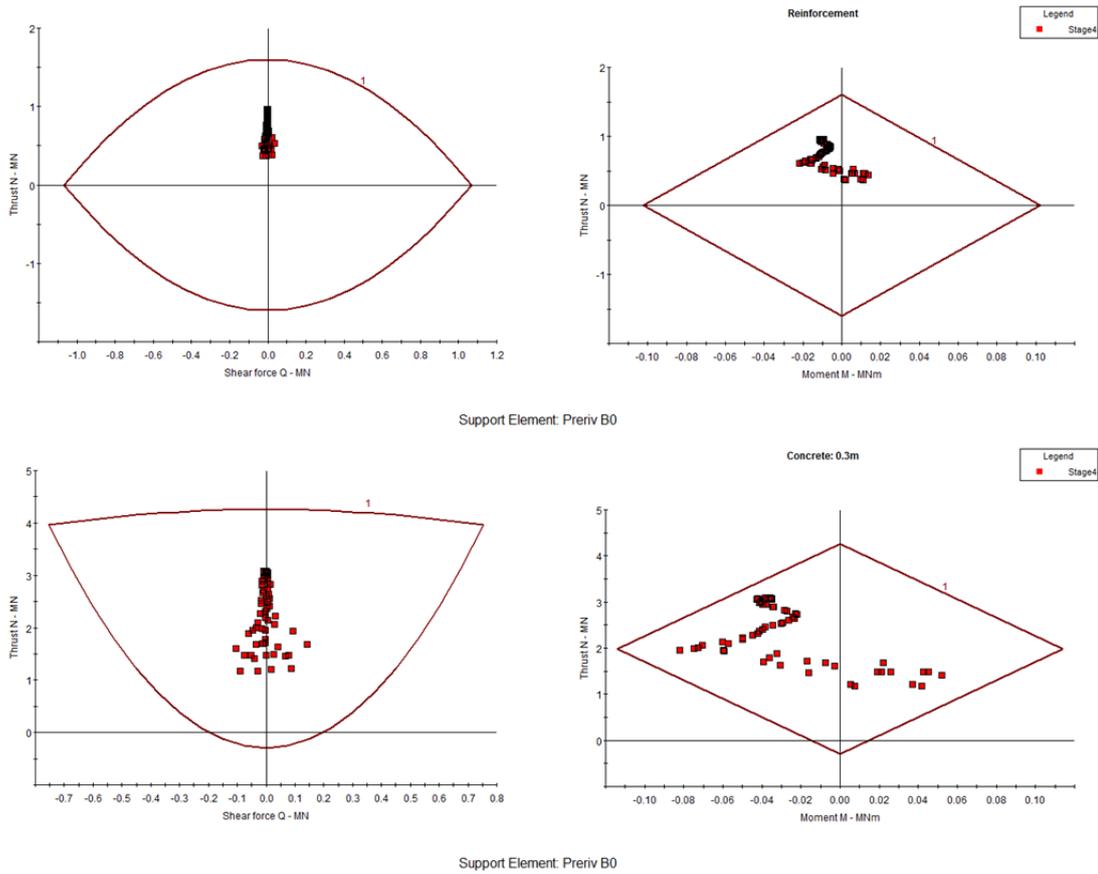


Figura 9-11 – Sezione tipo B2V nella parte centrale – diagrammi di interazione dei prerivestimenti, fase 4a

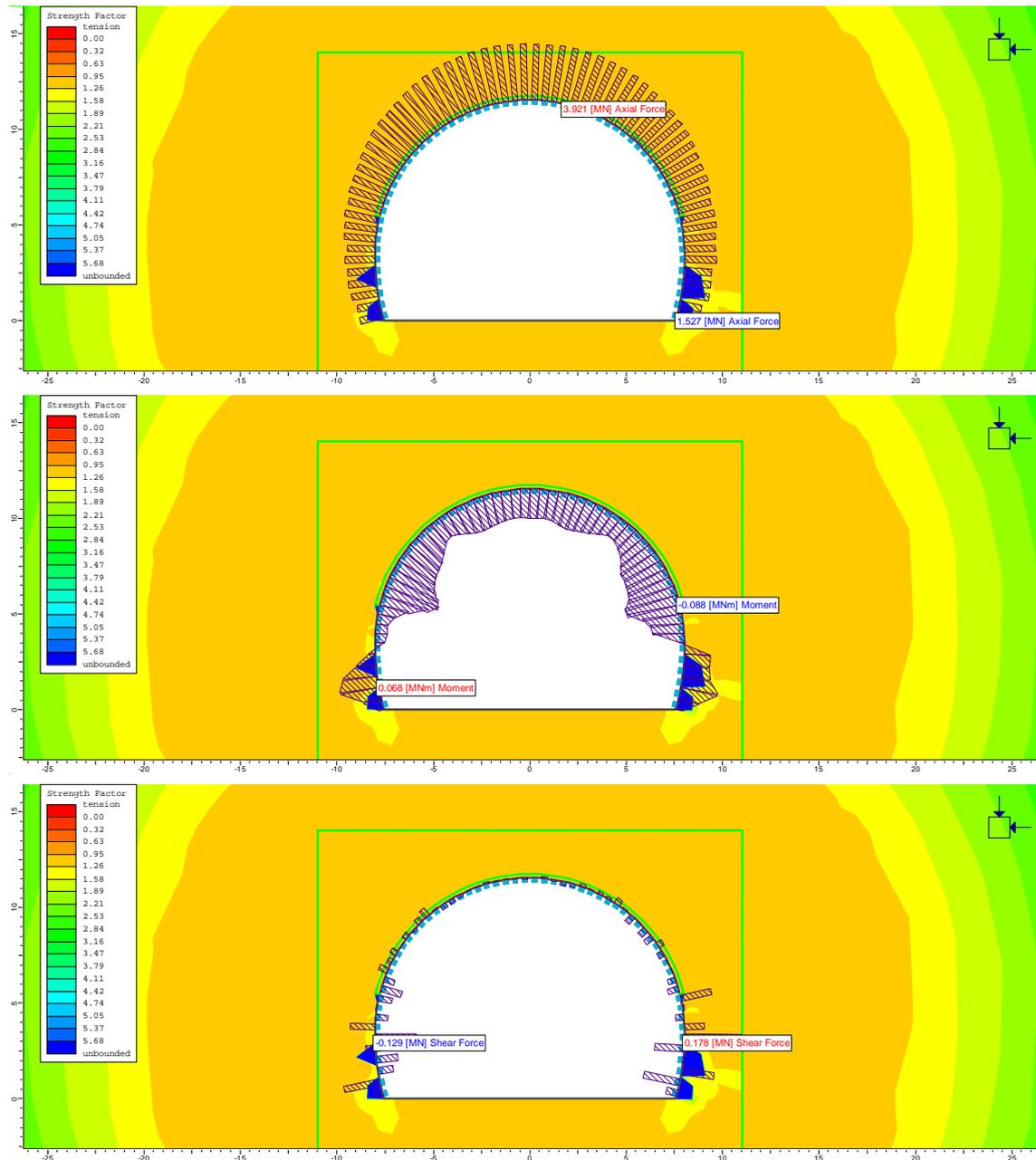


Figura 9-12 – Sezione tipo B2V nella parte centrale – sollecitazioni agenti nel prerivestimento, fase 4a

Le seguenti **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata. e Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** illustrano la distribuzione delle sollecitazioni agenti nel rivestimento definitivo rispettivamente durante le fasi 8b e 9b, ovvero a valle della disattivazione del prerivestimento e dell'innalzamento del livello di falda, in condizioni statiche e sismiche.

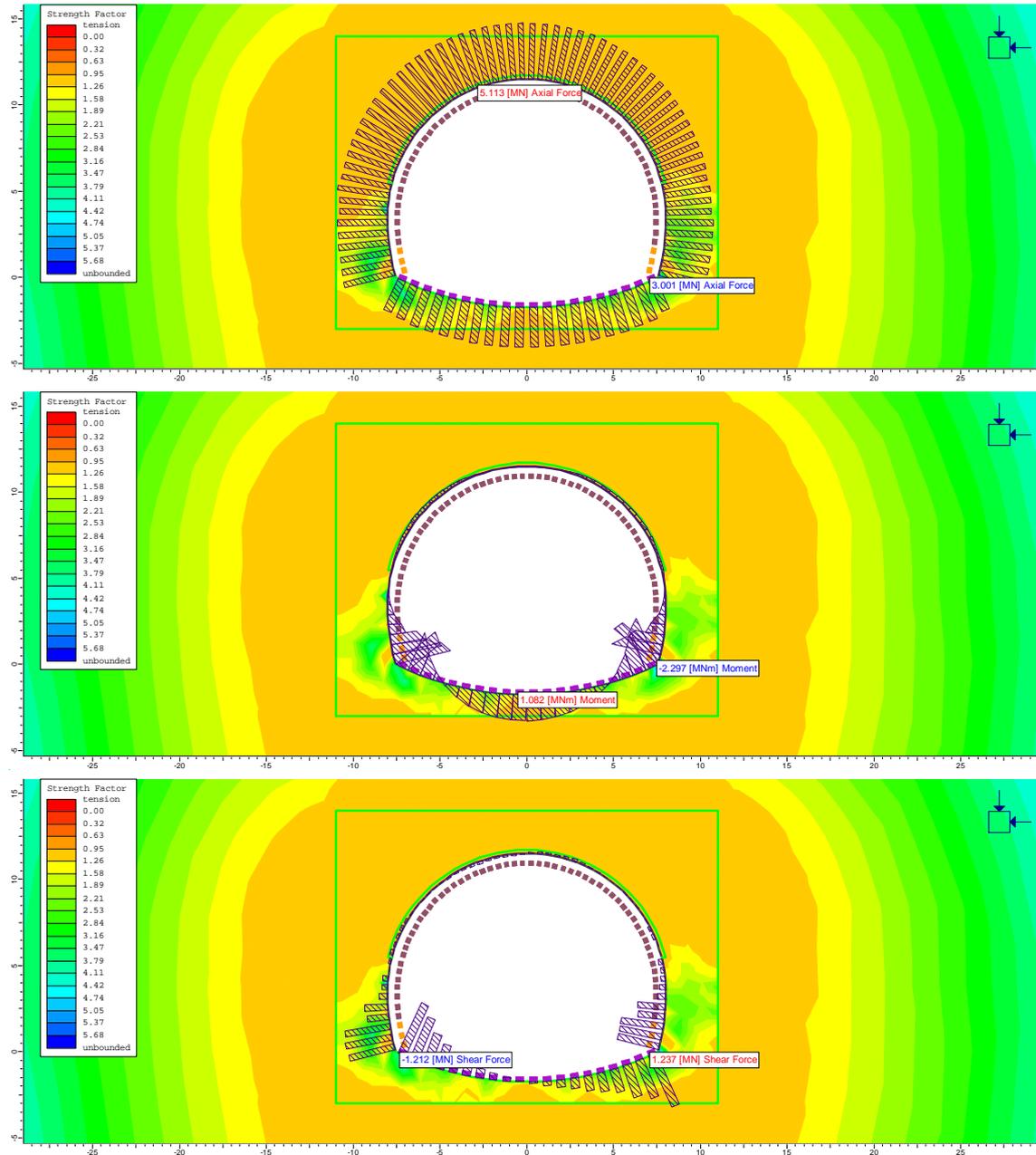


Figura 9-13 – Sezione tipo B2V nella parte centrale – sollecitazioni agenti nel rivestimento definitivo in fase 8b, condizioni statiche

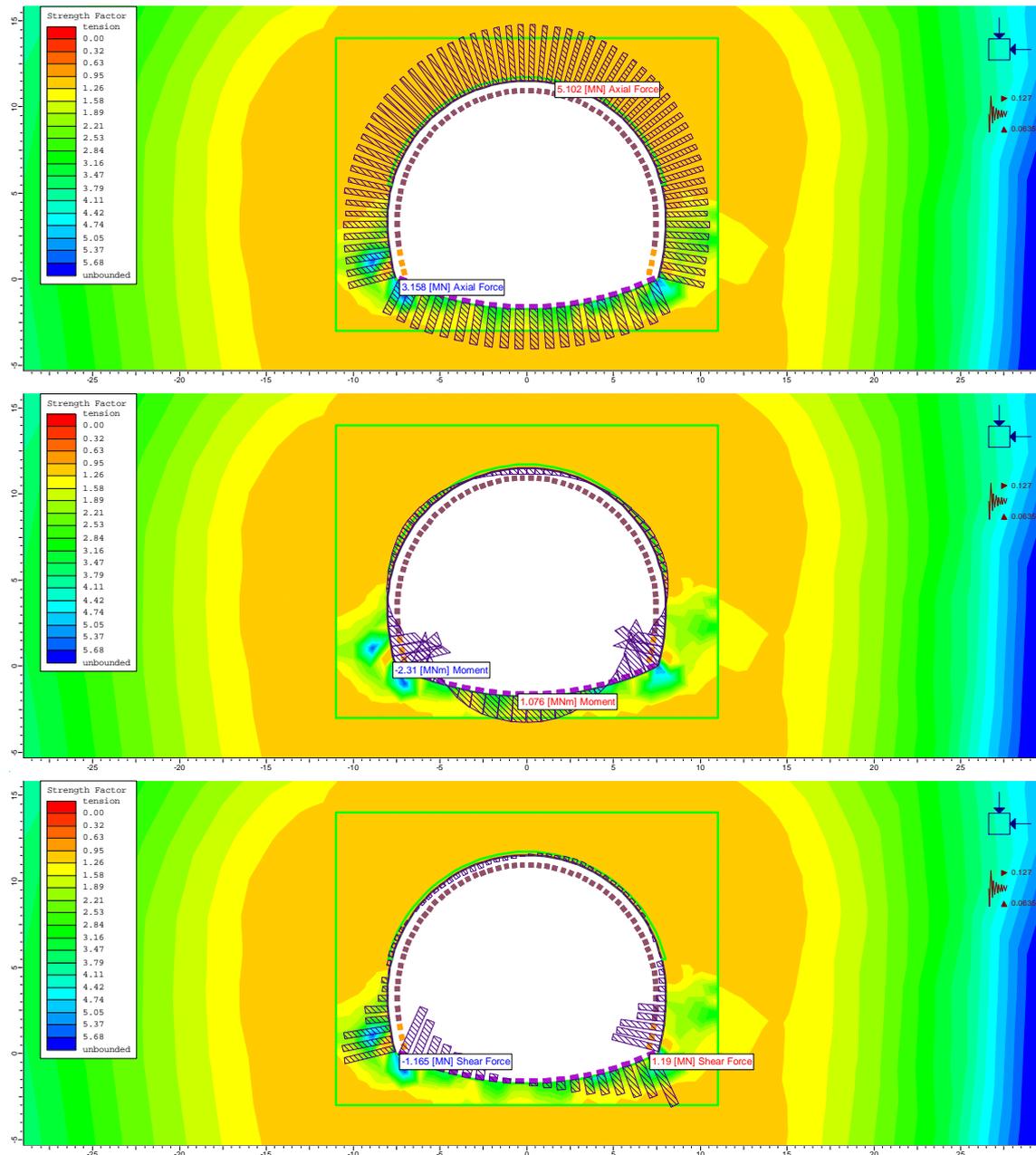


Figura 9-14 – Sezione tipo B2V nella parte centrale – sollecitazioni agenti nel rivestimento definitivo in fase 9b, condizioni sismiche

La verifica strutturale del rivestimento definitivo eseguita nell'ipotesi preliminare di un rivestimento privo di armatura è proposta nella seguente **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**, dove si può osservare come sia in condizioni statiche che sismiche, calotta, piedritto e muretta non richiedano particolari armature. Solo in arco rovescio nel tratto in cui quest'ultimo si connette alla muretta è necessario prevedere armature.

Indipendentemente dai risultati di queste verifiche, nel progetto la sezione tipo B2V viene sempre completamente armata, con un'armatura simmetrica composta da 5 ferri  $\phi 24$  a metro. In queste condizioni anche la sezione

corrispondente all'arco rovescio che in precedenza richiedeva armatura risulta verificata, come illustrato in **Errore**.  
**L'origine riferimento non è stata trovata..**

Rck	37	MPa	Resistenza cubica a compressione
f <sub>ck</sub>	30,71	MPa	Resistenza cilindrica a compressione
f <sub>cm</sub>	38,71	MPa	Resistenza media cilindrica a compressione
f <sub>ctm</sub>	2,94	MPa	Resistenza media a trazione semplice
f <sub>ctk</sub>	2,06	MPa	Resistenza caratteristica a trazione semplice (frattile 5 %)
f <sub>cd</sub>	17,40	MPa	Resistenza di progetto a compressione
f <sub>ctd</sub>	1,37	MPa	Resistenza di progetto a trazione
f <sub>ct1d</sub>	1,17	MPa	Resistenza a trazione di progetto per calcestruzzo non armato o debolmente armato
α <sub>clim</sub>	8,09	MPa	

Analisi statica - Lungo termine con falda

Verifica cls non armato

Elemento strutturale	b	h	N <sub>max</sub>	M <sub>max</sub>	V <sub>max</sub>	N <sub>Ed</sub>	x	N <sub>Rd</sub>	F <sub>s,N</sub>	V <sub>Ed</sub>	α <sub>c</sub>	δ	f <sub>cvd</sub>	V <sub>Rd</sub>	F <sub>s,V</sub>
	cm	cm	kN	kNm	kN	kN	cm	kN		kN	MPa	MPa	MPa	kN	
Calotta	100	90	4850	150	0,0	6305	83,8	14586	<b>0,43</b>	0	7,52	-	3,18	1779,3	<b>0,00</b>
Piedritto	100	100	4270	759	579	5551	64,4	11216	<b>0,49</b>	753	8,61	0,52	3,37	1447,2	<b>0,52</b>
Muretta	100	190	4295	2024	925	5583,5	95,8	16663	<b>0,34</b>	1203	5,83	-	2,86	1824,2	<b>0,66</b>
Arco rovescio	100	90	3585	1082	0	4660,5	29,6	5158	<b>0,90</b>	0	15,73	7,63	2,27	448,3	<b>0,00</b>
	100	90	3409	1150	650	4431,7	22,5	3921	<b>1,13</b>	845	19,67	11,58	-	-	

Analisi sismica

Verifica cls non armato

Elemento strutturale	b	h	N <sub>max</sub>	M <sub>max</sub>	V <sub>max</sub>	N <sub>Ed</sub>	x	N <sub>Rd</sub>	F <sub>s,N</sub>	V <sub>Ed</sub>	α <sub>c</sub>	δ	f <sub>cvd</sub>	V <sub>Rd</sub>	F <sub>s,V</sub>
	cm	cm	kN	kNm	kN	kN	cm	kN		kN	MPa	MPa	MPa	kN	
Calotta	100	90	4220	318	0,0	4220	74,9	13039	<b>0,32</b>	0	5,63	-	2,82	1407,1	<b>0,00</b>
	100	100	3930	641	593,0	3930	67,4	11726	<b>0,34</b>	593	5,83	-	2,86	1283,8	<b>0,46</b>
Muretta	100	190	4118	1985	1092	4118	93,6	16288	<b>0,25</b>	1092	4,40	-	2,55	1590,4	<b>0,69</b>
Arco rovescio	100	90	3570	1076	0	3570	29,7	5172	<b>0,69</b>	0	12,01	3,92	3,40	673,0	<b>0,00</b>
	100	90	3460	1240	600	3460	18,3	3189	<b>1,09</b>	600	18,88	10,79	-	-	

Figura 9-15 – Sezione tipo B2V nella parte centrale – verifica strutturale del rivestimento definitivo senza armatura

Sez. tipo B2V arenarie - condizione statica+sismica - SLU													
Elemento strutturale	b	h	N <sub>max</sub>	M <sub>max</sub>	V <sub>max</sub>	N <sub>Ed</sub>	M <sub>Ed</sub>	V <sub>Ed</sub>	armatura		M <sub>Rd</sub>	V <sub>Rd</sub>	
Arco rovescio	100	90	3245	1150	650	4218,5	1495	845	5 φ 24	simmetrica	2068	883	
	100	90	3261	1240	600	3261	1240	600			1854	751	
Sez. tipo B2V arenarie - condizione statica+sismica - SLE													
Elemento strutturale	b	h	N <sub>max</sub>	M <sub>max</sub>	V <sub>max</sub>	armatura	M <sub>cr</sub>	w	tensioni - MPa				
									cls	acciaio cx	acciaio tx		
Arco rovescio	100	90	3245	1150	650	5 φ 24	927	0,15	12,4	167,8	125,6		
	100	90	3261	1240	600	simmetrica	929	0,19	13,5	180,7	157,8		

Figura 9-16 – Sezione tipo B2V nella parte centrale – verifica strutturale del rivestimento definitivo in presenza di armatura

### 9.3. SEZIONE TIPO BOV ENTRO LE ARENARIE DI LEQUIO

La sezione tipo BOV è prevista in corrispondenza dei tratti in cui l'ammasso roccioso arenaceo presenta uno stato di fratturazione diffusa.

Per la sezione in esame la copertura considerata è di 50m, con GSI pari a 35 assegnato alla Formazione di Lequio.

L'altezza della falda sulla calotta nel lungo termine è pari a 15 m.

#### Analisi di stabilità con il metodo di Tamez

L'analisi è stata eseguita con i parametri all'origine. Le schede riassuntive sono proposte nella seguente **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata..** Ciascuna scheda riassume nella parte superiore le caratteristiche geometriche, geotecniche del terreno, idrauliche di input dell'analisi e lo schema geometrico del cinematismo di rottura analizzato. Nella parte inferiore, invece, vengono riassunti i risultati dell'analisi, espressi in termini di fattori di sicurezza al fronte, chiave e globale, in assenza ed in presenza degli interventi di presostegno eventualmente previsti dalla sezione tipo adottata.

Nel caso in esame, come si può osservare, l'analisi dimostra la stabilità del fronte e della chiave in assenza di interventi, pur con FS ridotti. L'applicazione della pressione stabilizzante in chiave prevista dalla sezione tipo BOV migliora le condizioni di sicurezza alla stabilità della lunghezza libera di avanzamento. La seguente tabella riassume i fattori di sicurezza ottenuti:

FS Tamez	$p_a, p_f = 0$	$p_a, p_f \neq 0$
Stabilità fronte	1.1	1.1
Stabilità chiave	4.9	8.5
Plasticizzazione chiave	0.54	<1
Stabilità cinematismo globale	1.0	1.1

Nonostante i risultati delle verifiche di stabilità della chiave con il metodo di Tamez che sembrerebbero indicare la stabilità anche in assenza di interventi, la sezione BOV prevede interventi di preconsolidamento al contorno di scavo. Tale scelta deriva dal fatto che la sezione tipo BOV viene applicata in quelle tratte caratterizzate da una qualità geomeccanica mediocre, dove l'ammasso roccioso vede un incremento del grado di fratturazione. L'approccio adottato con l'analisi Tamez in tal senso riguarda la verifica di stabilità di un materiale continuo equivalente, che descrive solo parzialmente la natura dell'ammasso roccioso, il quale alla scala dello scavo può andare incontro anche a fenomeni di instabilità locale, trascurati dall'approccio utilizzato.

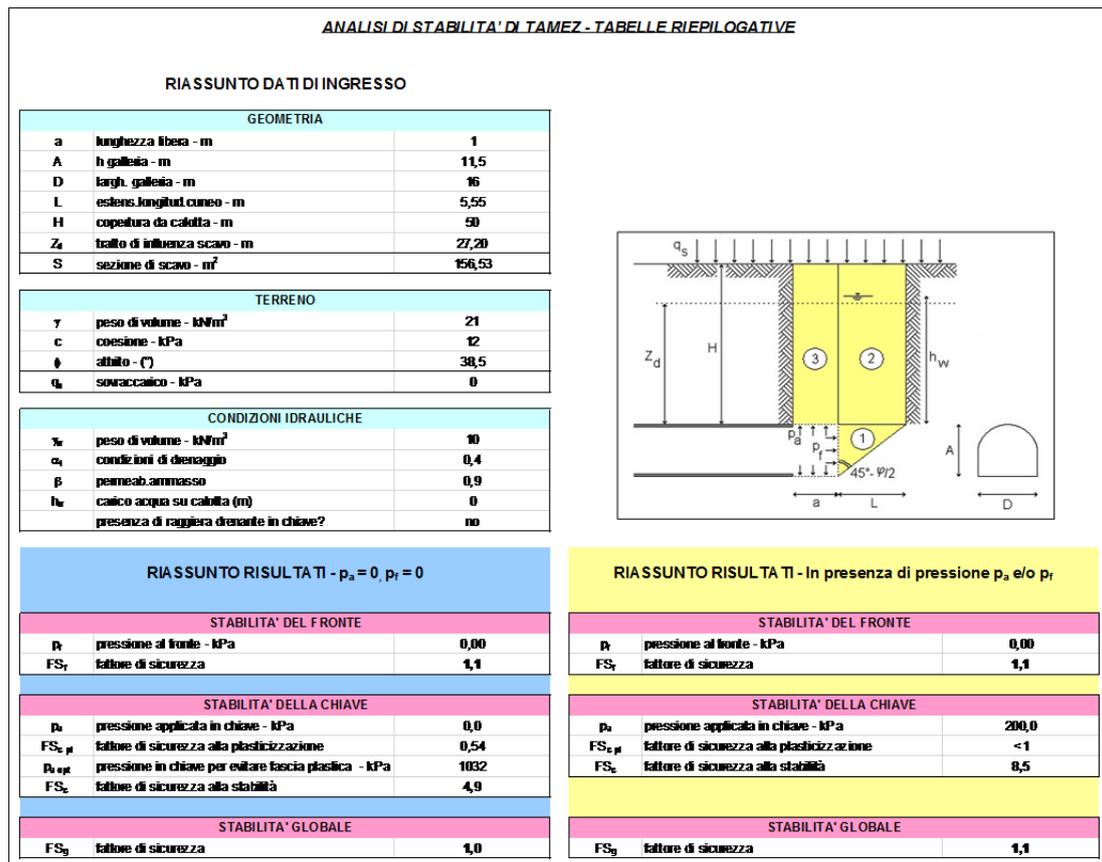


Figura 9-17 – Sezione tipo BOV entro le arenarie – analisi Tamez

### Analisi agli elementi finiti

La seguente **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** Illustra la geometria del modello fem 2D utilizzato. Il riquadro creato al contorno della sezione di scavo consente l'adozione di un fattore di disturbo pari a 0.20 a distanza inferiore ai 3 m dal perimetro di scavo, pari a zero altrove.

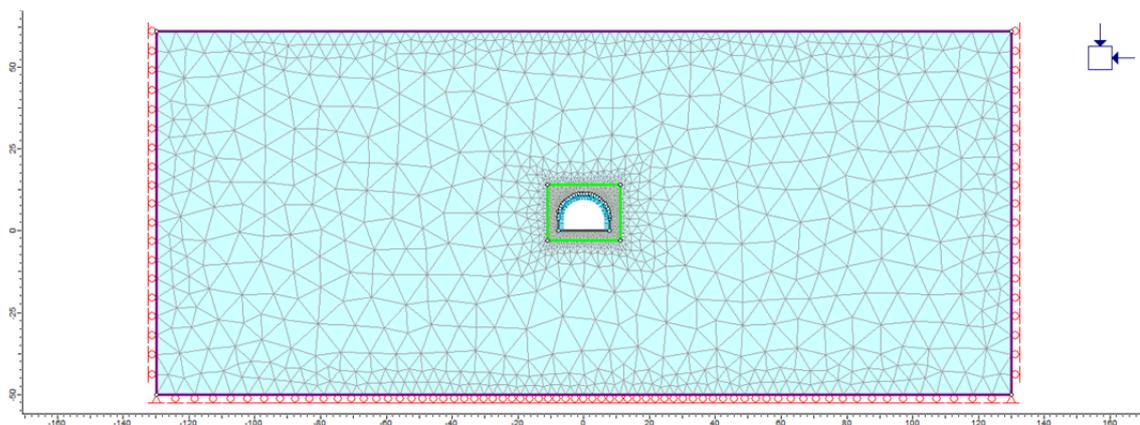


Figura 9-18 – Sezione tipo BOV entro le arenarie – geometria del modello fem 2D

Nelle seguenti immagini sono proposti alcuni risultati significativi dell'analisi svolta con riferimento alla fase 4a in cui l'intero detensionamento agisce a carico dei priverivestimenti.

In **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** è visibile la distribuzione delle tensioni principali massima e minima attorno al cavo, ed i loro vettori direzionali. Come si può osservare si verifica la creazione di un esteso effetto arco al contorno del perimetro di scavo.

La seguente **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** descrive invece la distribuzione degli spostamenti radiali e quella dei punti plastici e del fattore di sicurezza, calcolato per ogni punto della mesh come il rapporto tra la resistenza disponibile e lo stato di sforzo agente. Come si può osservare gli spostamenti sono prettamente radiali, con valori compresi tra 1 e 1.5 cm. I punti plastici risultano più concentrati alle reni, con uno spessore della fascia plastica di 2-3m, meno in calotta, dove la fascia plastica non supera 1-1.5m.

La verifica strutturale del priverivestimento eseguita mediante i diagrammi di interazione, **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**, dimostra la piena adeguatezza degli elementi strutturali di progetto rispetto alle sollecitazioni agenti, la cui distribuzione è proposta in **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**

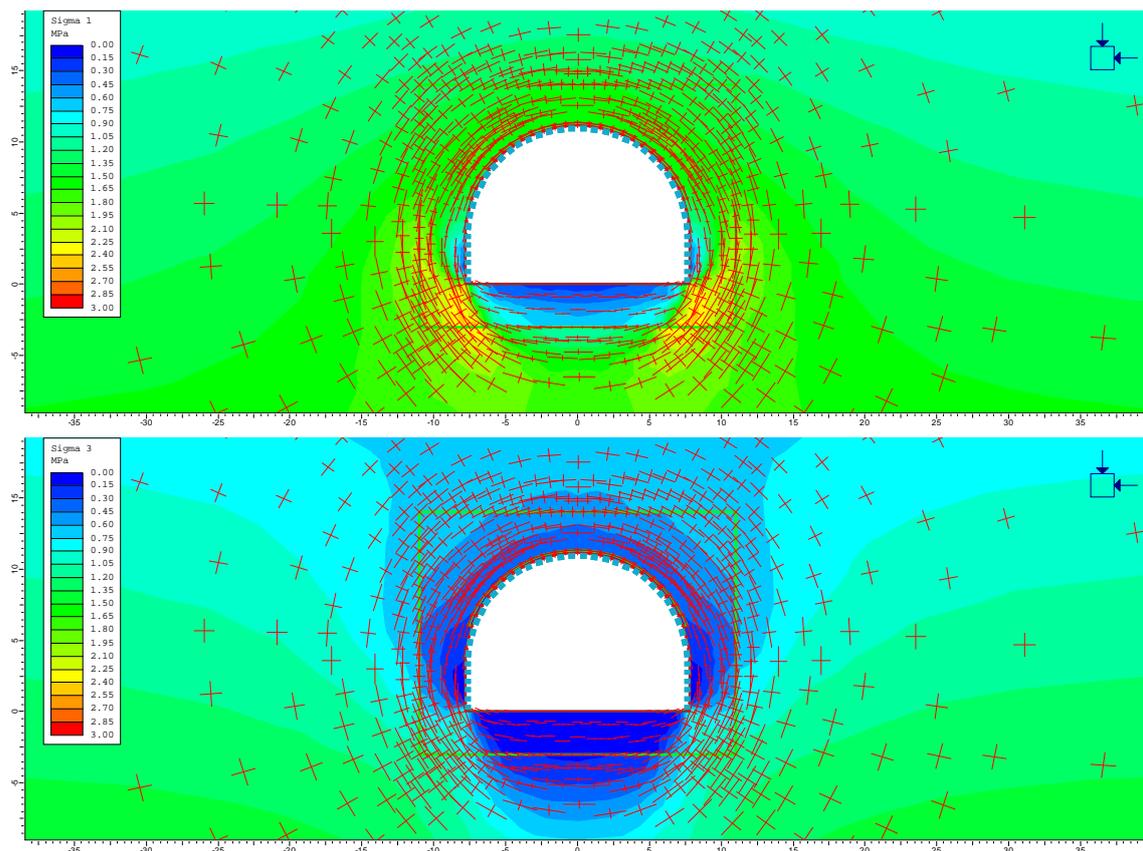


Figura 9-19 – Sezione tipo B0V entro le arenarie – distribuzione delle tensioni principali massima e minima e relativi vettori, fase 4a

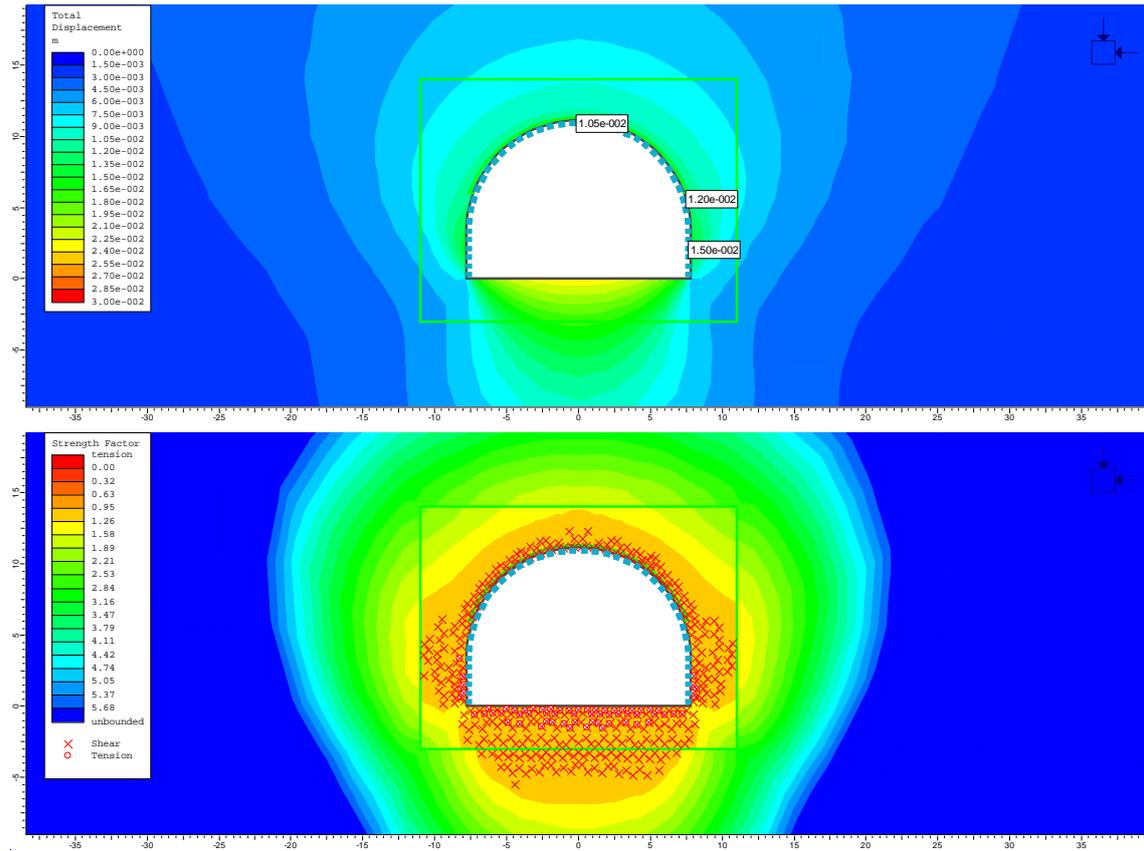


Figura 9-20 – Sezione tipo BOV entro le arenarie – spostamenti radiali, punti plastici e fattore di sicurezza alla plasticità, fase 4a

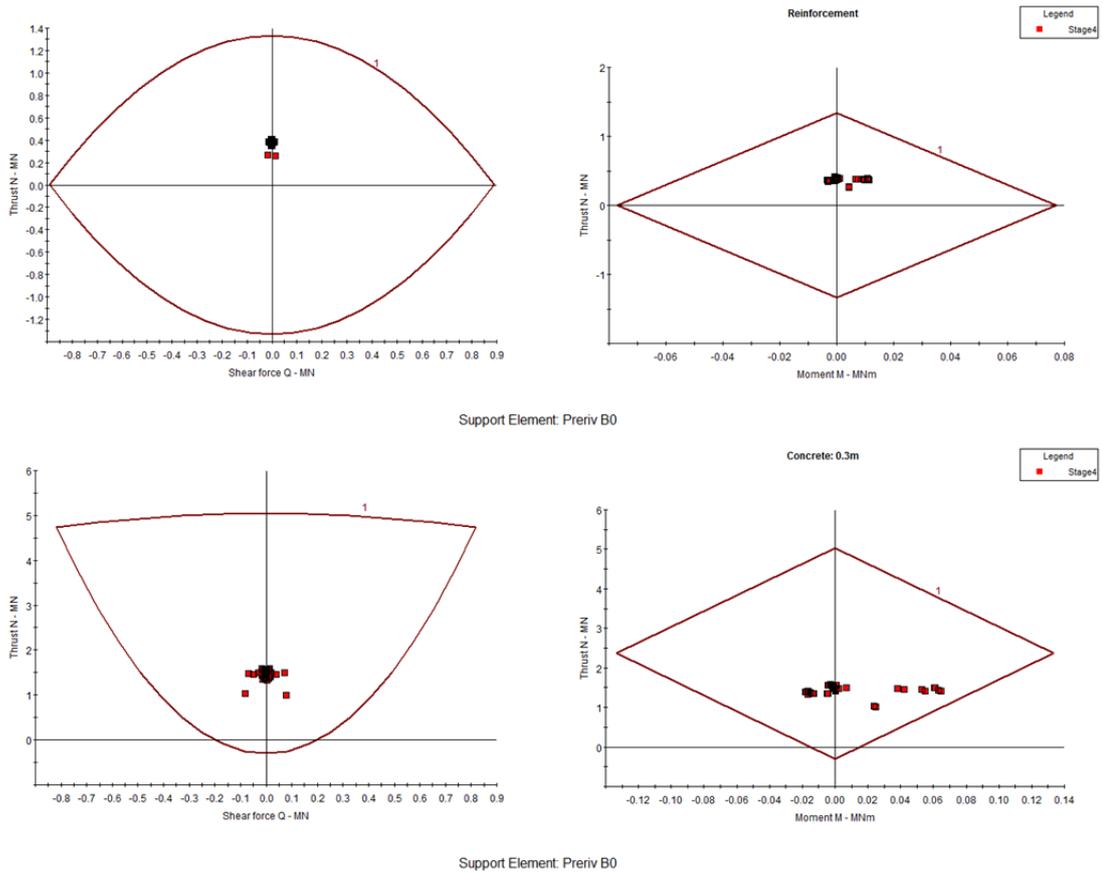


Figura 9-21 – Sezione tipo B0V entro le arenarie – diagrammi di interazione dei prerivestimenti, fase 4a

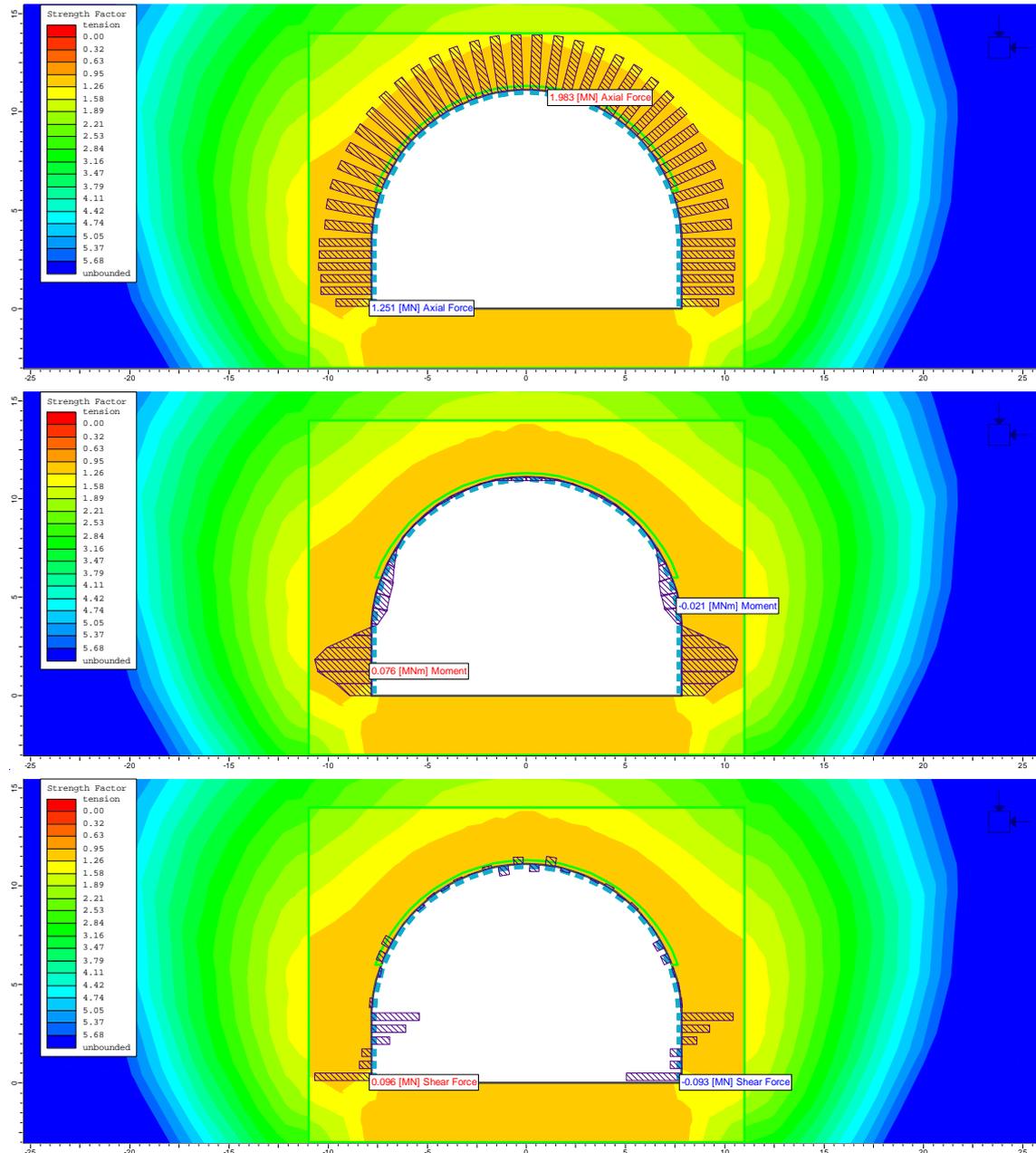


Figura 9-22 – Sezione tipo B0V entro le arenarie – sollecitazioni agenti nel privervestimento, fase 4a

Le seguenti **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata. e Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** illustrano la distribuzione delle sollecitazioni agenti nel rivestimento definitivo rispettivamente durante le fasi 8b e 9b, ovvero a valle della disattivazione del privervestimento e dell'innalzamento del livello di falda, in condizioni statiche e sismiche.

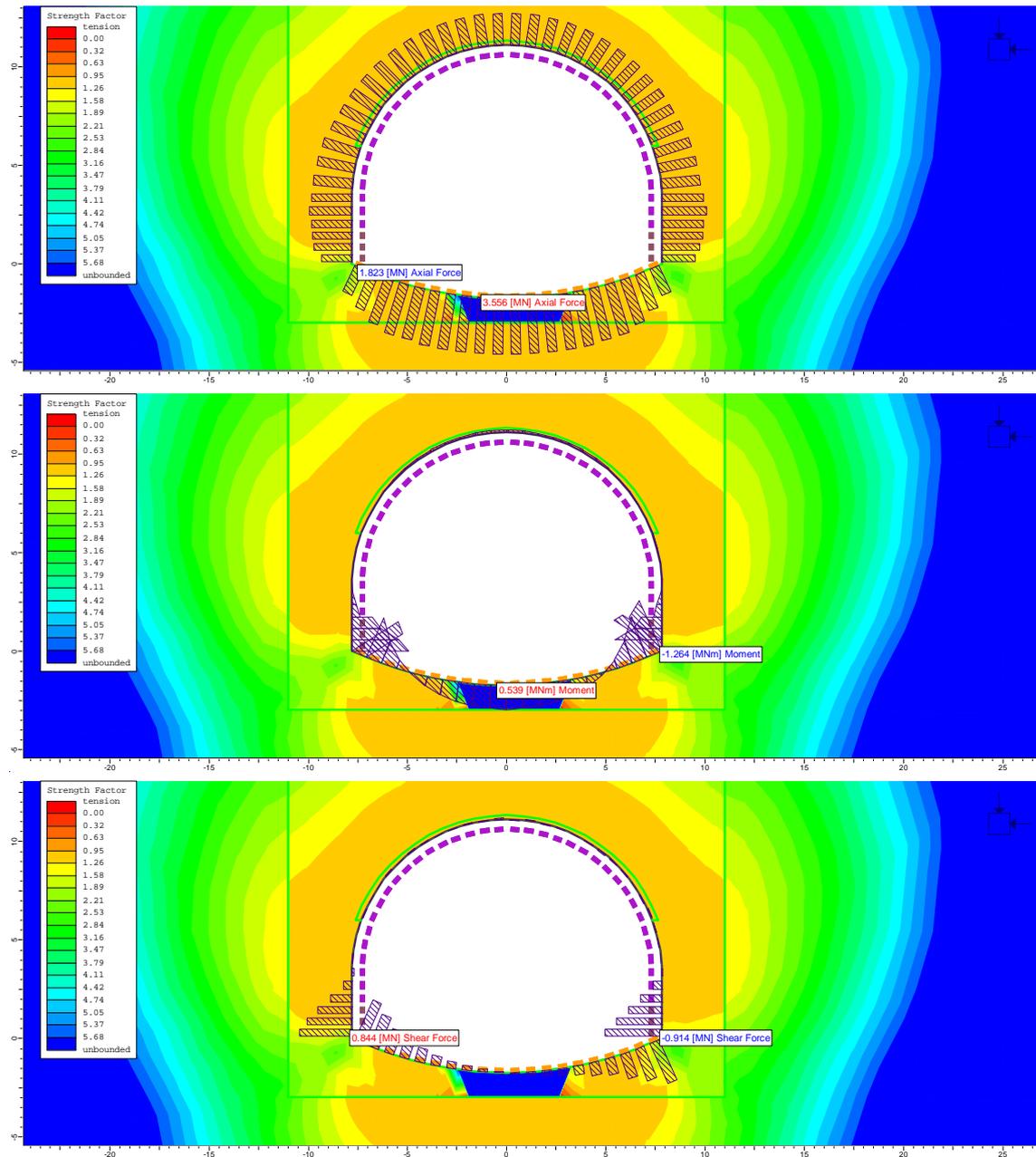


Figura 9-23 – Sezione tipo B0V entro le arenarie – sollecitazioni agenti nel rivestimento definitivo in fase 8b, condizioni statiche

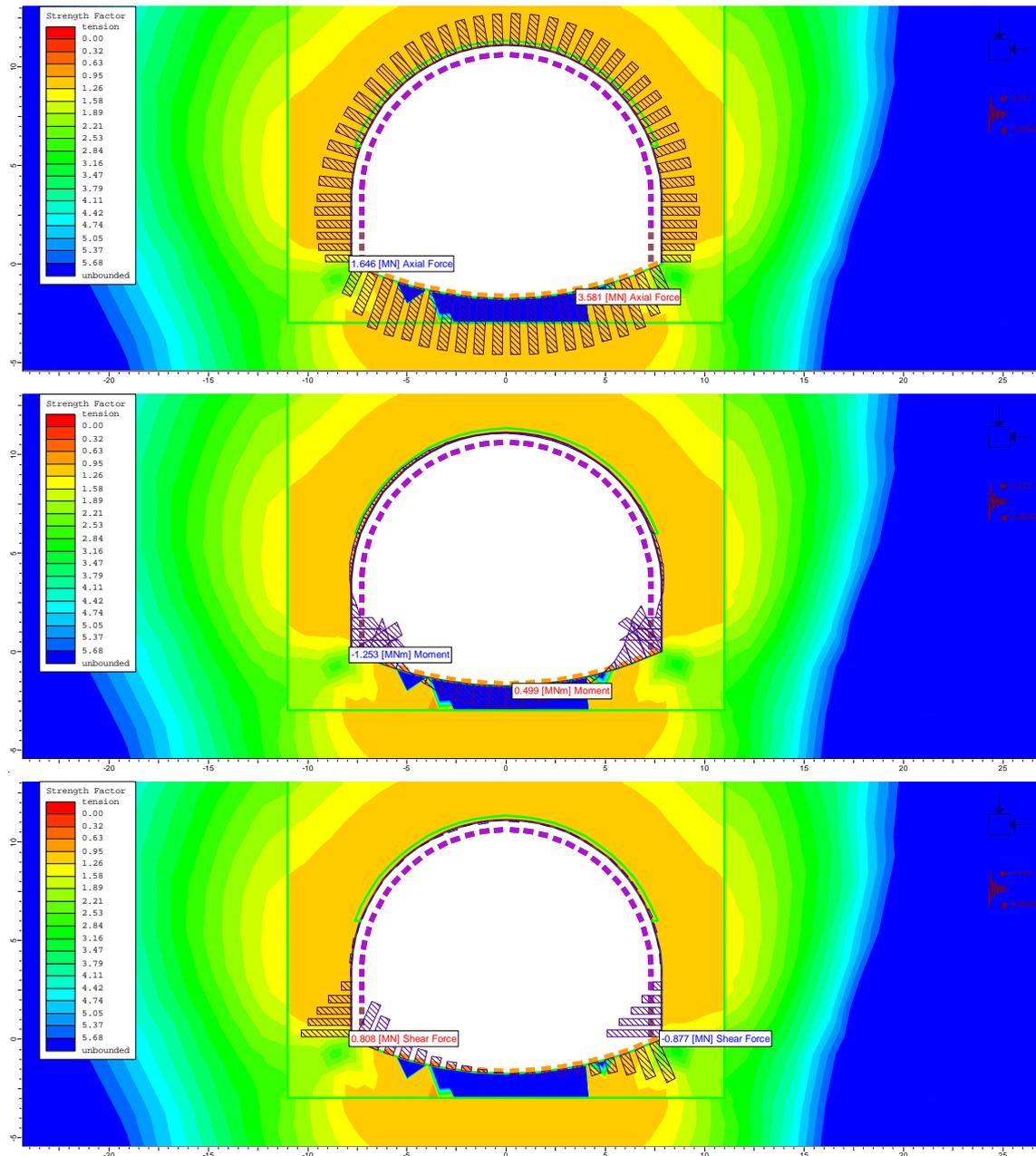


Figura 9-24 – Sezione tipo B0V entro le arenarie – sollecitazioni agenti nel rivestimento definitivo in fase 9b, condizioni sismiche

La verifica strutturale del rivestimento definitivo eseguita nell'ipotesi preliminare di un rivestimento privo di armatura è proposta nella seguente **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**, dove si può osservare come sia in condizioni statiche che sismiche, l'intera struttura non richieda particolari armature.

Indipendentemente dai risultati di queste verifiche, nel progetto la sezione tipo B0V viene completamente armata nelle murette ed in arco rovescio, con un'armatura simmetrica composta da 5 ferri  $\phi 22$  a metro.

Rck	37	MPa	Resistenza cubica a compressione
f <sub>ck</sub>	30,71	MPa	Resistenza cilindrica a compressione
f <sub>cm</sub>	38,71	MPa	Resistenza media cilindrica a compressione
f <sub>ctm</sub>	2,94	MPa	Resistenza media a trazione semplice
f <sub>ctk</sub>	2,06	MPa	Resistenza caratteristica a trazione semplice (frattile 5 %)
f <sub>cd</sub>	17,40	MPa	Resistenza di progetto a compressione
f <sub>ctd</sub>	1,37	MPa	Resistenza di progetto a trazione
f <sub>ct1d</sub>	1,17	MPa	Resistenza a trazione di progetto per calcestruzzo non armato o debolmente armato
σ <sub>clim</sub>	8,09	MPa	

Analisi statica - Lungo termine con falda

Verifica cls non armato

Elemento strutturale	b	h	N <sub>max</sub>	M <sub>max</sub>	V <sub>max</sub>	N <sub>Ed</sub>	x	N <sub>Rd</sub>	F <sub>s,N</sub>	V <sub>Ed</sub>	σ <sub>c</sub>	δ	f <sub>cvd</sub>	V <sub>Rd</sub>	F <sub>s,V</sub>
	cm	cm	kN	kNm	kN	kN	cm	kN		kN	MPa	MPa	MPa	kN	
Calotta	100	90	1990	45	0,0	2587	85,5	14875	<b>0,17</b>	0	3,03	-	2,21	1260,6	<b>0,00</b>
Piedritto	100	90	2539	183	344	3300,7	75,6	13154	<b>0,25</b>	447	4,37	-	2,54	1280,5	<b>0,35</b>
Muretta	100	190	2050	1038	750	2665	88,7	15441	<b>0,17</b>	975	3,00	-	2,21	1305,0	<b>0,75</b>
Arco rovescio	100	90	3554	541	0	4620,2	59,6	10364	<b>0,45</b>	0	7,76	-	3,23	1281,3	<b>0,00</b>
	100	90	3028	524	394	3936,4	55,4	9639	<b>0,41</b>	512	7,11	-	3,11	1147,4	<b>0,45</b>

Analisi sismica

Verifica cls non armato

Elemento strutturale	b	h	N <sub>max</sub>	M <sub>max</sub>	V <sub>max</sub>	N <sub>Ed</sub>	x	N <sub>Rd</sub>	F <sub>s,N</sub>	V <sub>Ed</sub>	σ <sub>c</sub>	δ	f <sub>cvd</sub>	V <sub>Rd</sub>	F <sub>s,V</sub>
	cm	cm	kN	kNm	kN	kN	cm	kN		kN	MPa	MPa	MPa	kN	
Calotta	100	90	1950	93	8,0	1950	80,5	14002	<b>0,14</b>	8	2,42	-	2,05	1098,0	<b>0,01</b>
Piedritto	100	90	2165	202	364	2165	71,3	12415	<b>0,17</b>	364	3,03	-	2,21	1053,1	<b>0,35</b>
Muretta	100	190	2047	1043	695	2047	88,1	15331	<b>0,13</b>	695	2,32	-	2,02	1185,3	<b>0,59</b>
Arco rovescio	100	90	3570	503	0	3570	61,8	10758	<b>0,33</b>	0	5,77	-	2,85	1173,0	<b>0,00</b>
	100	90	3298	532	353	3298	57,7	10048	<b>0,33</b>	353	5,71	-	2,83	1090,6	<b>0,32</b>

Figura 9-25 – Sezione tipo BOV entro le arenarie – verifica strutturale del rivestimento definitivo senza armatura

#### 9.4. SEZIONE TIPO BOV ENTRO LE MARNE DI S. AGATA

La sezione tipo BOV è prevista in corrispondenza dei tratti in cui l'ammasso roccioso marnoso di S. Agata presenta uno stato di fratturazione mediocre.

Per la sezione in esame la copertura considerata è di 90m, con GSI pari a 38 assegnato alla Formazione di S. Agata Fossile.

L'altezza della falda sulla calotta nel lungo termine è pari a 18 m.

##### Analisi di stabilità con il metodo di Tamez

L'analisi è stata eseguita con i parametri all'origine. Le schede riassuntive sono proposte nella seguente **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** Ciascuna scheda riassume nella parte superiore le caratteristiche geometriche, geotecniche del terreno, idrauliche di input dell'analisi e lo schema geometrico del cinematismo di rottura analizzato. Nella parte inferiore, invece, vengono riassunti i risultati dell'analisi, espressi in termini di fattori di sicurezza al fronte, chiave e globale, in assenza ed in presenza degli interventi di presostegno eventualmente previsti dalla sezione tipo adottata.

Nel caso in esame, come si può osservare, l'analisi dimostra la stabilità del fronte, della chiave e globale in assenza di interventi, pur con FS ridotti. L'applicazione della pressione stabilizzante in chiave prevista dalla sezione tipo BOV migliora le condizioni di sicurezza alla stabilità della lunghezza libera di avanzamento. La seguente tabella riassume i fattori di sicurezza ottenuti:

FS Tamez	$p_a, p_f = 0$	$p_a, p_f \neq 0$
Stabilità fronte	1.4	1.4
Stabilità chiave	7.2	9.3
Plasticizzazione chiave	0.58	<1
Stabilità cinematismo globale	1.29	1.30

Nonostante i risultati delle verifiche di stabilità della chiave con il metodo di Tamez che sembrerebbero indicare la stabilità anche in assenza di interventi, la sezione BOV prevede interventi di preconsolidamento al contorno di scavo. Tale scelta deriva dal fatto che la sezione tipo BOV viene applicata in quelle tratte caratterizzate da una qualità geomeccanica mediocre, dove l'ammasso roccioso vede un incremento del grado di fratturazione. L'approccio adottato con l'analisi Tamez in tal senso riguarda la verifica di stabilità di un materiale continuo equivalente, che descrive solo parzialmente la natura dell'ammasso roccioso, il quale alla scala dello scavo può andare incontro anche a fenomeni di instabilità locale, trascurati dall'approccio utilizzato.

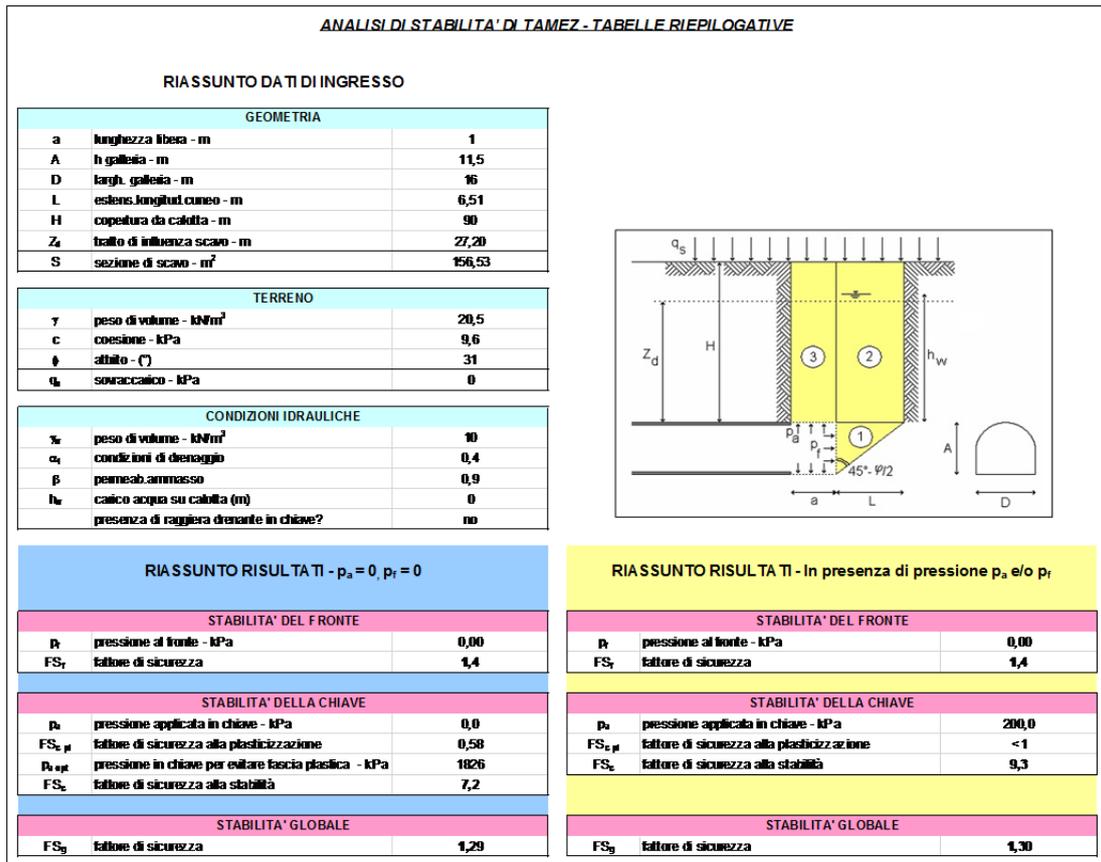


Figura 9-26 – Sezione tipo BOV entro le marne – analisi Tamez

### Analisi agli elementi finiti

La seguente **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** Illustra la geometria del modello fem 2D utilizzato. Il riquadro creato al contorno della sezione di scavo consente l'adozione di un fattore di disturbo pari a 0.20 a distanza inferiore ai 3 m dal perimetro di scavo, pari a zero altrove.

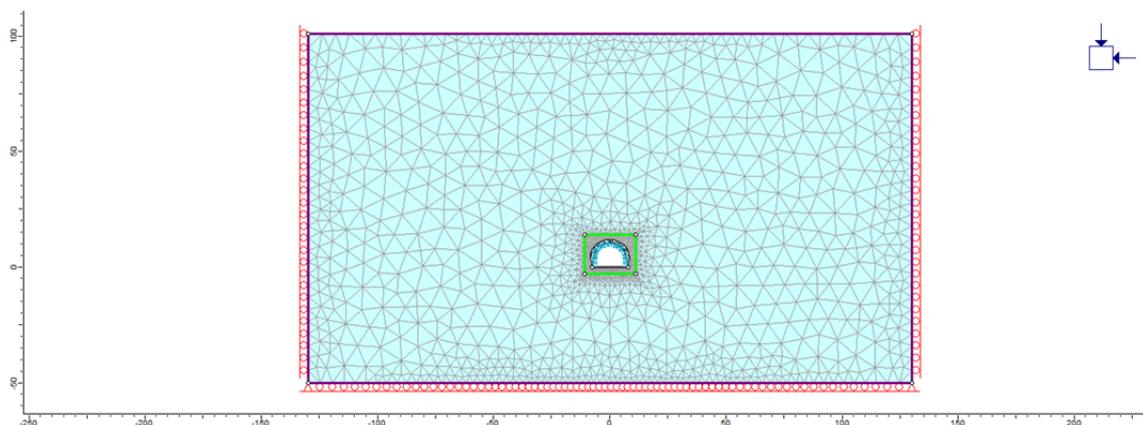


Figura 9-27 – Sezione tipo BOV entro le marne – geometria del modello fem 2D

Nelle seguenti immagini sono proposti alcuni risultati significativi dell'analisi svolta con riferimento alla fase 4a in cui l'intero detensionamento agisce a carico dei priverivestimenti.

In **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** è visibile la distribuzione delle tensioni principali massima e minima attorno al cavo, ed i loro vettori direzionali. Come si può osservare si verifica la creazione di un esteso effetto arco al contorno del perimetro di scavo.

La seguente **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** descrive invece la distribuzione degli spostamenti radiali e quella dei punti plastici e del fattore di sicurezza, calcolato per ogni punto della mesh come il rapporto tra la resistenza disponibile e lo stato di sforzo agente. Come si può osservare gli spostamenti sono prettamente radiali, con valori compresi tra 5 e 10 cm. I punti plastici risultano omogeneamente distribuiti al contorno di scavo, con uno spessore della fascia plastica pari a 1-1.5 volte il raggio di scavo.

La verifica strutturale del priverivestimento eseguita mediante i diagrammi di interazione, **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**, dimostra la piena adeguatezza degli elementi strutturali di progetto rispetto alle sollecitazioni agenti, la cui distribuzione è proposta in **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**

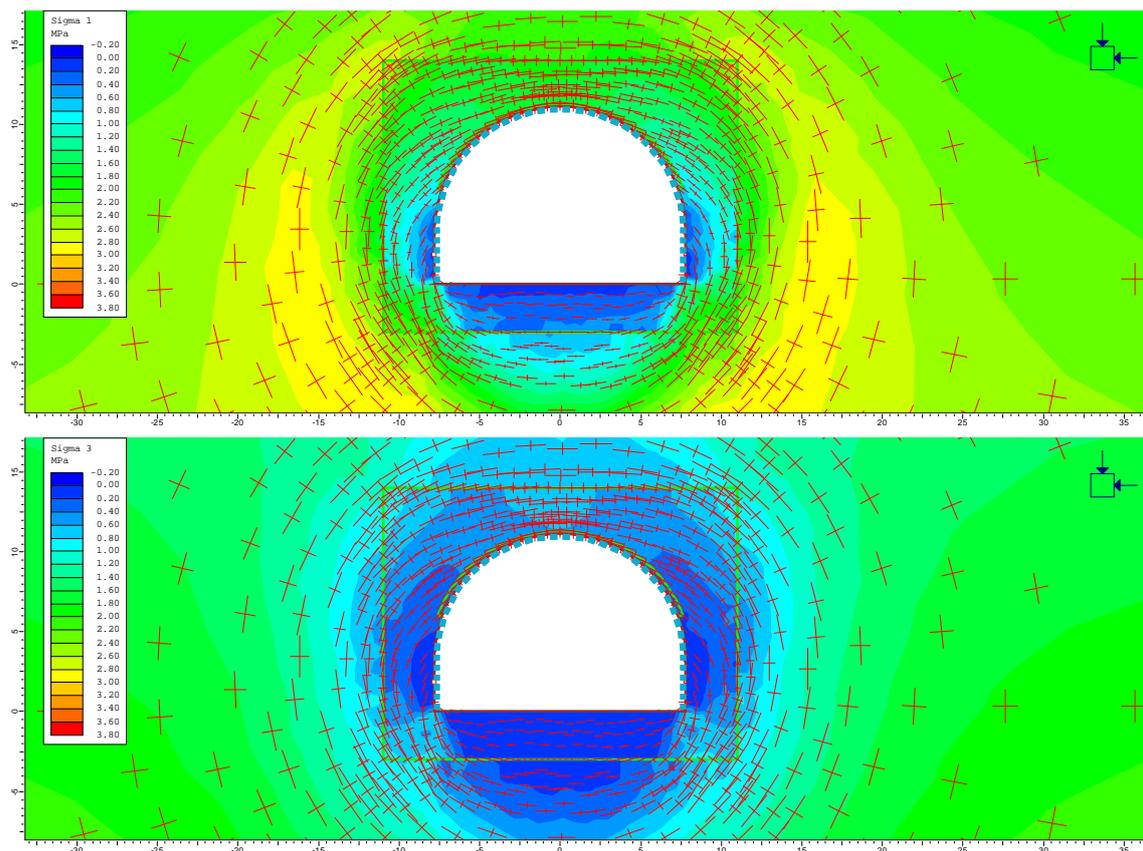


Figura 9-28 – Sezione tipo BOV entro le marne – distribuzione delle tensioni principali massima e minima e relativi vettori, fase 4a

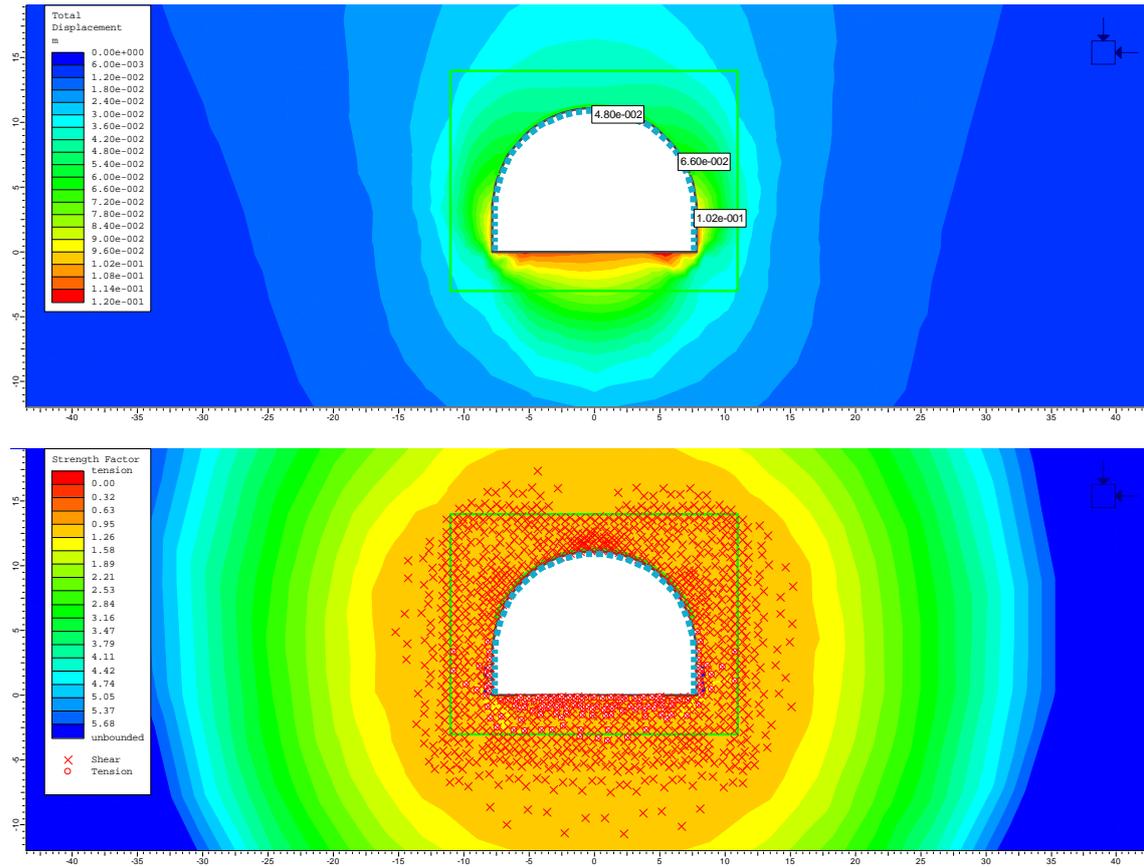


Figura 9-29 – Sezione tipo BOV entro le marnè – spostamenti radiali, punti plastici e fattore di sicurezza alla plasticità, fase 4a

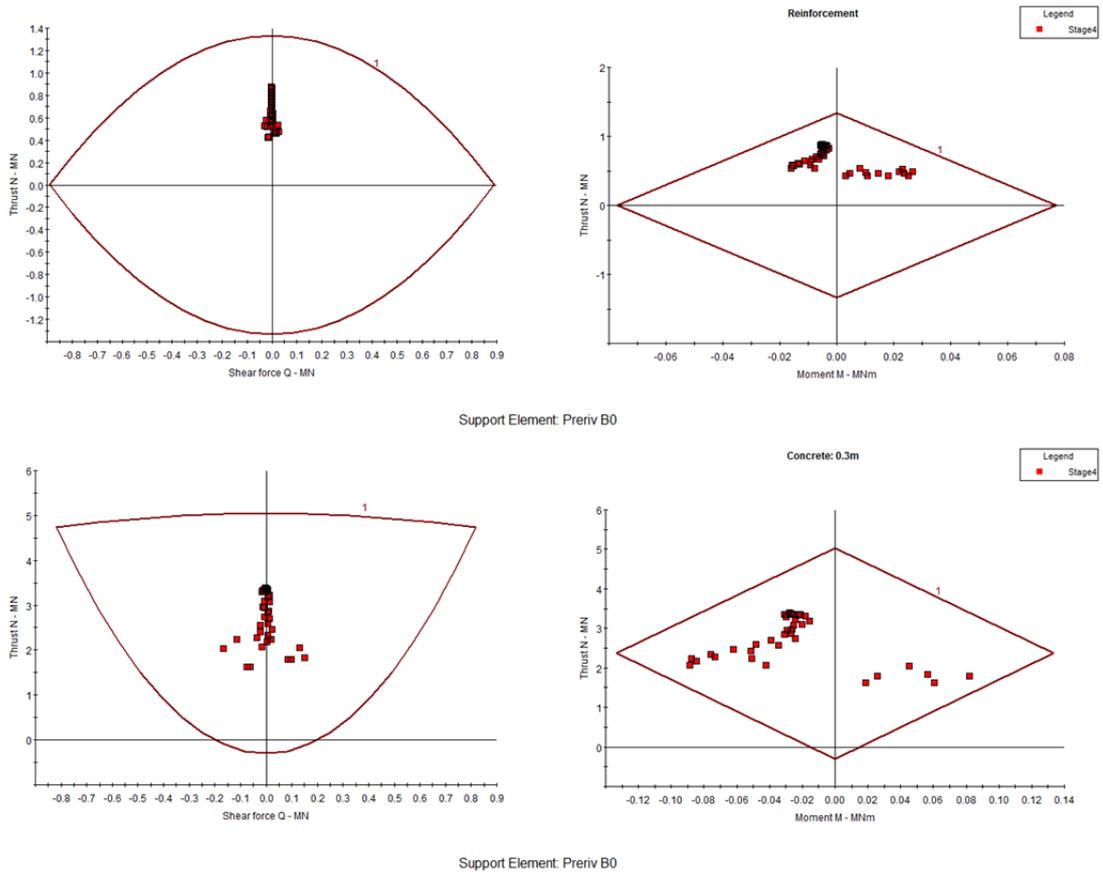


Figura 9-30 – Sezione tipo B0V entro le marne – diagrammi di interazione dei prerivestimenti, fase 4a

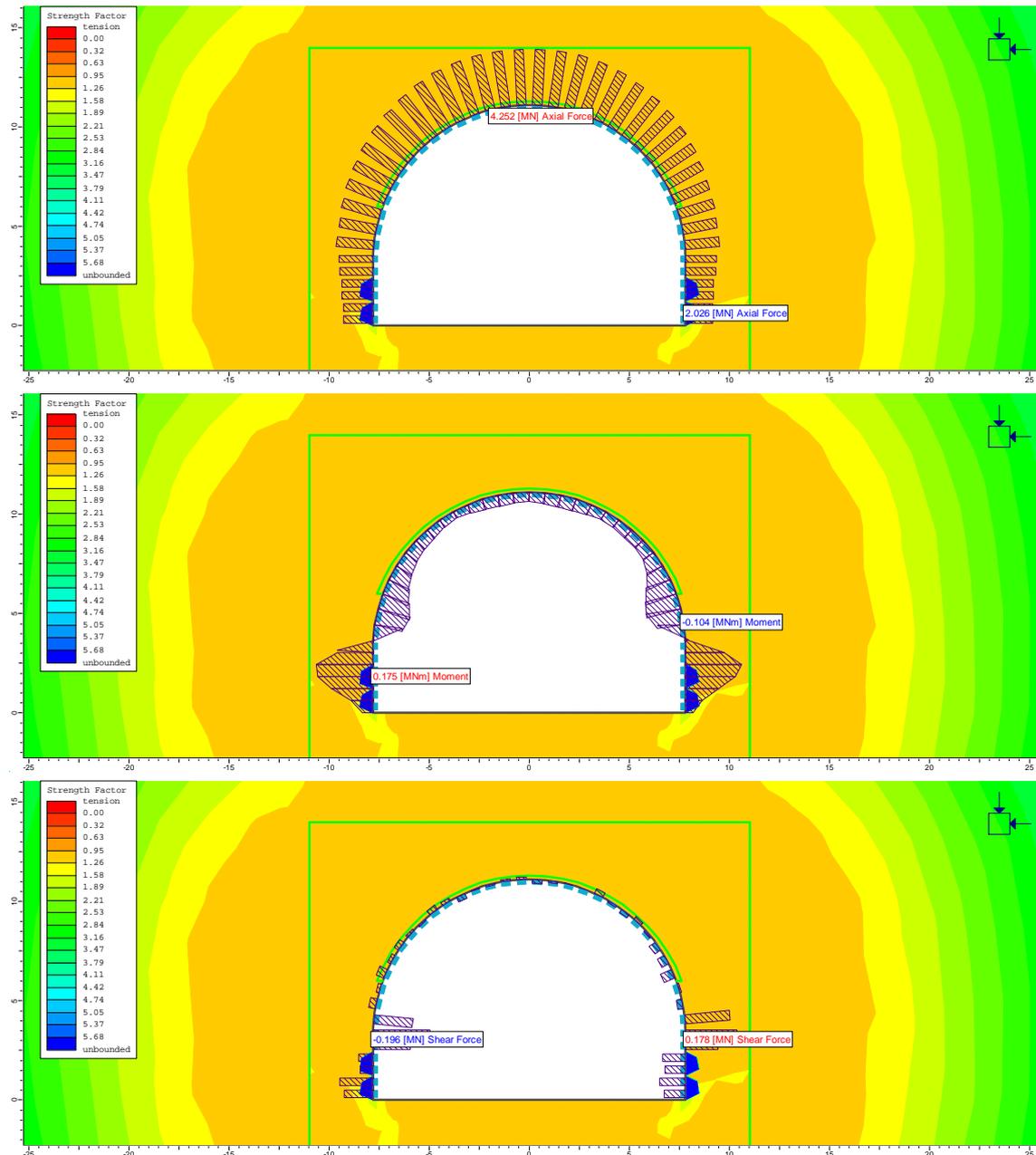


Figura 9-31 – Sezione tipo BOV entro le marne – sollecitazioni agenti nel priverivestimento, fase 4a

Le seguenti **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata. e Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** illustrano la distribuzione delle sollecitazioni agenti nel rivestimento definitivo rispettivamente durante le fasi 8b e 9b, ovvero a valle della disattivazione del priverivestimento e dell'innalzamento del livello di falda, in condizioni statiche e sismiche.

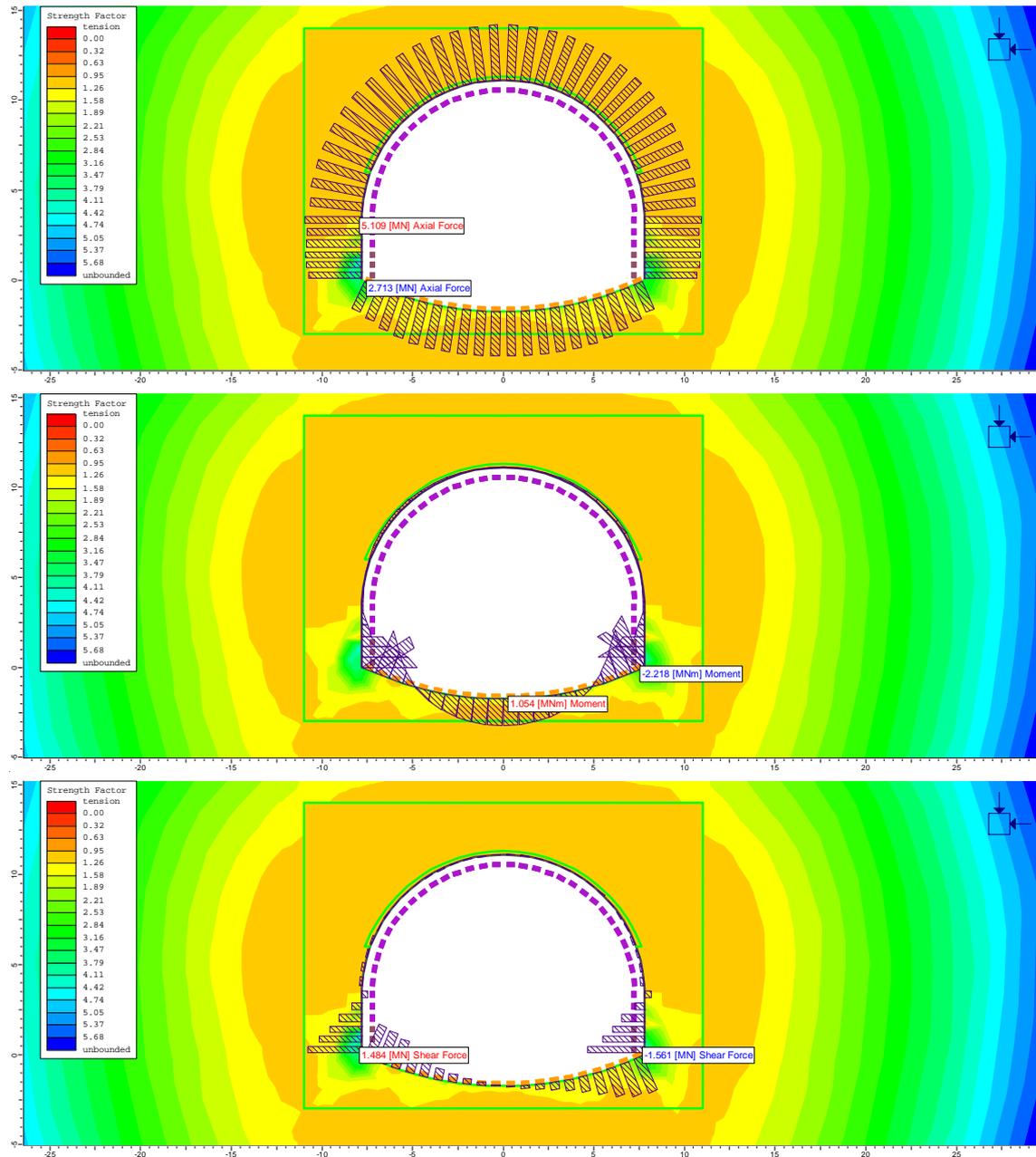


Figura 9-32 – Sezione tipo B0V entro le marnè – sollecitazioni agenti nel rivestimento definitivo in fase 8b, condizioni statiche

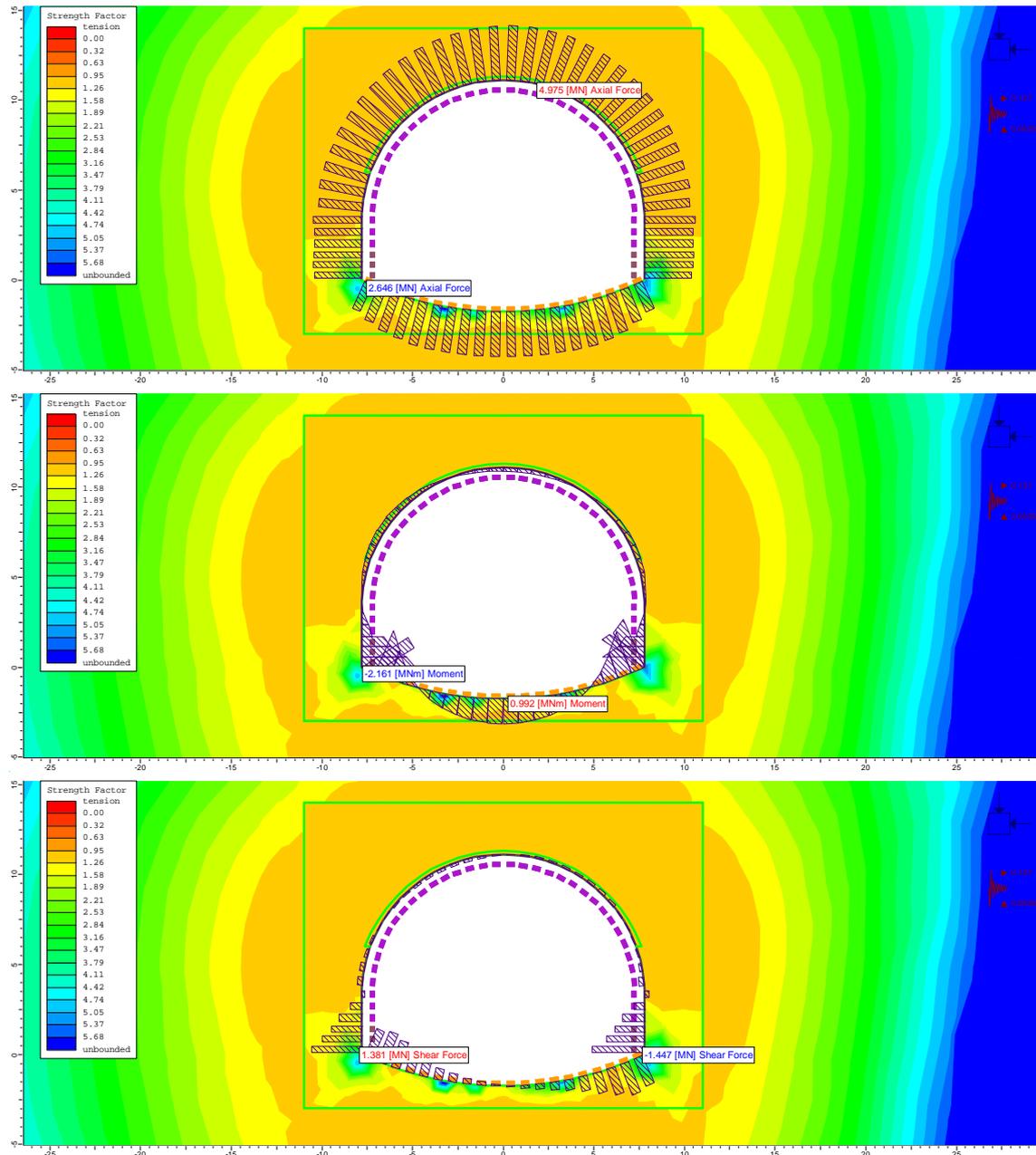


Figura 9-33 – Sezione tipo B0V entro le marni – sollecitazioni agenti nel rivestimento definitivo in fase 9b, condizioni sismiche

La verifica strutturale del rivestimento definitivo eseguita nell'ipotesi preliminare di un rivestimento privo di armatura è proposta nella seguente **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**, dove si può osservare come sia in condizioni statiche che sismiche, l'intera struttura non richieda particolari armature.

Indipendentemente dai risultati di queste verifiche, nel progetto la sezione tipo B0V viene completamente armata nelle murette ed in arco rovescio, con un'armatura simmetrica composta da 5 ferri  $\phi 22$  a metro.

Rck	37	MPa	Resistenza cubica a compressione
f <sub>ck</sub>	30,71	MPa	Resistenza cilindrica a compressione
f <sub>cm</sub>	38,71	MPa	Resistenza media cilindrica a compressione
f <sub>ctm</sub>	2,94	MPa	Resistenza media a trazione semplice
f <sub>ctk</sub>	2,06	MPa	Resistenza caratteristica a trazione semplice (frattile 5 %)
f <sub>cd</sub>	17,40	MPa	Resistenza di progetto a compressione
f <sub>ctd</sub>	1,37	MPa	Resistenza di progetto a trazione
f <sub>ct1d</sub>	1,17	MPa	Resistenza a trazione di progetto per calcestruzzo non armato o debolmente armato
σ <sub>clim</sub>	8,09	MPa	

Analisi statica - Lungo termine con falda

Verifica cls non armato

Elemento strutturale	b	h	N <sub>max</sub>	M <sub>max</sub>	V <sub>max</sub>	N <sub>Ed</sub>	x	N <sub>Rd</sub>	F <sub>s,N</sub>	V <sub>Ed</sub>	σ <sub>c</sub>	δ	f <sub>cvd</sub>	V <sub>Rd</sub>	F <sub>s,V</sub>
	cm	cm	kN	kNm	kN	kN	cm	kN		kN	MPa	MPa	MPa	kN	
Calotta	100	90	4830	130	7,0	6279	84,6	14725	<b>0,43</b>	9	7,42	-	3,17	1785,8	<b>0,01</b>
Piedritto	100	90	4957	382	619	6444,1	74,6	12980	<b>0,50</b>	805	8,64	0,55	3,37	1676,6	<b>0,48</b>
Muretta	100	190	4989	1790	1179	6485,7	118,2	20577	<b>0,32</b>	1533	5,49	-	2,79	2196,3	<b>0,70</b>
Arco rovescio	100	90	4030	1054	0	5239	37,7	6559	<b>0,80</b>	0	13,90	5,81	3,03	760,1	<b>0,00</b>
	100	90	3655	455	630	4751,5	65,1	11329	<b>0,42</b>	819	7,30	-	3,14	1364,2	<b>0,60</b>

Analisi sismica

Verifica cls non armato

Elemento strutturale	b	h	N <sub>max</sub>	M <sub>max</sub>	V <sub>max</sub>	N <sub>Ed</sub>	x	N <sub>Rd</sub>	F <sub>s,N</sub>	V <sub>Ed</sub>	σ <sub>c</sub>	δ	f <sub>cvd</sub>	V <sub>Rd</sub>	F <sub>s,V</sub>
	cm	cm	kN	kNm	kN	kN	cm	kN		kN	MPa	MPa	MPa	kN	
Calotta	100	90	4169	270	3,0	4169	77,0	13408	<b>0,31</b>	3	5,41	-	2,77	1423,1	<b>0,00</b>
Piedritto	100	90	4260	408	626	4260	70,8	12329	<b>0,35</b>	626	6,01	-	2,89	1367,2	<b>0,46</b>
Muretta	100	190	4349	1751	1090	4349	109,5	19051	<b>0,23</b>	1090	3,97	-	2,45	1787,4	<b>0,61</b>
Arco rovescio	100	90	4077	992	0	4077	41,3	7194	<b>0,57</b>	0	9,86	1,77	3,48	958,1	<b>0,00</b>
	100	90	3700	522	622	3700	61,8	10752	<b>0,34</b>	622	5,99	-	2,89	1190,3	<b>0,52</b>

Figura 9-34 – Sezione tipo B0V entro le marni – verifica strutturale del rivestimento definitivo senza armatura

## 9.5. SEZIONE TIPO B0 – H=70m, GSI=45

La sezione tipo B0 è prevista lungo la galleria dove l'ammasso roccioso presenta una struttura massiva tale da non richiedere alcun intervento di preconsolidamento del fronte o della chiave.

Per la sezione in esame la copertura considerata è di 70m, con GSI pari a 45 entro la Formazione di Lequio.

L'altezza della falda sulla calotta nel lungo termine è pari a 15 m.

### Analisi di stabilità con il metodo di Tamez

L'analisi è stata eseguita con i parametri all'origine. Le schede riassuntive sono proposte nella seguente **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata..** Ciascuna scheda riassume nella parte superiore le caratteristiche geometriche, geotecniche del terreno, idrauliche di input dell'analisi e lo schema geometrico del cinematismo di rottura analizzato. Nella parte inferiore, invece, vengono riassunti i risultati dell'analisi, espressi in termini di fattori di sicurezza al fronte, chiave e globale, in assenza ed in presenza degli interventi di presostegno eventualmente previsti dalla sezione tipo adottata.

Nel caso in esame, come si può osservare, l'analisi dimostra la piena stabilità del fronte, della chiave e dell'intero cinematismo di rottura in assenza di interventi. La seguente tabella riassume i fattori di sicurezza ottenuti:

FS Tamez	$p_a, p_f = 0$
Stabilità fronte	1.5
Stabilità chiave	6.3
Plasticizzazione chiave	0.63
Stabilità cinematismo globale	1.3

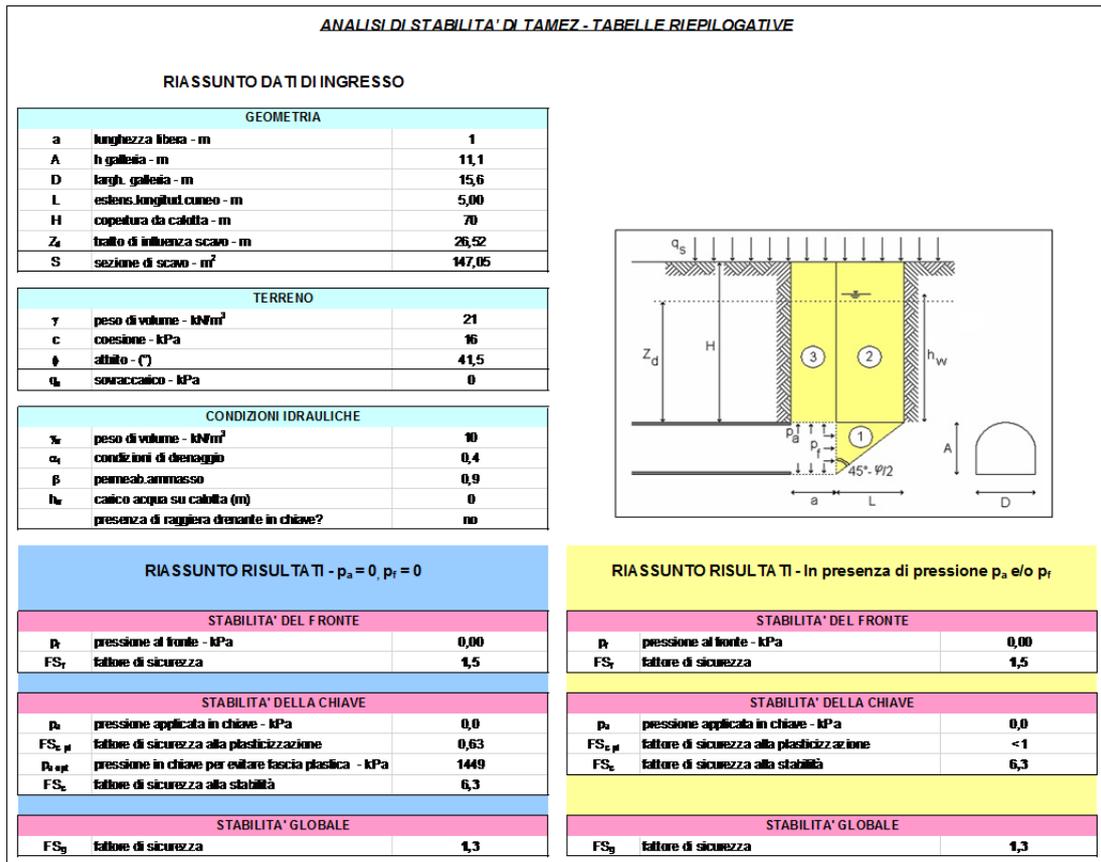


Figura 9-35 – Sezione tipo B0, H=70m, GSI=45 – analisi Tamez

### Analisi agli elementi finiti

La seguente **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** Illustra la geometria del modello fem 2D utilizzato. Il riquadro creato al contorno della sezione di scavo consente l'adozione di un fattore di disturbo pari a 0.20 a distanza inferiore ai 3 m dal perimetro di scavo, pari a zero altrove.

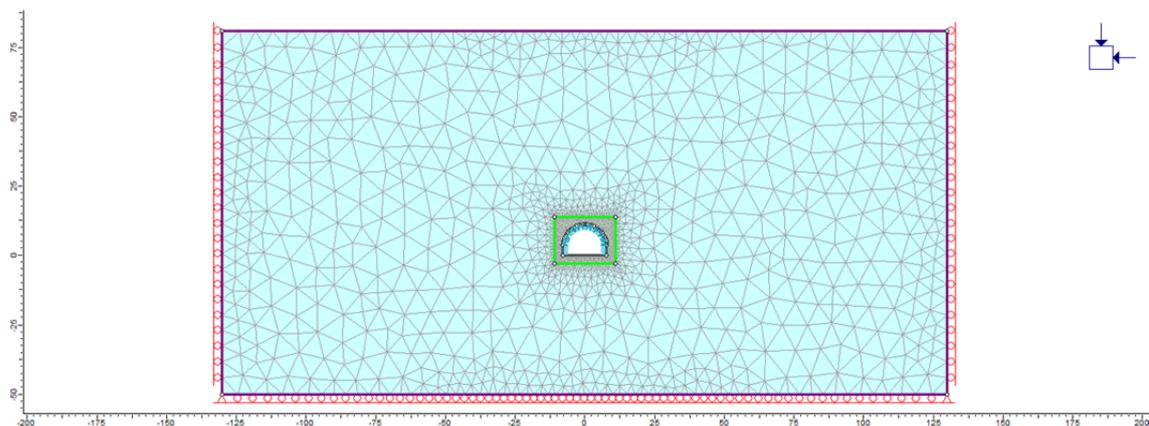


Figura 9-36 – Sezione tipo B0, H=70m, GSI=45 – geometria del modello fem 2D

Nelle seguenti immagini sono proposti alcuni risultati significativi dell'analisi svolta con riferimento alla fase 4a in cui l'intero detensionamento agisce a carico dei priverivestimenti.

In **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** è visibile la distribuzione delle tensioni principali massima e minima attorno al cavo, ed i loro vettori direzionali. Come si può osservare si verifica la creazione di un esteso effetto arco al contorno del perimetro di scavo.

La seguente **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** descrive invece la distribuzione degli spostamenti radiali e quella dei punti plastici e del fattore di sicurezza, calcolato per ogni punto della mesh come il rapporto tra la resistenza disponibile e lo stato di sforzo agente. Come si può osservare gli spostamenti sono prettamente radiali, con valori compresi tra 1 e 1.5 cm. I punti plastici risultano più concentrati alle reni, con uno spessore della fascia plastica di 2m, meno in calotta, dove la fascia plastica è piuttosto corticale.

La verifica strutturale del priverivestimento eseguita mediante i diagrammi di interazione, **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**, dimostra la piena adeguatezza degli elementi strutturali di progetto rispetto alle sollecitazioni agenti, la cui distribuzione è proposta in **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**

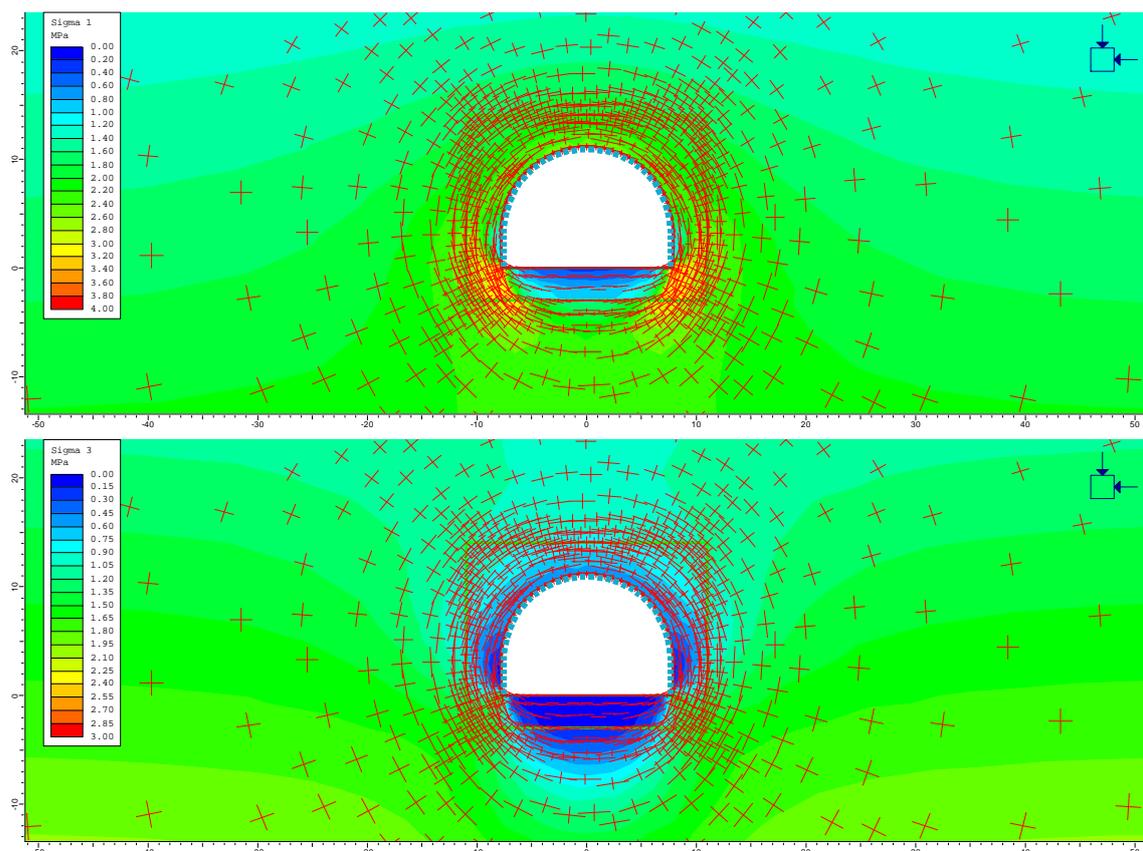


Figura 9-37 – Sezione tipo B0, H=70m, GSI=45 – distribuzione delle tensioni principali massima e minima e relativi vettori, fase 4a

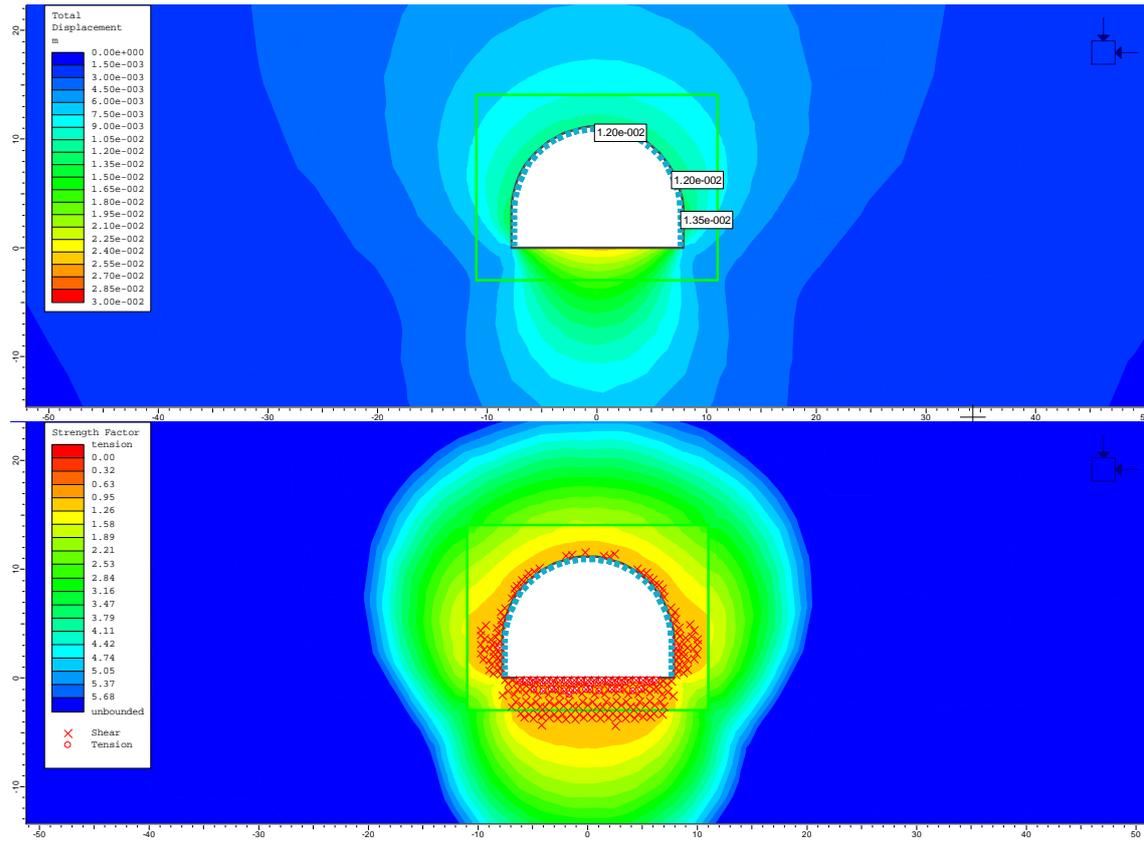


Figura 9-38 – Sezione tipo B0, H=70m, GSI=45 – spostamenti radiali, punti plastici e fattore di sicurezza alla plasticità, fase 4a

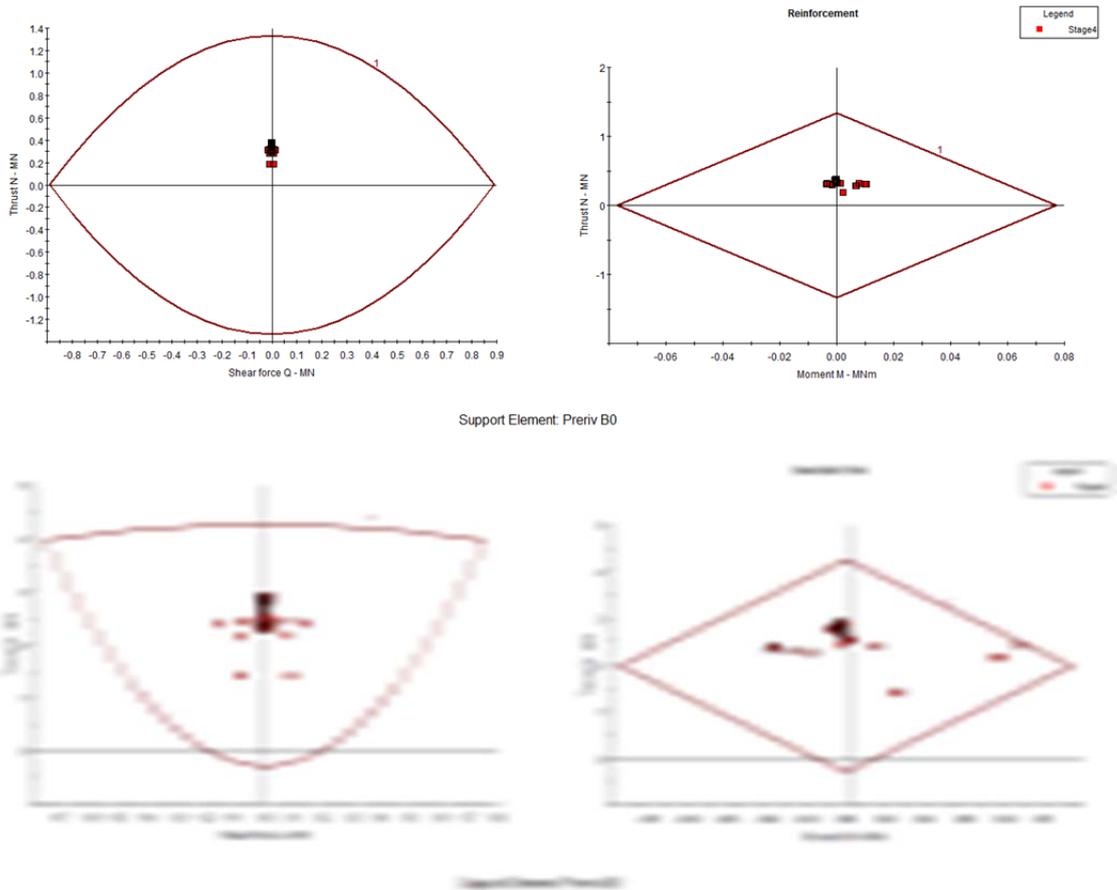


Figura 9-39 – Sezione tipo B0, H=70m, GSI=45 – diagrammi di interazione dei prerivestimenti, fase 4a

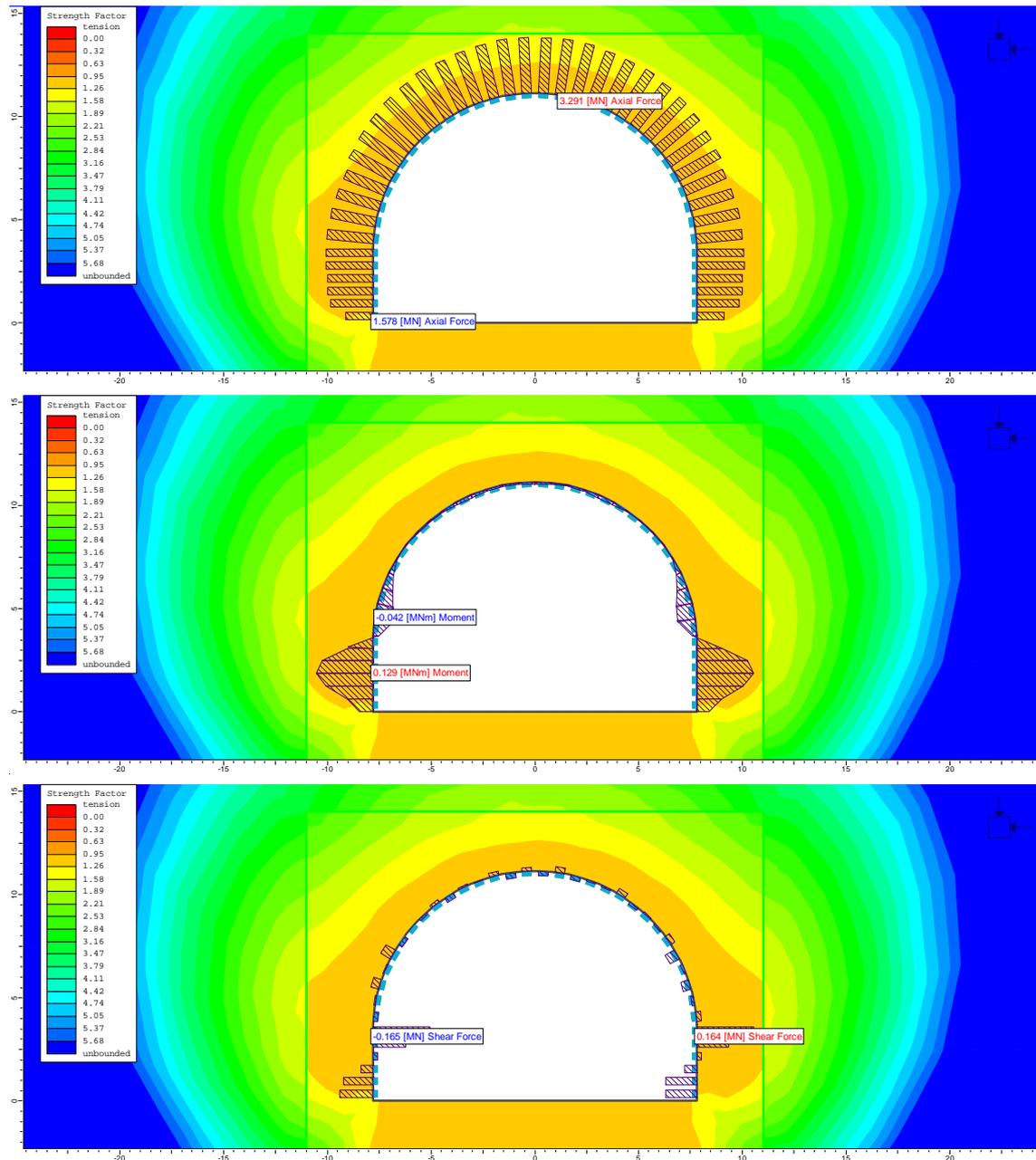


Figura 9-40 – Sezione tipo B0, H=70m, GSI=45 – sollecitazioni agenti nel prerivestimento, fase 4a

Le seguenti **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata. e Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** illustrano la distribuzione delle sollecitazioni agenti nel rivestimento definitivo rispettivamente durante le fasi 8b e 9b, ovvero a valle della disattivazione del prerivestimento e dell'innalzamento del livello di falda, in condizioni statiche e sismiche.

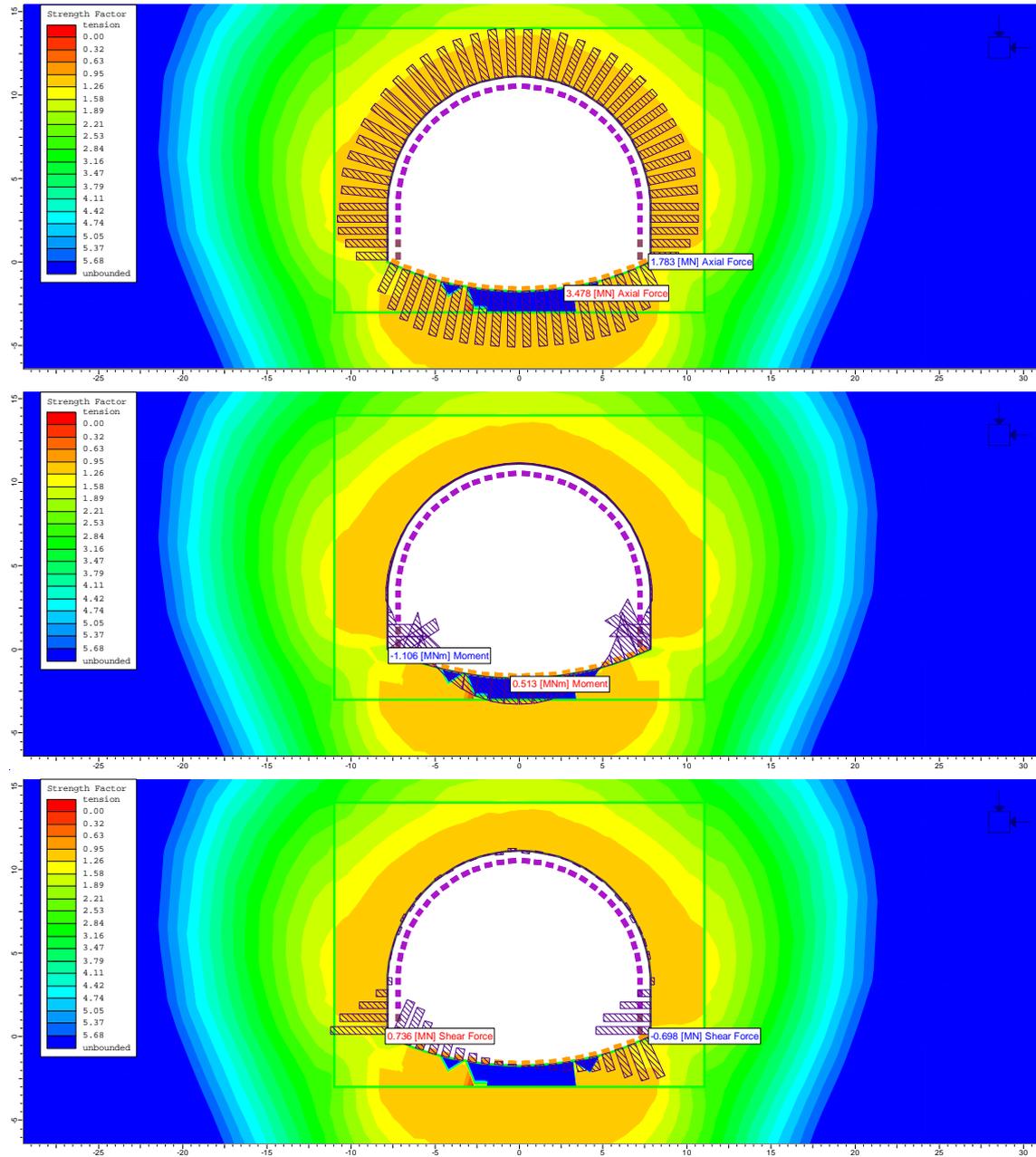


Figura 9-41 – Sezione tipo B0, H=70m, GSI=45 – sollecitazioni agenti nel rivestimento definitivo in fase 8b, condizioni statiche

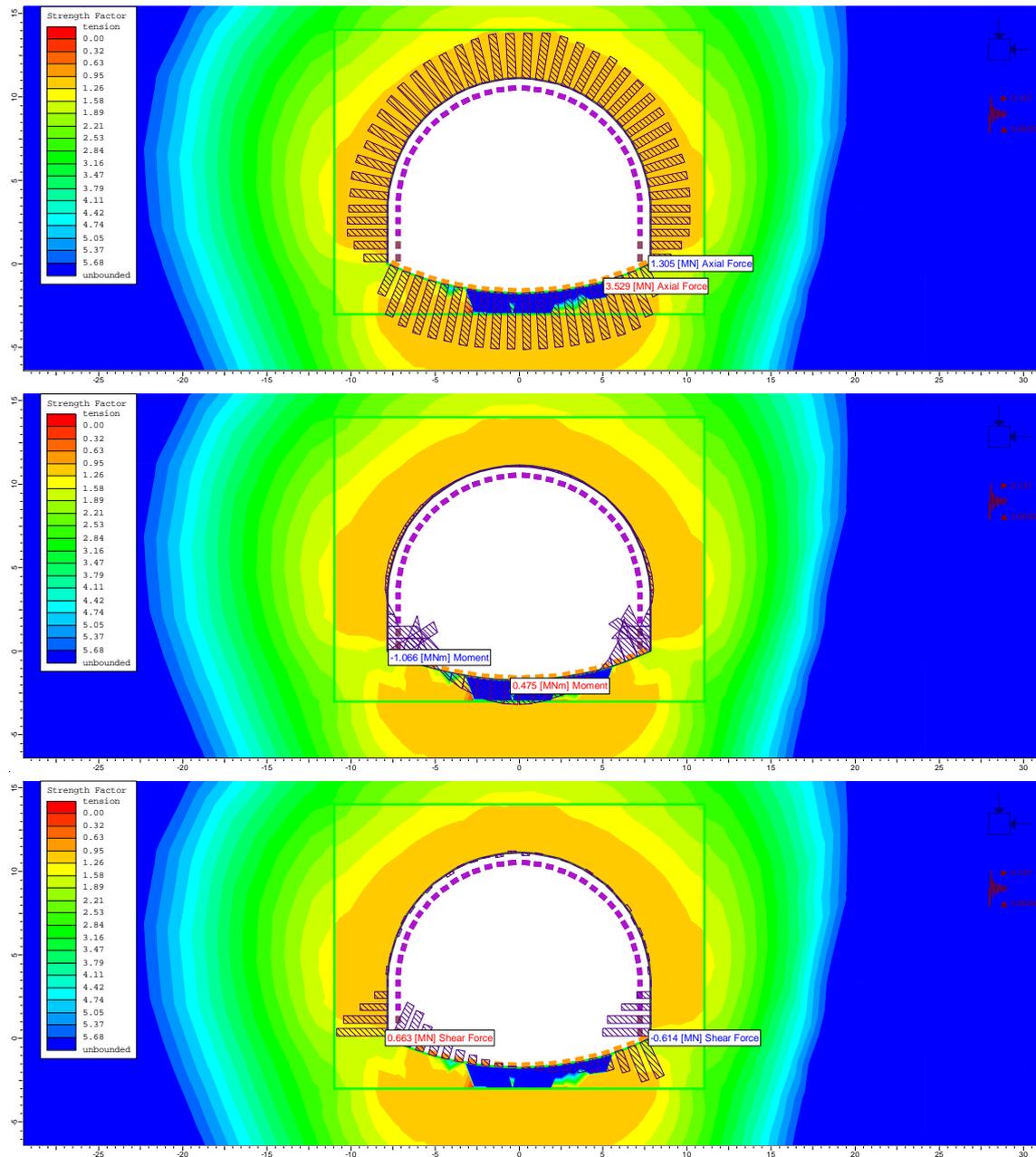


Figura 9-42 – Sezione tipo B0, H=70m, GSI=45 – sollecitazioni agenti nel rivestimento definitivo in fase 9b, condizioni sismiche

La verifica strutturale del rivestimento definitivo eseguita nell'ipotesi preliminare di un rivestimento privo di armatura è proposta nella seguente **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**, dove si può osservare come sia in condizioni statiche che sismiche, l'intera struttura non richieda particolari armature.

Indipendentemente dai risultati di queste verifiche, nel progetto la sezione tipo B0 viene completamente armata nelle murette ed in arco rovescio, con un'armatura simmetrica composta da 5 ferri  $\phi 20$  a metro.

Rck	37	MPa	Resistenza cubica a compressione
f <sub>ck</sub>	30,71	MPa	Resistenza cilindrica a compressione
f <sub>cm</sub>	38,71	MPa	Resistenza media cilindrica a compressione
f <sub>ctm</sub>	2,94	MPa	Resistenza media a trazione semplice
f <sub>ctk</sub>	2,06	MPa	Resistenza caratteristica a trazione semplice (frattile 5 %)
f <sub>cd</sub>	17,40	MPa	Resistenza di progetto a compressione
f <sub>ctd</sub>	1,37	MPa	Resistenza di progetto a trazione
f <sub>ct1d</sub>	1,17	MPa	Resistenza a trazione di progetto per calcestruzzo non armato o debolmente armato
σ <sub>clim</sub>	8,09	MPa	

Analisi statica - Lungo termine con falda

Verifica cls non armato

Elemento strutturale	b	h	N <sub>max</sub>	M <sub>max</sub>	V <sub>max</sub>	N <sub>Ed</sub>	x	N <sub>Rd</sub>	F <sub>s,N</sub>	V <sub>Ed</sub>	σ <sub>c</sub>	δ	f <sub>cvd</sub>	V <sub>Rd</sub>	F <sub>s,V</sub>
	cm	cm	kN	kNm	kN	kN	cm	kN		kN	MPa	MPa	MPa	kN	
Calotta	100	70	2950	38	0,0	3835	67,4	11733	<b>0,33</b>	0	5,69	-	2,83	1271,3	<b>0,00</b>
Piedritto	100	70	2920	184	385	3796	57,4	9988	<b>0,38</b>	501	6,61	-	3,01	1153,0	<b>0,43</b>
Muretta	100	190	1785	796	650	2320,5	100,8	17544	<b>0,13</b>	845	2,30	-	2,01	1352,2	<b>0,62</b>
Arco rovescio	100	80	3475	513	0	4517,5	50,5	8784	<b>0,51</b>	0	8,95	0,86	3,41	1147,2	<b>0,00</b>
	100	80	2973	334	376	3864,9	57,5	10012	<b>0,39</b>	489	6,72	-	3,03	1163,4	<b>0,42</b>

Analisi sismica

Verifica cls non armato

Elemento strutturale	b	h	N <sub>max</sub>	M <sub>max</sub>	V <sub>max</sub>	N <sub>Ed</sub>	x	N <sub>Rd</sub>	F <sub>s,N</sub>	V <sub>Ed</sub>	σ <sub>c</sub>	δ	f <sub>cvd</sub>	V <sub>Rd</sub>	F <sub>s,V</sub>
	cm	cm	kN	kNm	kN	kN	cm	kN		kN	MPa	MPa	MPa	kN	
Calotta	100	70	2400	67	5,0	2400	64,4	11210	<b>0,21</b>	5	3,73	-	2,39	1026,2	<b>0,00</b>
Piedritto	100	70	2500	217	360	2500	52,6	9161	<b>0,27</b>	360	4,75	-	2,63	922,1	<b>0,39</b>
Muretta	100	190	2089	797	579	2089	113,7	19786	<b>0,11</b>	579	1,84	-	1,87	1419,3	<b>0,41</b>
Arco rovescio	100	80	3520	475	0	3520	53,0	9225	<b>0,38</b>	0	6,64	-	3,02	1066,7	<b>0,00</b>
	100	80	3274	322	350	3274	60,3	10499	<b>0,31</b>	350	5,43	-	2,77	1115,7	<b>0,31</b>

Figura 9-43 – Sezione tipo B0, H=70m, GSI=45 – verifica strutturale del rivestimento definitivo senza armatura

## 9.6. SEZIONE TIPO B0 – H=100m, GSI=49

La sezione tipo B0 è prevista lungo la galleria dove l'ammasso roccioso presenta una struttura massiva tale da non richiedere alcun intervento di preconsolidamento del fronte o della chiave.

Per la sezione in esame la copertura considerata è di 100m, con GSI pari a 49 entro la Formazione di Lequio.

L'altezza della falda sulla calotta nel lungo termine è pari a 10 m.

### Analisi di stabilità con il metodo di Tamez

L'analisi è stata eseguita con i parametri all'origine. Le schede riassuntive sono proposte nella seguente Figura 9-44. Ciascuna scheda riassume nella parte superiore le caratteristiche geometriche, geotecniche del terreno, idrauliche di input dell'analisi e lo schema geometrico del cinematismo di rottura analizzato. Nella parte inferiore, invece, vengono riassunti i risultati dell'analisi, espressi in termini di fattori di sicurezza al fronte, chiave e globale, in assenza ed in presenza degli interventi di presostegno eventualmente previsti dalla sezione tipo adottata.

Nel caso in esame, come si può osservare, l'analisi dimostra la piena stabilità del fronte, della chiave e dell'intero cinematismo di rottura in assenza di interventi. La seguente tabella riassume i fattori di sicurezza ottenuti:

FS Tamez	$p_a, p_f = 0$
Stabilità fronte	1.9
Stabilità chiave	7.0
Plasticizzazione chiave	0.65
Stabilità cinematismo globale	1.6

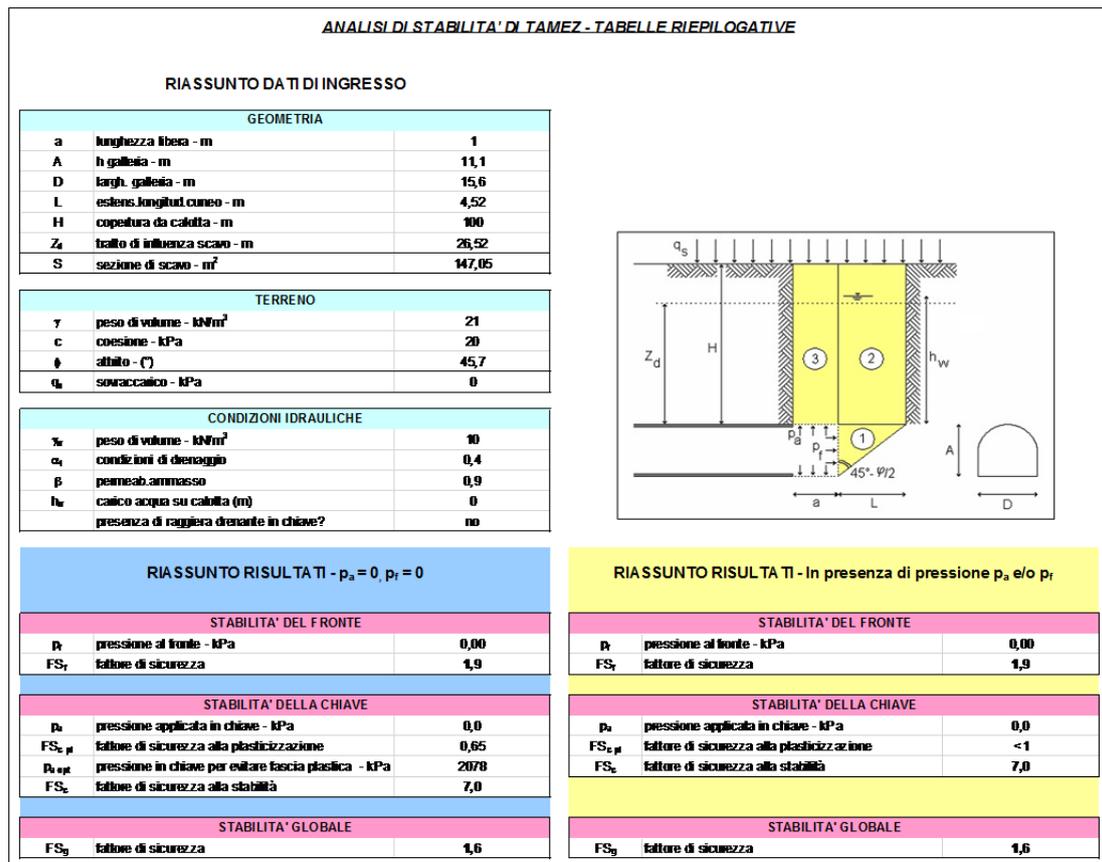


Figura 9-44 – Sezione tipo B0, H=100m, GSI=49 – analisi Tamez

### Analisi agli elementi finiti

La seguente Figura 9-45 **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** Illustra la geometria del modello fem 2D utilizzato. Il riquadro creato al contorno della sezione di scavo consente l'adozione di un fattore di disturbo pari a 0.20 a distanza inferiore ai 3 m dal perimetro di scavo, pari a zero altrove.

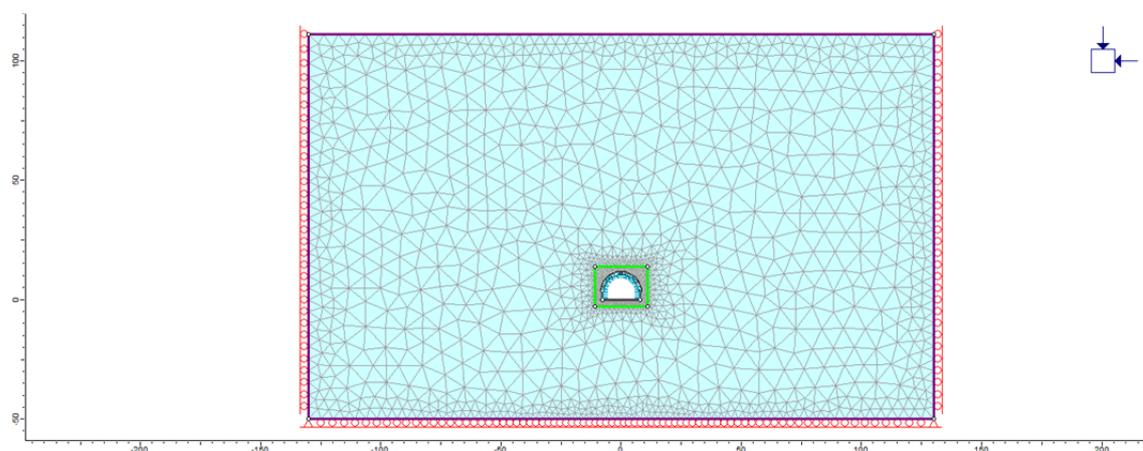


Figura 9-45 – Sezione tipo B0, H=100m, GSI=49 – geometria del modello fem 2D

Nelle seguenti immagini sono proposti alcuni risultati significativi dell'analisi svolta con riferimento alla fase 4a in cui l'intero detensionamento agisce a carico dei prerivestimenti.

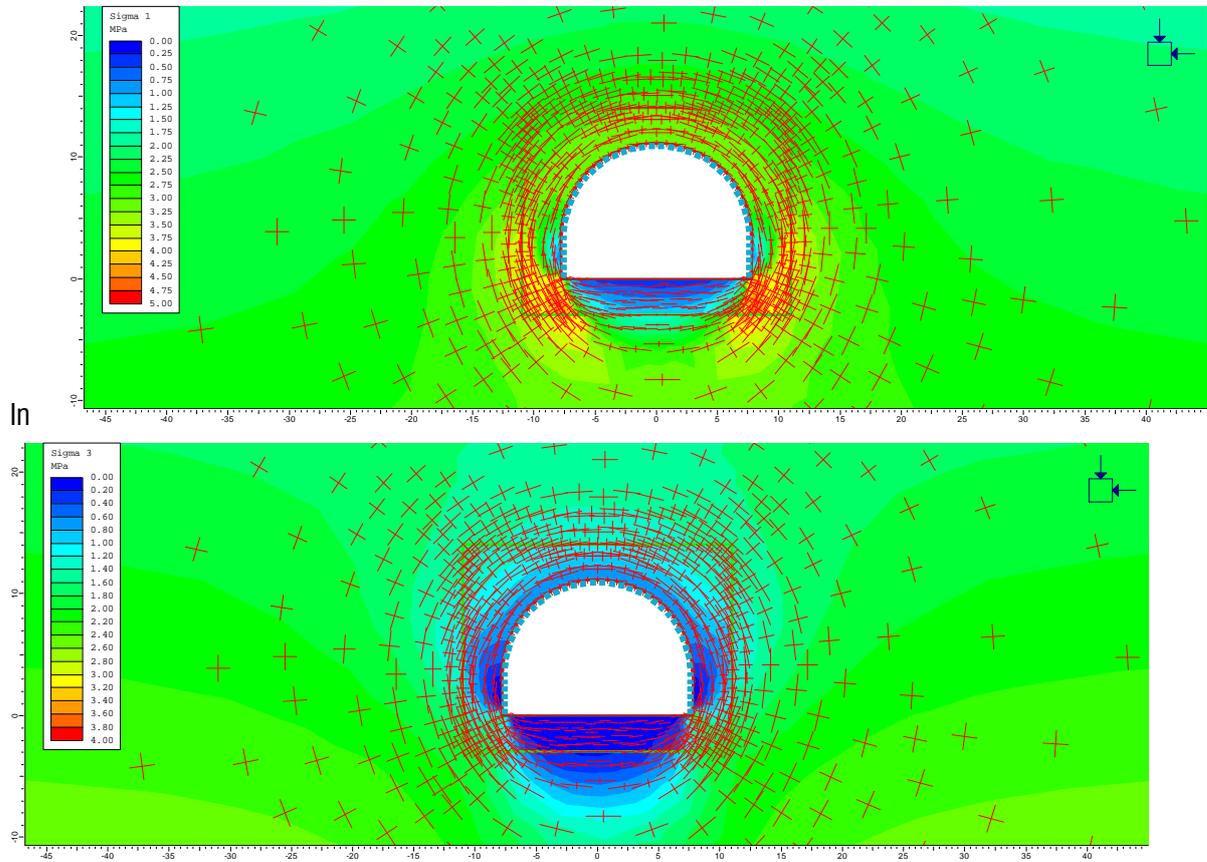


Figura 9-46 è visibile la distribuzione delle tensioni principali massima e minima attorno al cavo, ed i loro vettori direzionali. Come si può osservare si verifica la creazione di un esteso effetto arco al contorno del perimetro di scavo.

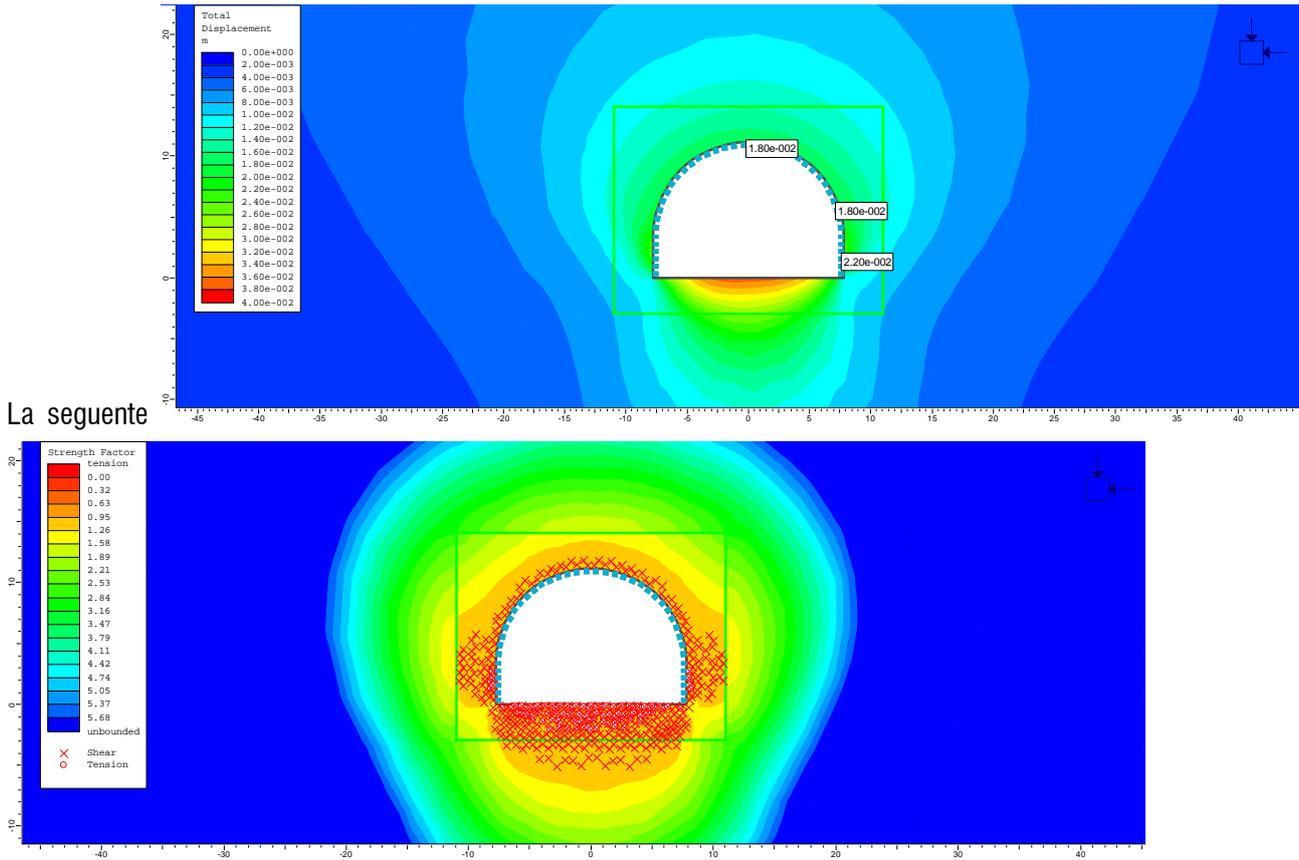
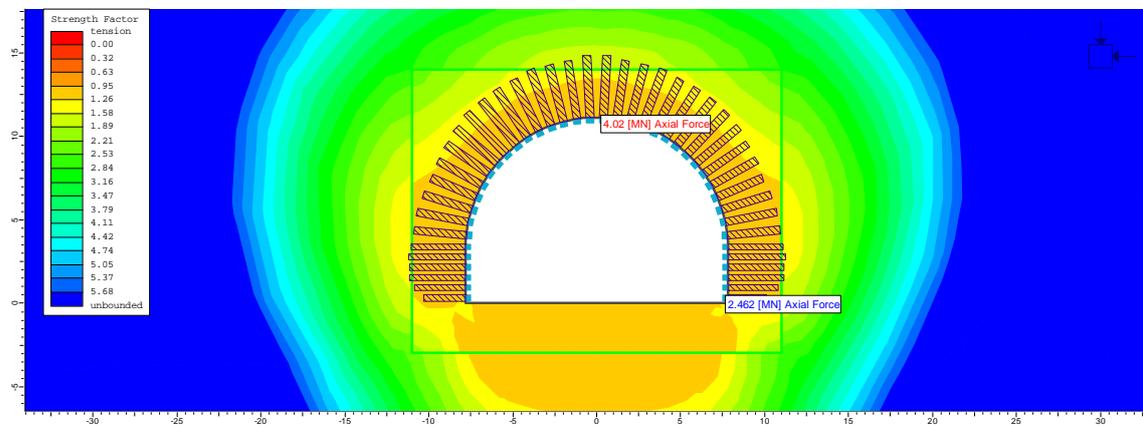


Figura 9-47 descrive invece la distribuzione degli spostamenti radiali e quella dei punti plastici e del fattore di sicurezza, calcolato per ogni punto della mesh come il rapporto tra la resistenza disponibile e lo stato di sforzo agente. Come si può osservare gli spostamenti sono prettamente radiali, con valori compresi tra 1.5 e 2 cm. I punti plastici risultano più concentrati alle reni, con uno spessore della fascia plastica di 2-3m, meno in calotta, dove la fascia plastica è piuttosto corticale.

La verifica strutturale del prinvestimento eseguita mediante i diagrammi di interazione, Figura 9-48, dimostra la piena adeguatezza degli elementi strutturali di progetto rispetto alle sollecitazioni agenti, la cui distribuzione è proposta in



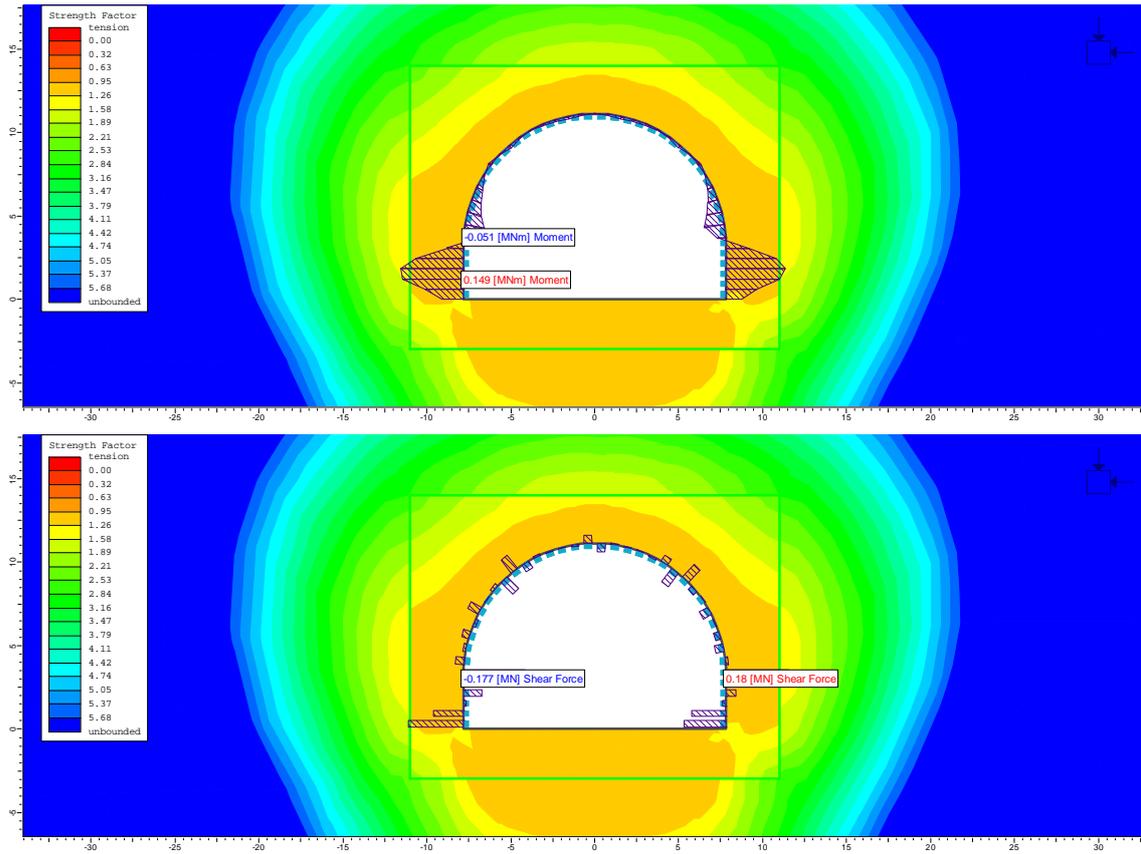


Figura 9-49.

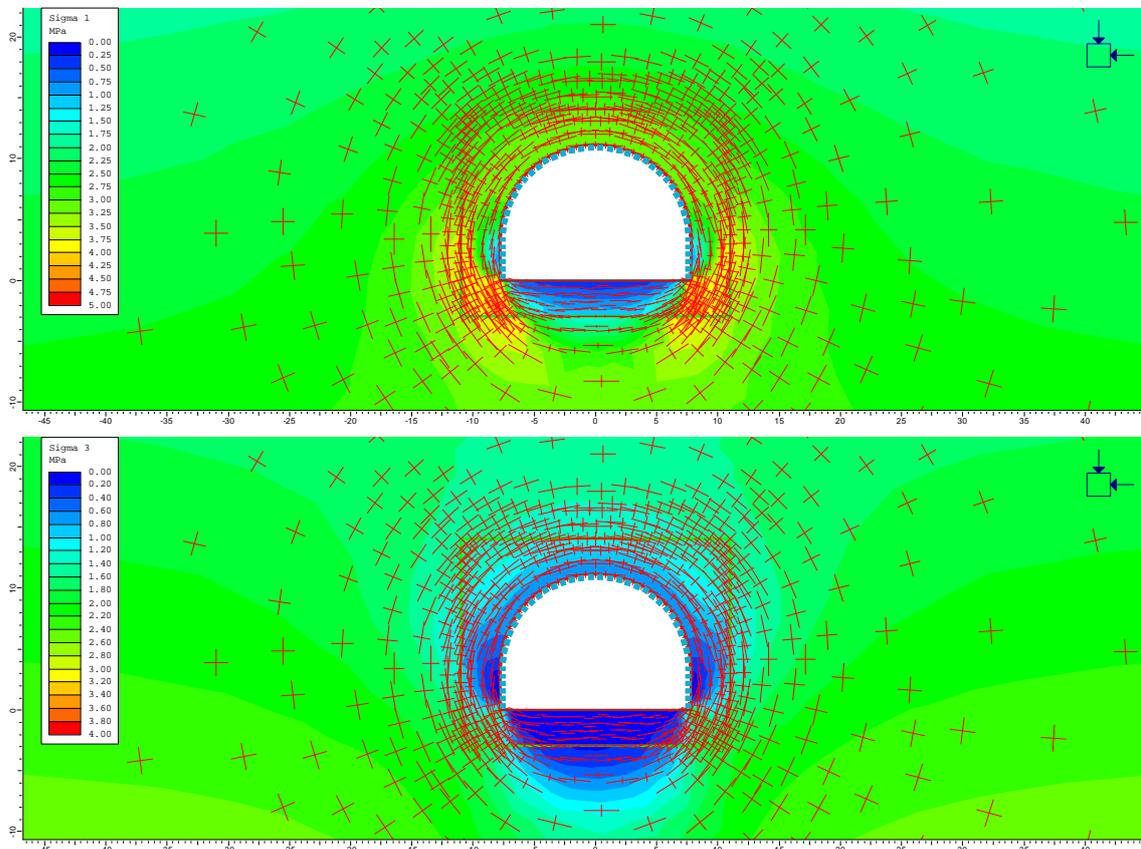


Figura 9-46 – Sezione tipo B0, H=100m, GSI=49 – distribuzione delle tensioni principali massima e minima e relativi vettori, fase 4a

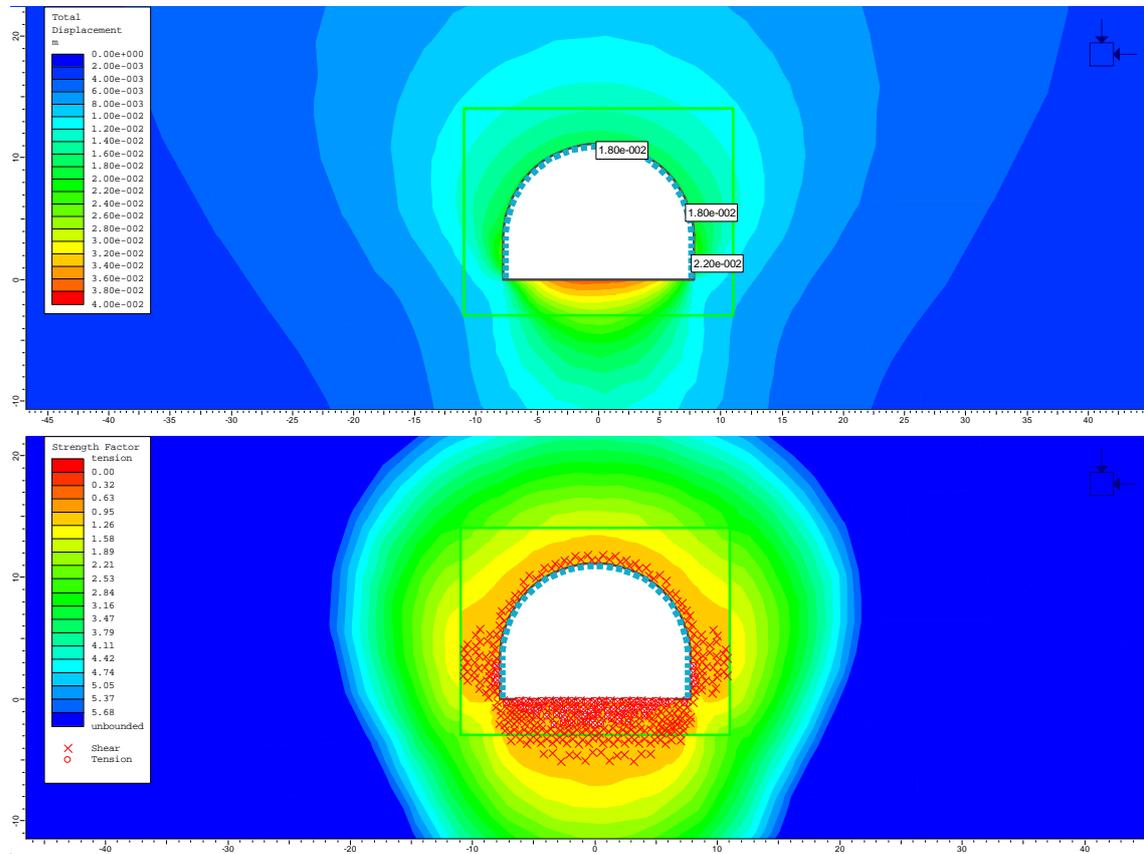


Figura 9-47 – Sezione tipo B0, H=100m, GSI=49 – spostamenti radiali, punti plastici e fattore di sicurezza alla plasticità, fase 4a

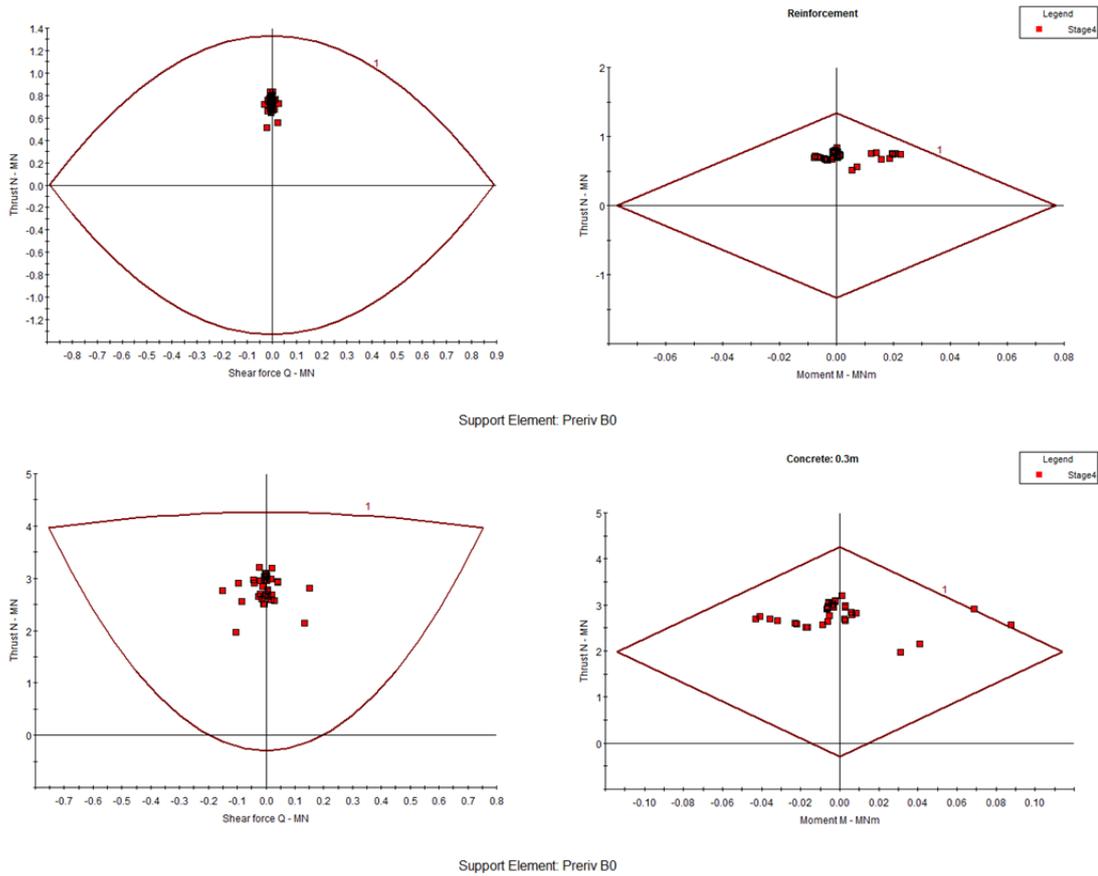


Figura 9-48 – Sezione tipo B0, H=100m, GSI=49 – diagrammi di interazione dei prerivestimenti, fase 4a

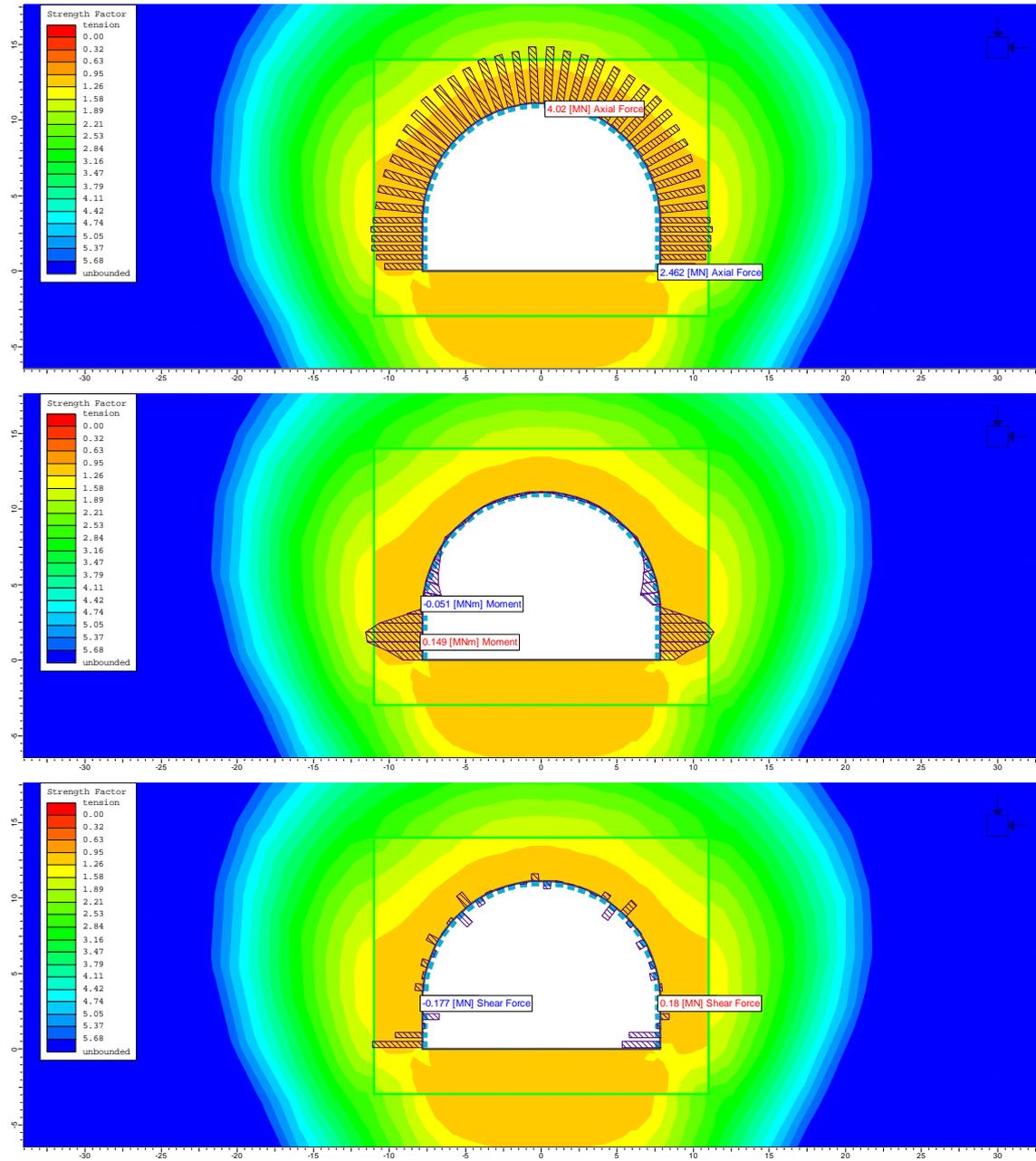
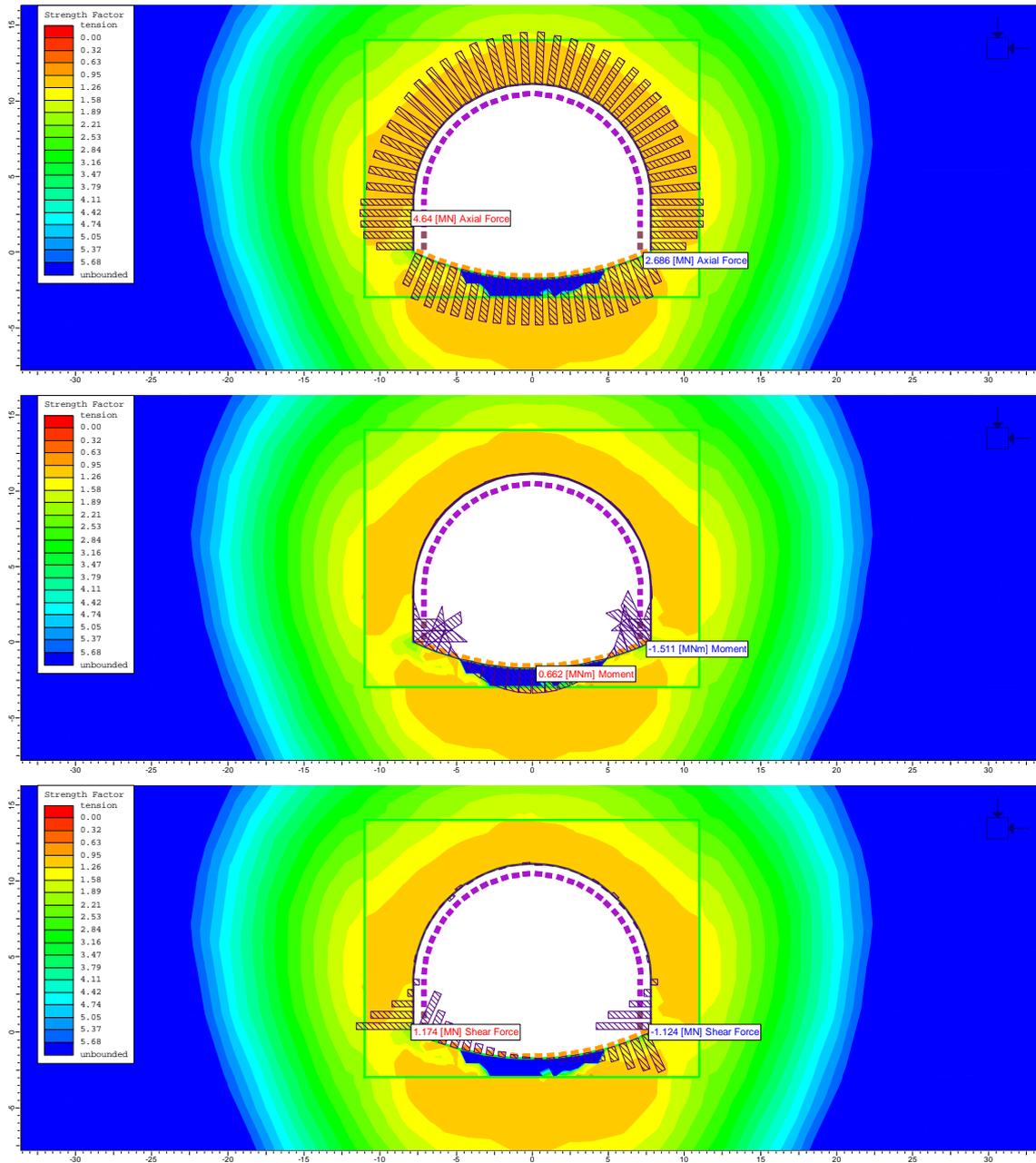


Figura 9-49 – Sezione tipo B0, H=100m, GSI=49 – sollecitazioni agenti nel prerivestimento, fase 4a

Le

seguenti



Figura

9-50

e

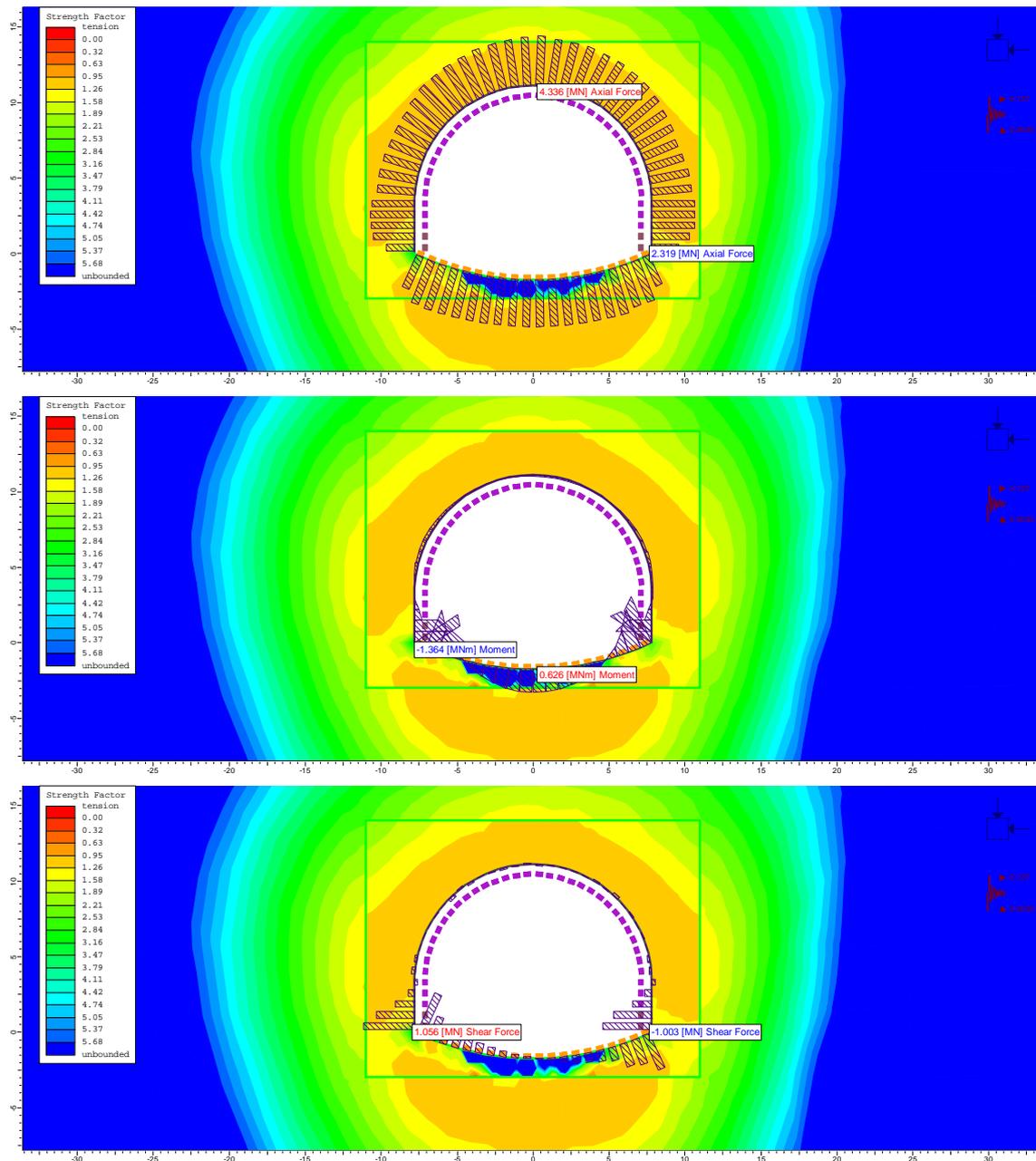


Figura 9-51 illustrano la distribuzione delle sollecitazioni agenti nel rivestimento definitivo rispettivamente durante le fasi 8b e 9b, ovvero a valle della disattivazione del priverivestimento e dell'innalzamento del livello di falda, in condizioni statiche e sismiche.

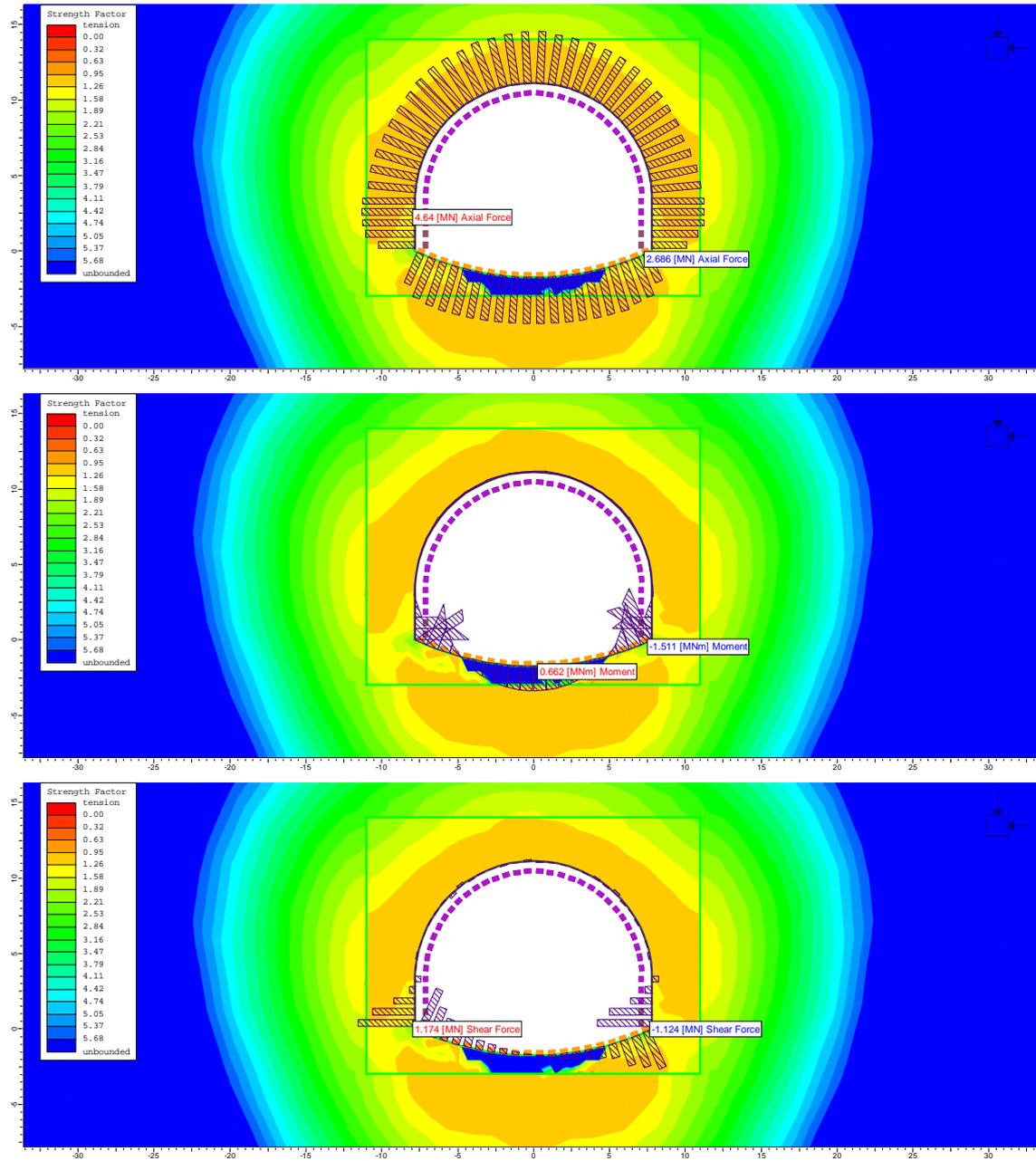


Figura 9-50 – Sezione tipo B0, H=100m, GSI=49 – sollecitazioni agenti nel rivestimento definitivo in fase 8b, condizioni statiche

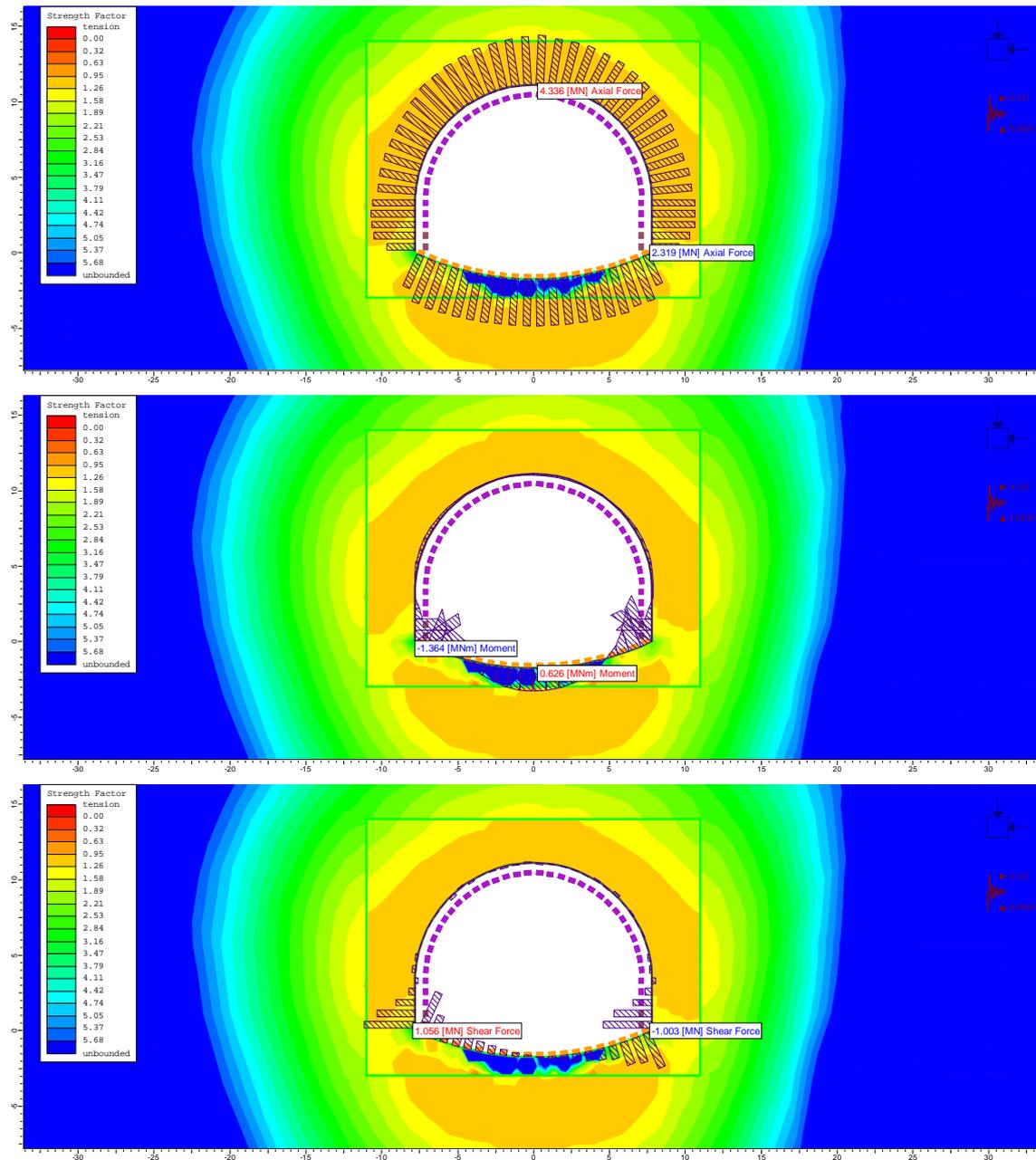


Figura 9-51 – Sezione tipo B0, H=100m, GSI=49 – sollecitazioni agenti nel rivestimento definitivo in fase 9b, condizioni sismiche

La verifica strutturale del rivestimento definitivo eseguita nell'ipotesi preliminare di un rivestimento privo di armatura è proposta nella seguente Figura 9-52, dove si può osservare come sia in condizioni statiche che sismiche, l'intera struttura non richieda particolari armature.

Indipendentemente dai risultati di queste verifiche, nel progetto la sezione tipo B0 viene completamente armata nelle murette ed in arco rovescio, con un'armatura simmetrica composta da 5 ferri  $\phi 20$  a metro.

Rck	37	MPa	Resistenza cubica a compressione
f <sub>ck</sub>	30,71	MPa	Resistenza cilindrica a compressione
f <sub>cm</sub>	38,71	MPa	Resistenza media cilindrica a compressione
f <sub>ctm</sub>	2,94	MPa	Resistenza media a trazione semplice
f <sub>ctk</sub>	2,06	MPa	Resistenza caratteristica a trazione semplice (frattile 5 %)
f <sub>cd</sub>	17,40	MPa	Resistenza di progetto a compressione
f <sub>ctd</sub>	1,37	MPa	Resistenza di progetto a trazione
f <sub>ct1d</sub>	1,17	MPa	Resistenza a trazione di progetto per calcestruzzo non armato o debolmente armato
σ <sub>clim</sub>	8,09	MPa	

Analisi statica - Lungo termine con falda

Verifica cls non armato

Elemento strutturale	b	h	N <sub>max</sub>	M <sub>max</sub>	V <sub>max</sub>	N <sub>Ed</sub>	x	N <sub>Rd</sub>	F <sub>s,N</sub>	V <sub>Ed</sub>	σ <sub>c</sub>	δ	f <sub>evd</sub>	V <sub>Rd</sub>	F <sub>s,V</sub>
	cm	cm	kN	kNm	kN	kN	cm	kN		kN	MPa	MPa	MPa	kN	
Calotta	100	70	4125	45	27,0	5362,5	67,8	11802	<b>0,45</b>	35	7,91	-	3,25	1471,3	<b>0,02</b>
Piedritto	100	70	4516	182	440	5870,8	61,9	10779	<b>0,54</b>	572	9,48	1,39	3,46	1427,0	<b>0,40</b>
Muretta	100	190	3650	1048	880	4745	132,6	23071	<b>0,21</b>	1144	3,58	-	2,35	2080,0	<b>0,55</b>
Arco rovescio	100	80	4059	662	0	5276,7	47,4	8245	<b>0,64</b>	0	11,14	3,04	3,47	1096,1	<b>0,00</b>
	100	80	3723	847	461	4839,9	34,5	6004	<b>0,81</b>	599	14,03	5,94	2,99	687,0	<b>0,87</b>

Analisi sismica

Verifica cls non armato

Elemento strutturale	b	h	N <sub>max</sub>	M <sub>max</sub>	V <sub>max</sub>	N <sub>Ed</sub>	x	N <sub>Rd</sub>	F <sub>s,N</sub>	V <sub>Ed</sub>	σ <sub>c</sub>	δ	f <sub>evd</sub>	V <sub>Rd</sub>	F <sub>s,V</sub>
	cm	cm	kN	kNm	kN	kN	cm	kN		kN	MPa	MPa	MPa	kN	
Calotta	100	70	2400	67	5,0	2400	64,4	11210	<b>0,21</b>	5	3,73	-	2,39	1026,2	<b>0,00</b>
Piedritto	100	70	2500	217	360	2500	52,6	9161	<b>0,27</b>	360	4,75	-	2,63	922,1	<b>0,39</b>
Muretta	100	190	2089	797	579	2089	113,7	19786	<b>0,11</b>	579	1,84	-	1,87	1419,3	<b>0,41</b>
Arco rovescio	100	80	3520	475	0	3520	53,0	9225	<b>0,38</b>	0	6,64	-	3,02	1066,7	<b>0,00</b>
	100	80	3274	322	350	3274	60,3	10499	<b>0,31</b>	350	5,43	-	2,77	1115,7	<b>0,31</b>

Figura 9-52 – Sezione tipo B0, H=100m, GSI=49 – verifica strutturale del rivestimento definitivo senza armatura

## 9.7. SEZIONE TIPO B0 – H=60m, GSI=40

La sezione tipo B0 è prevista lungo la galleria dove l'ammasso roccioso presenta una struttura massiva tale da non richiedere alcun intervento di preconsolidamento del fronte o della chiave.

Per la sezione in esame la copertura considerata è di 60m, con GSI pari a 40 entro la Formazione di Lequio.

L'altezza della falda sulla calotta nel lungo termine è pari a 10 m.

### Analisi di stabilità con il metodo di Tamez

L'analisi è stata eseguita con i parametri all'origine. Le schede riassuntive sono proposte nella seguente Figura 9-53. Ciascuna scheda riassume nella parte superiore le caratteristiche geometriche, geotecniche del terreno, idrauliche di input dell'analisi e lo schema geometrico del cinematicismo di rottura analizzato. Nella parte inferiore, invece, vengono riassunti i risultati dell'analisi, espressi in termini di fattori di sicurezza al fronte, chiave e globale, in assenza ed in presenza degli interventi di presostegno eventualmente previsti dalla sezione tipo adottata.

Nel caso in esame, come si può osservare, l'analisi dimostra la piena stabilità del fronte, della chiave e dell'intero cinematicismo di rottura in assenza di interventi. La seguente tabella riassume i fattori di sicurezza ottenuti:

FS Tamez	$p_a, p_f = 0$
Stabilità fronte	1.3
Stabilità chiave	5.7
Plasticizzazione chiave	0.47
Stabilità cinematicismo globale	1.2

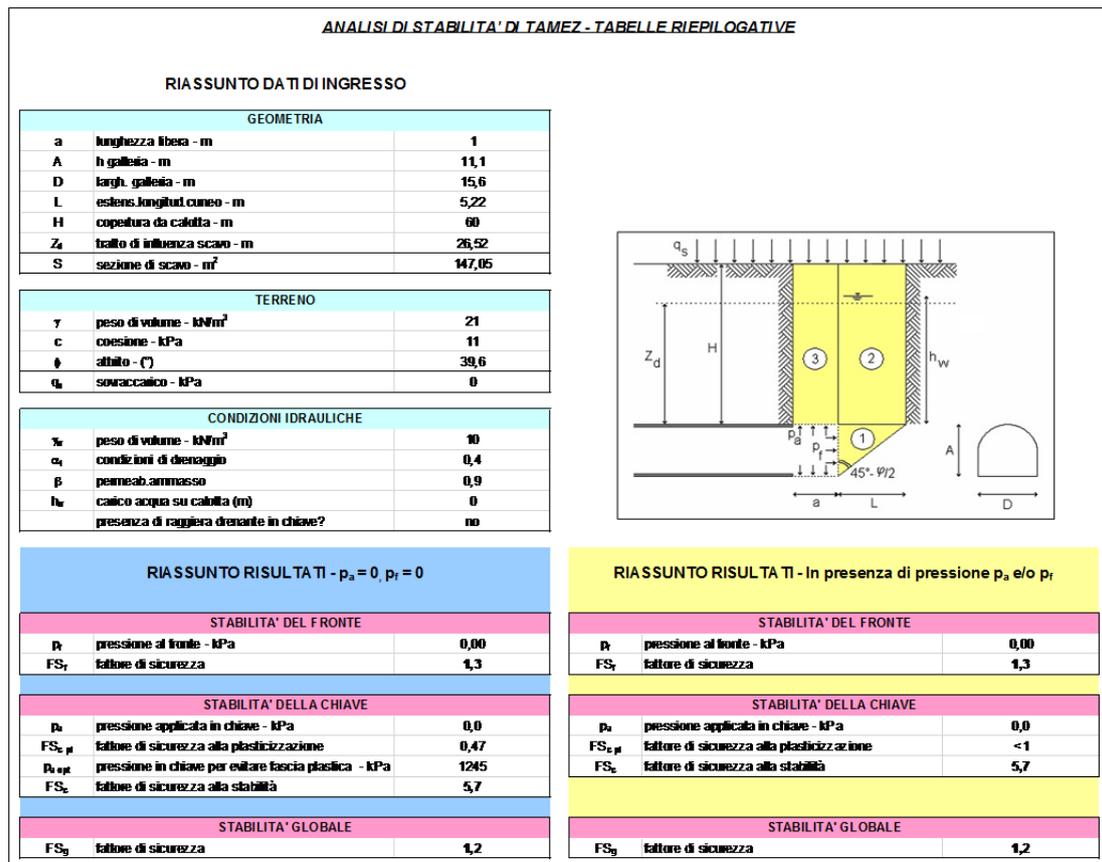


Figura 9-53 – Sezione tipo B0, H=60m, GSI=40 – analisi Tamez

### Analisi agli elementi finiti

La seguente Figura 9-54 illustra la geometria del modello fem 2D utilizzato. Il riquadro creato al contorno della sezione di scavo consente l'adozione di un fattore di disturbo pari a 0.20 a distanza inferiore ai 3 m dal perimetro di scavo, pari a zero altrove.

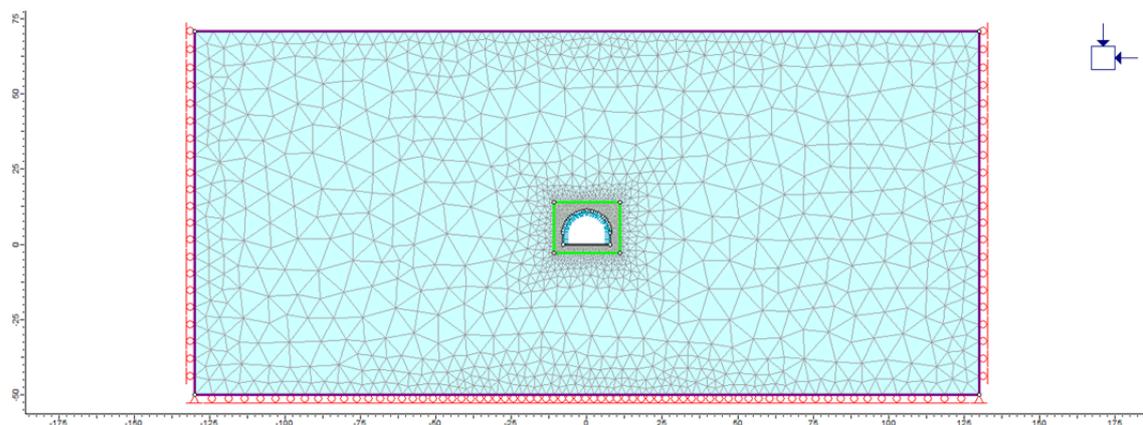


Figura 9-54 – Sezione tipo B0, H=60m, GSI=40 – geometria del modello fem 2D

Nelle seguenti immagini sono proposti alcuni risultati significativi dell'analisi svolta con riferimento alla fase 4a in cui l'intero detensionamento agisce a carico dei prerivestimenti.

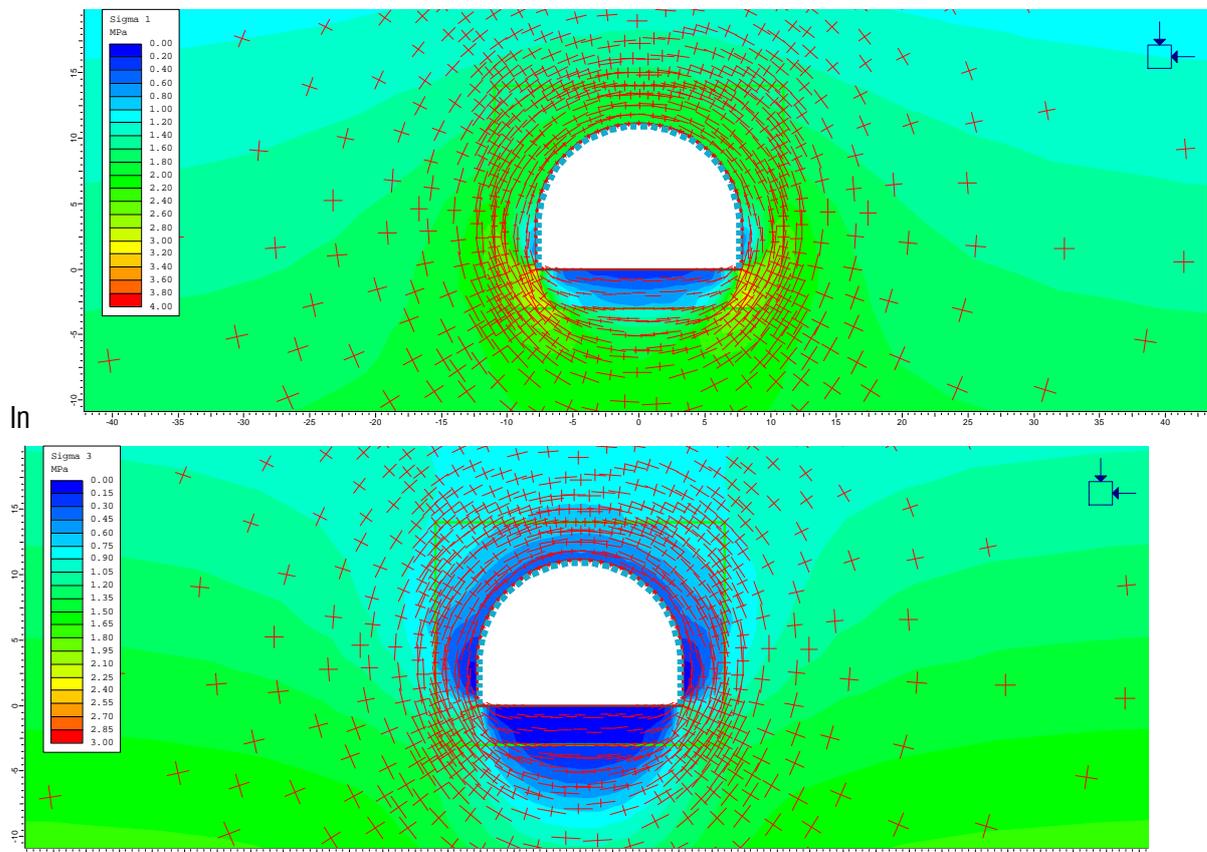
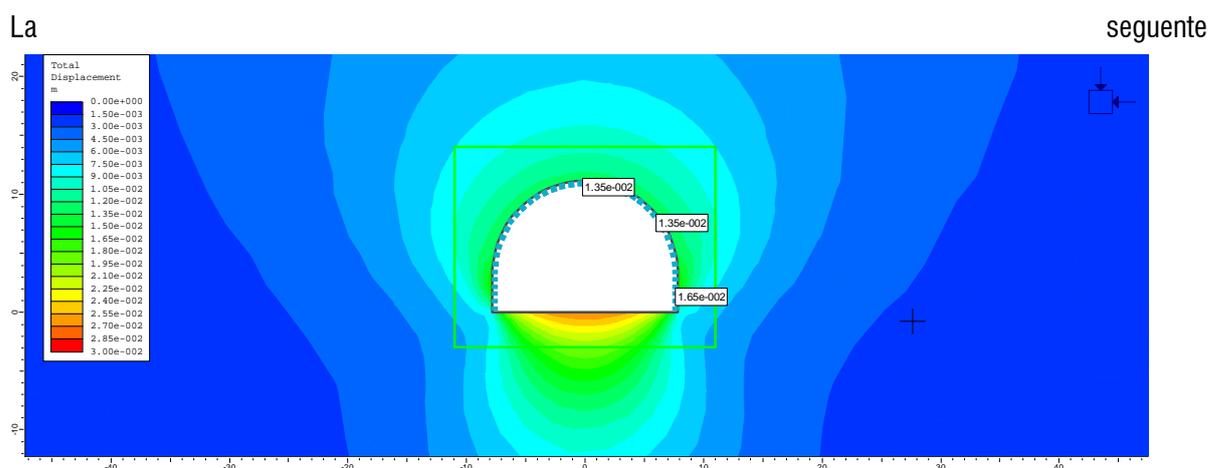


Figura 9-55 è visibile la distribuzione delle tensioni principali massima e minima attorno al cavo, ed i loro vettori direzionali. Come si può osservare si verifica la creazione di un esteso effetto arco al contorno del perimetro di scavo.



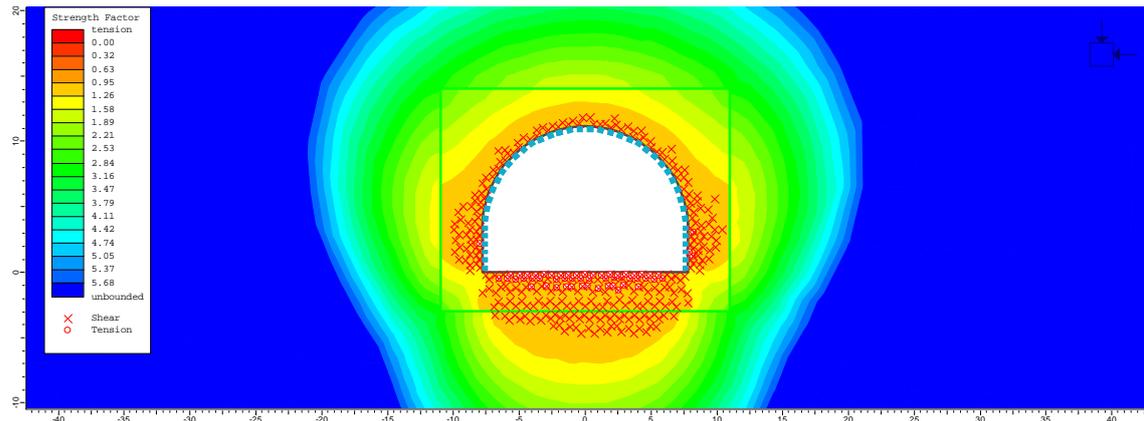
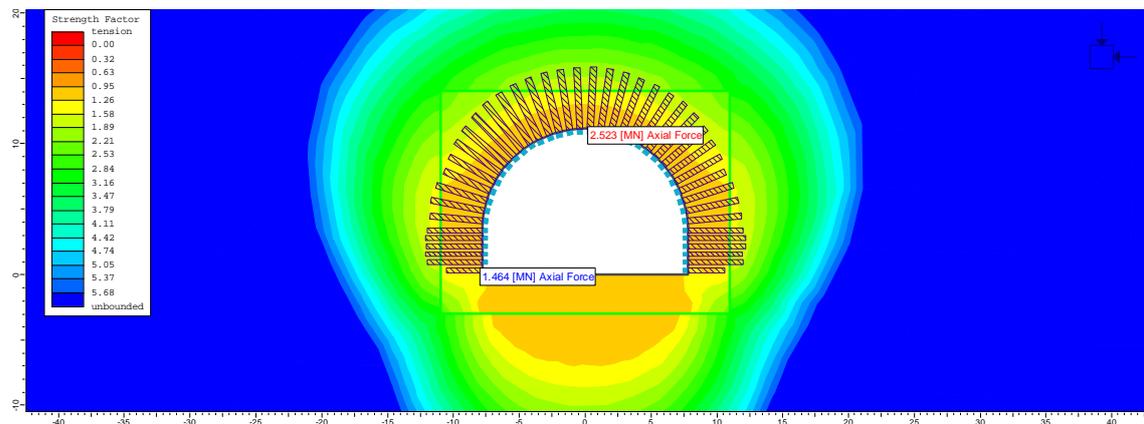


Figura 9-56 **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** descrive invece la distribuzione degli spostamenti radiali e quella dei punti plastici e del fattore di sicurezza, calcolato per ogni punto della mesh come il rapporto tra la resistenza disponibile e lo stato di sforzo agente. Come si può osservare gli spostamenti sono prettamente radiali, con valori compresi tra 1.5 e 2 cm. I punti plastici risultano più concentrati alle reni, con uno spessore della fascia plastica di 2-2.5 m, meno in calotta, dove la fascia plastica è piuttosto corticale.

La verifica strutturale del prinvestimento eseguita mediante i diagrammi di interazione, Figura 9-57, dimostra la piena adeguatezza degli elementi strutturali di progetto rispetto alle sollecitazioni agenti, la cui distribuzione è proposta in



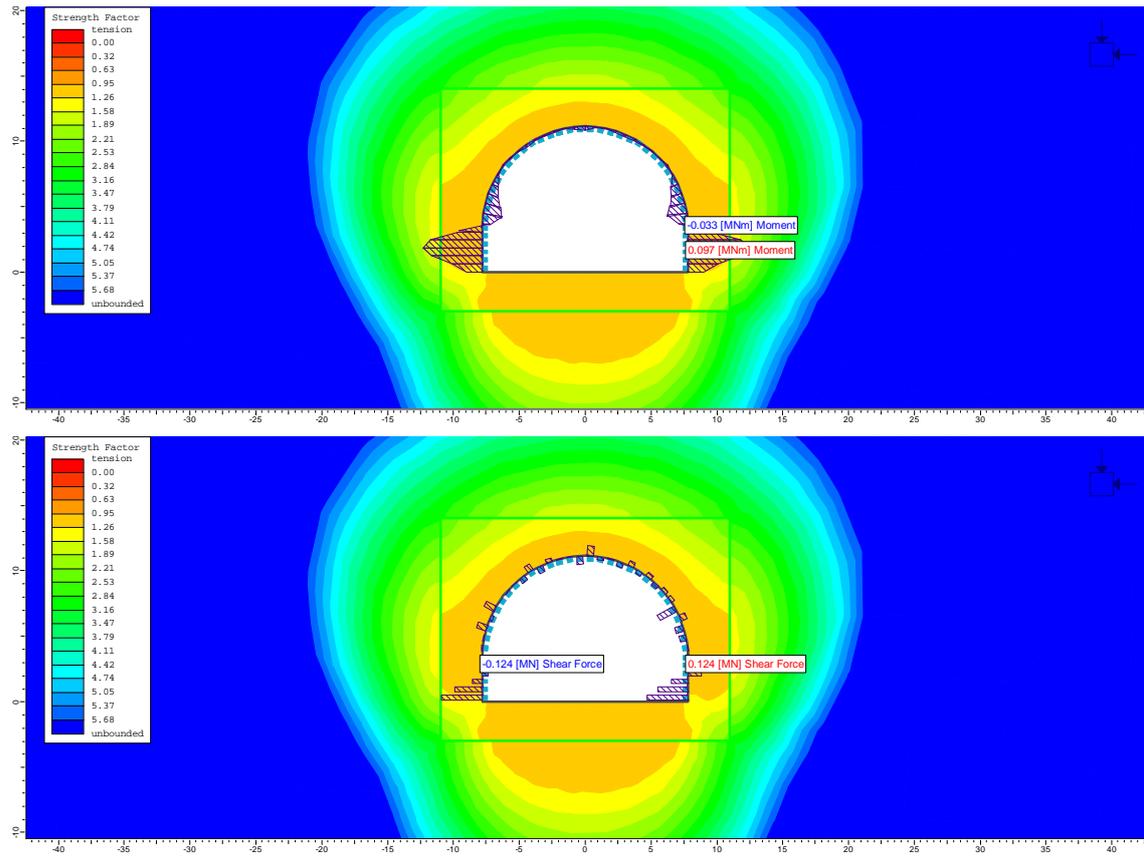


Figura 9-58.

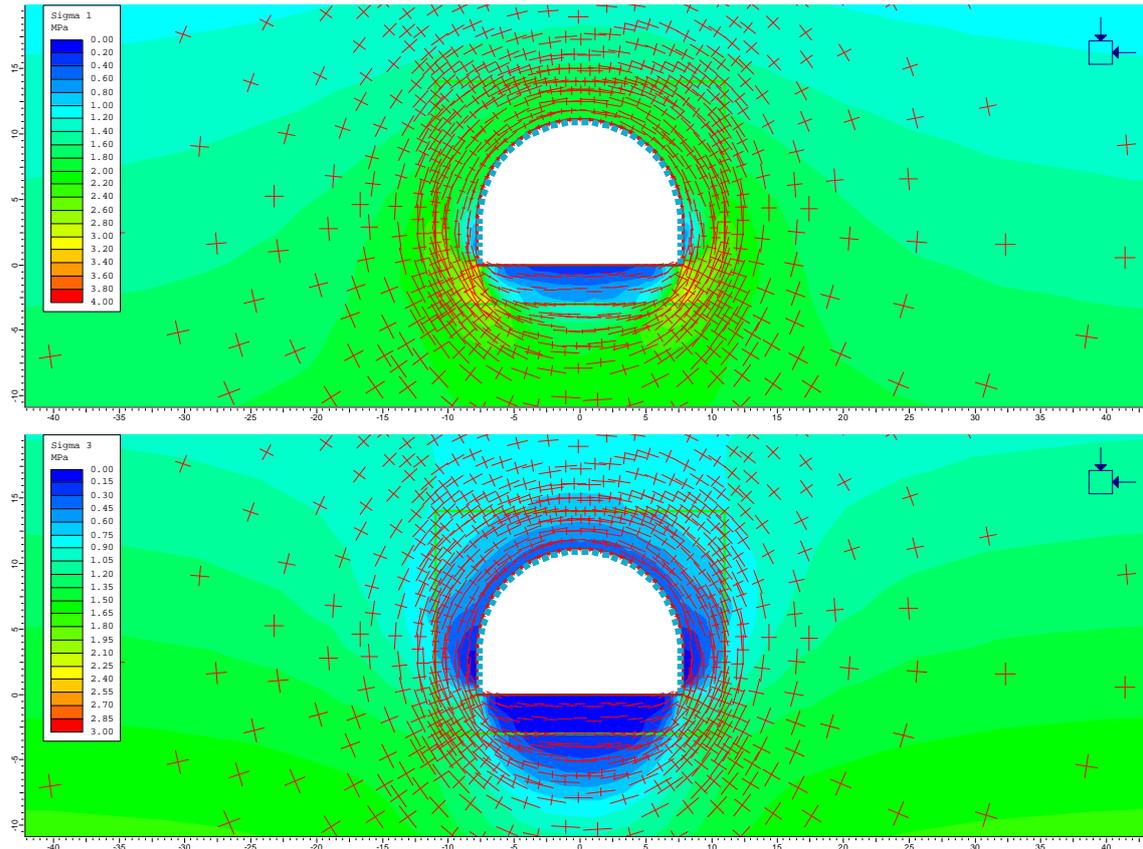
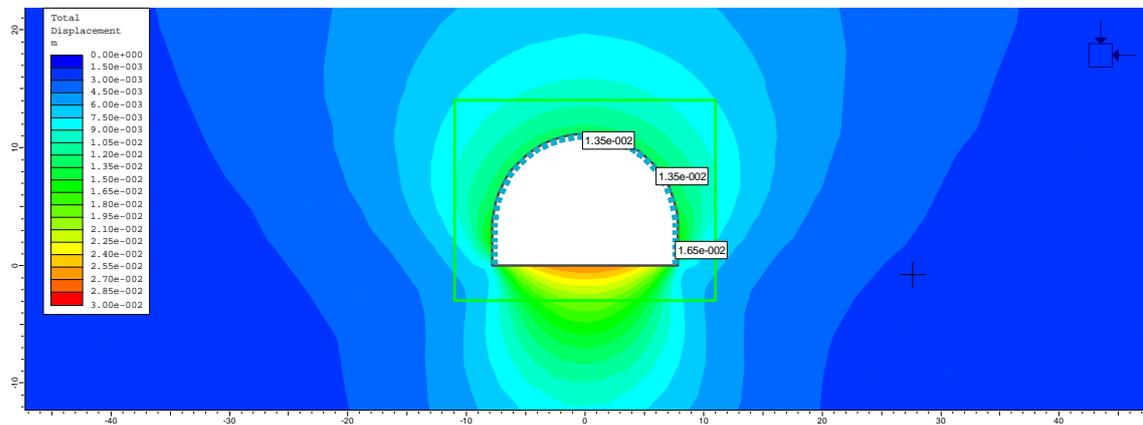


Figura 9-55 – Sezione tipo B0, H=60m, GSI=40 – distribuzione delle tensioni principali massima e minima e relativi vettori, fase 4a



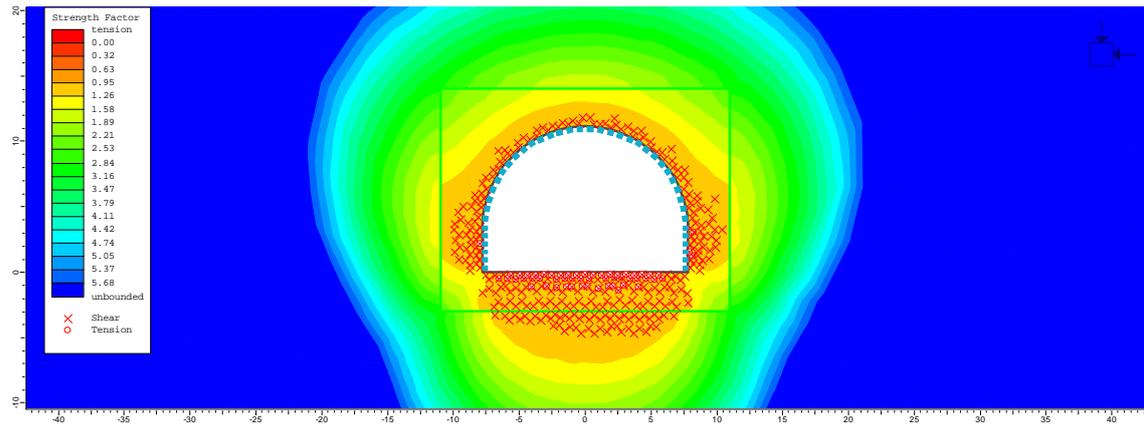


Figura 9-56 – Sezione tipo B0, H=60m, GSI=40 – spostamenti radiali, punti plastici e fattore di sicurezza alla plasticità, fase 4a

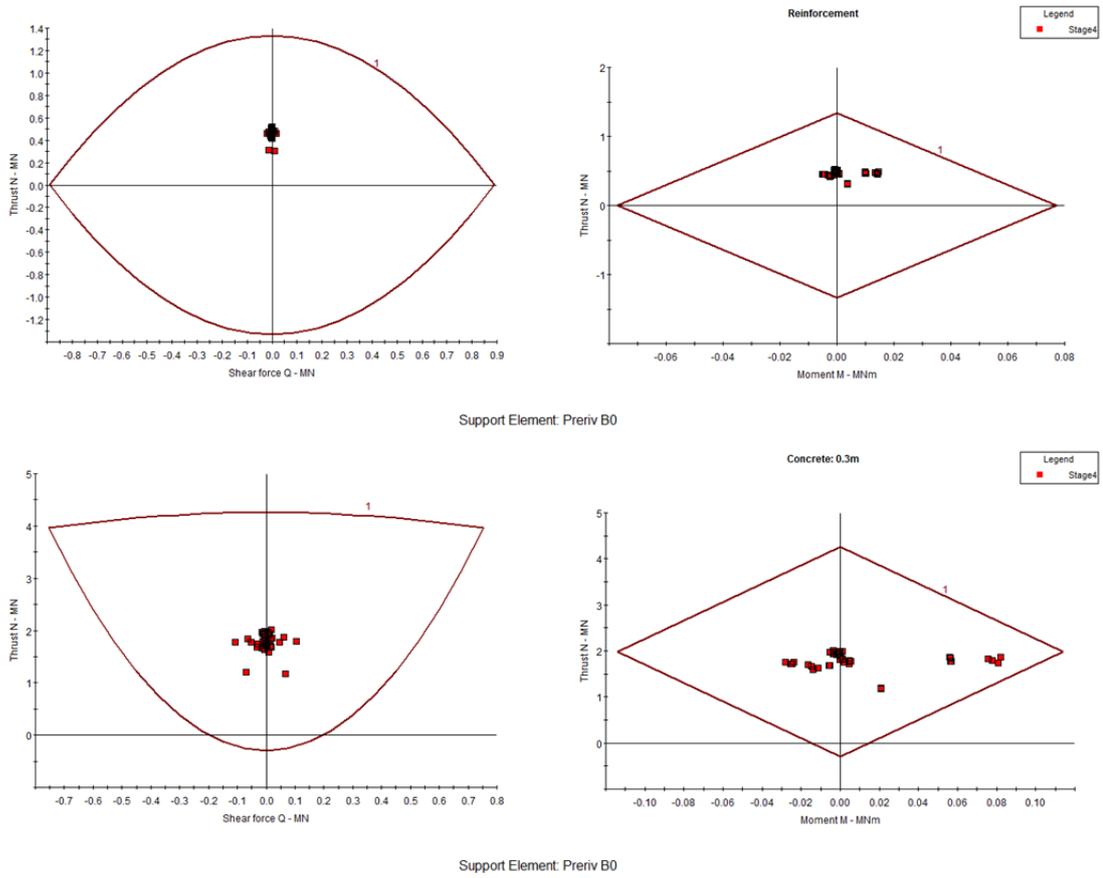


Figura 9-57 – Sezione tipo B0, H=60m, GSI=40 – diagrammi di interazione dei preinvestimenti, fase 4a

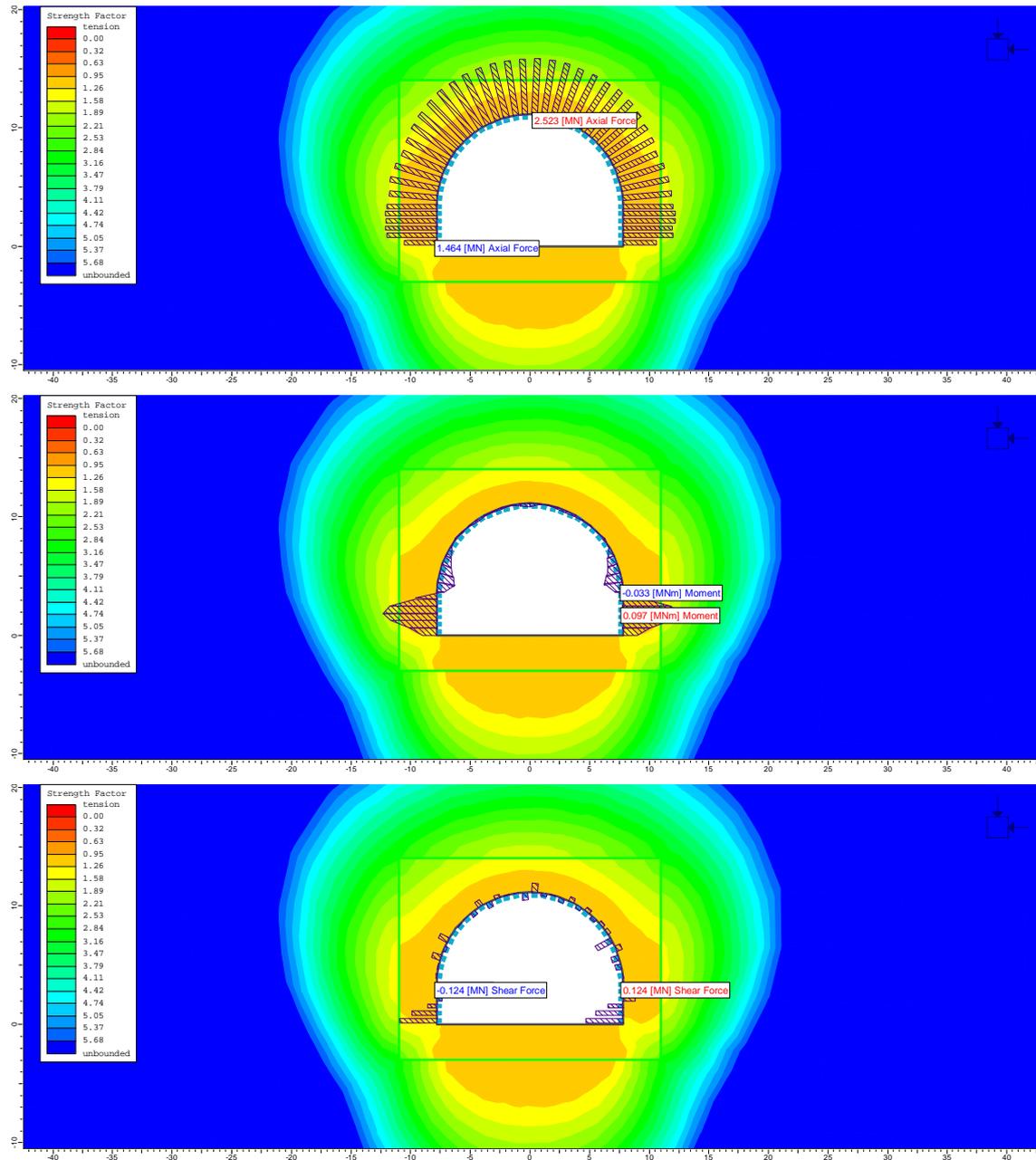
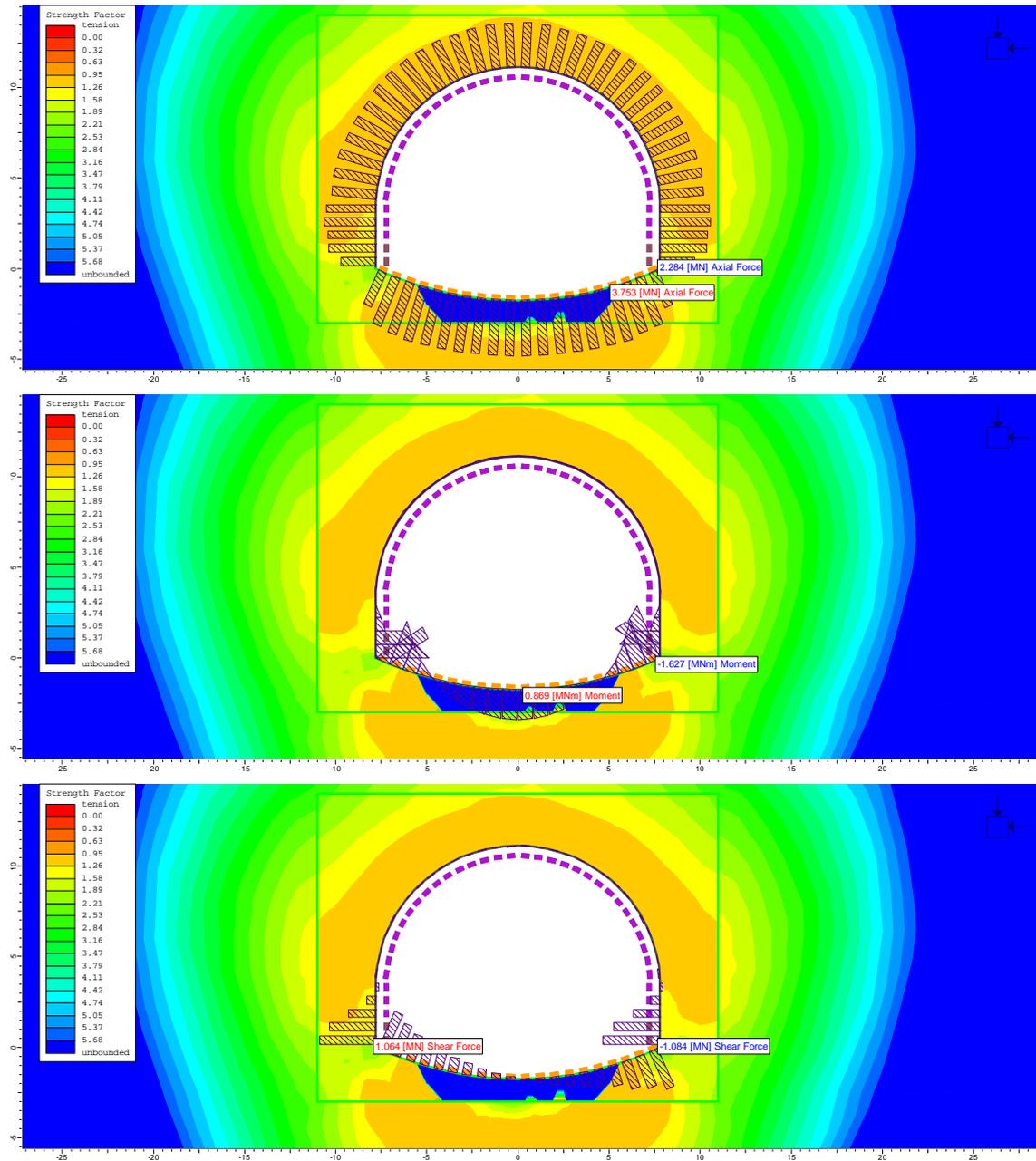


Figura 9-58 – Sezione tipo B0, H=60m, GSI=40 – sollecitazioni agenti nel prerivestimento, fase 4a

Le

seguenti



Figura

9-59

e

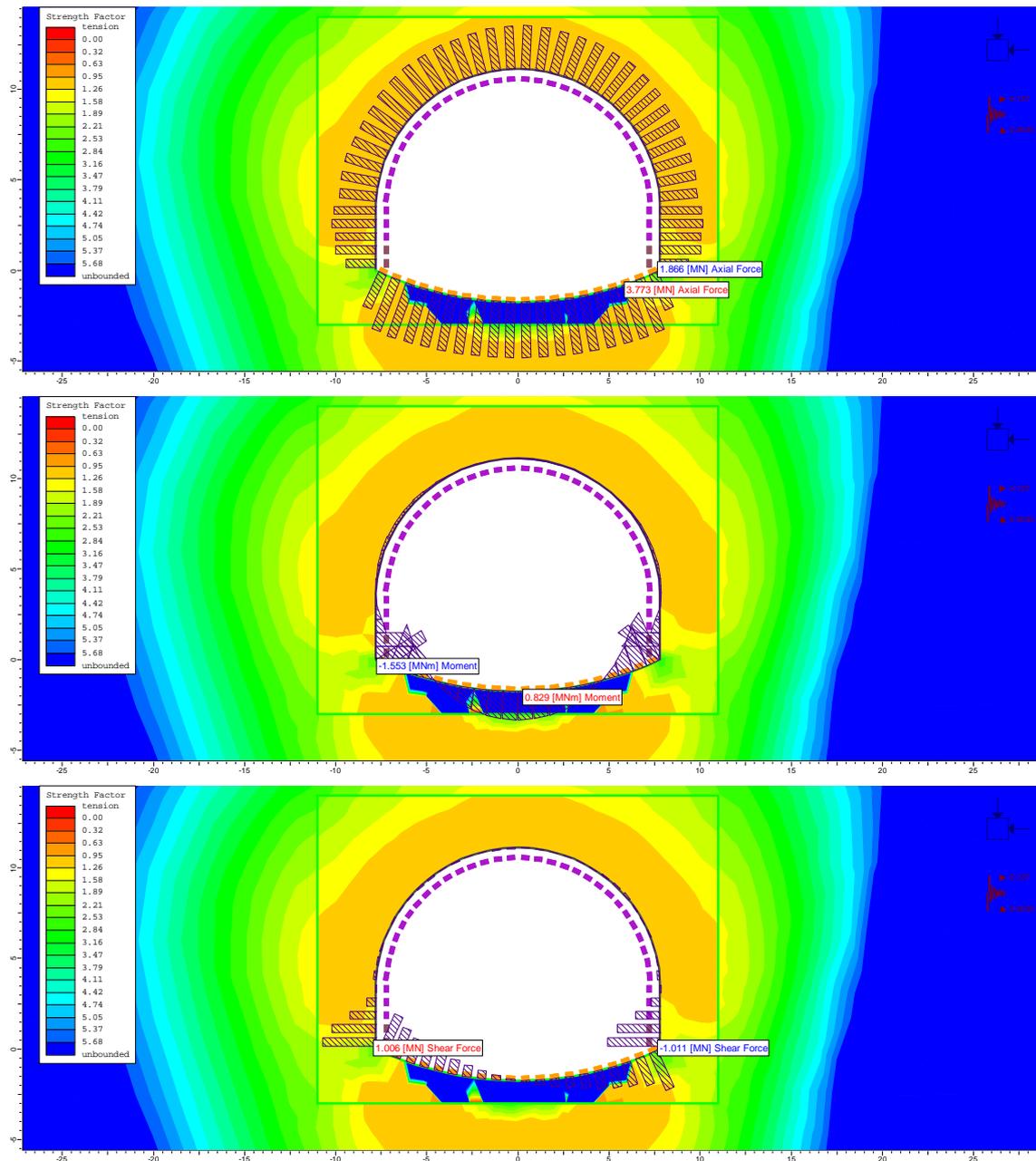


Figura 9-60 illustrano la distribuzione delle sollecitazioni agenti nel rivestimento definitivo rispettivamente durante le fasi 8b e 9b, ovvero a valle della disattivazione del priverivestimento e dell'innalzamento del livello di falda, in condizioni statiche e sismiche.

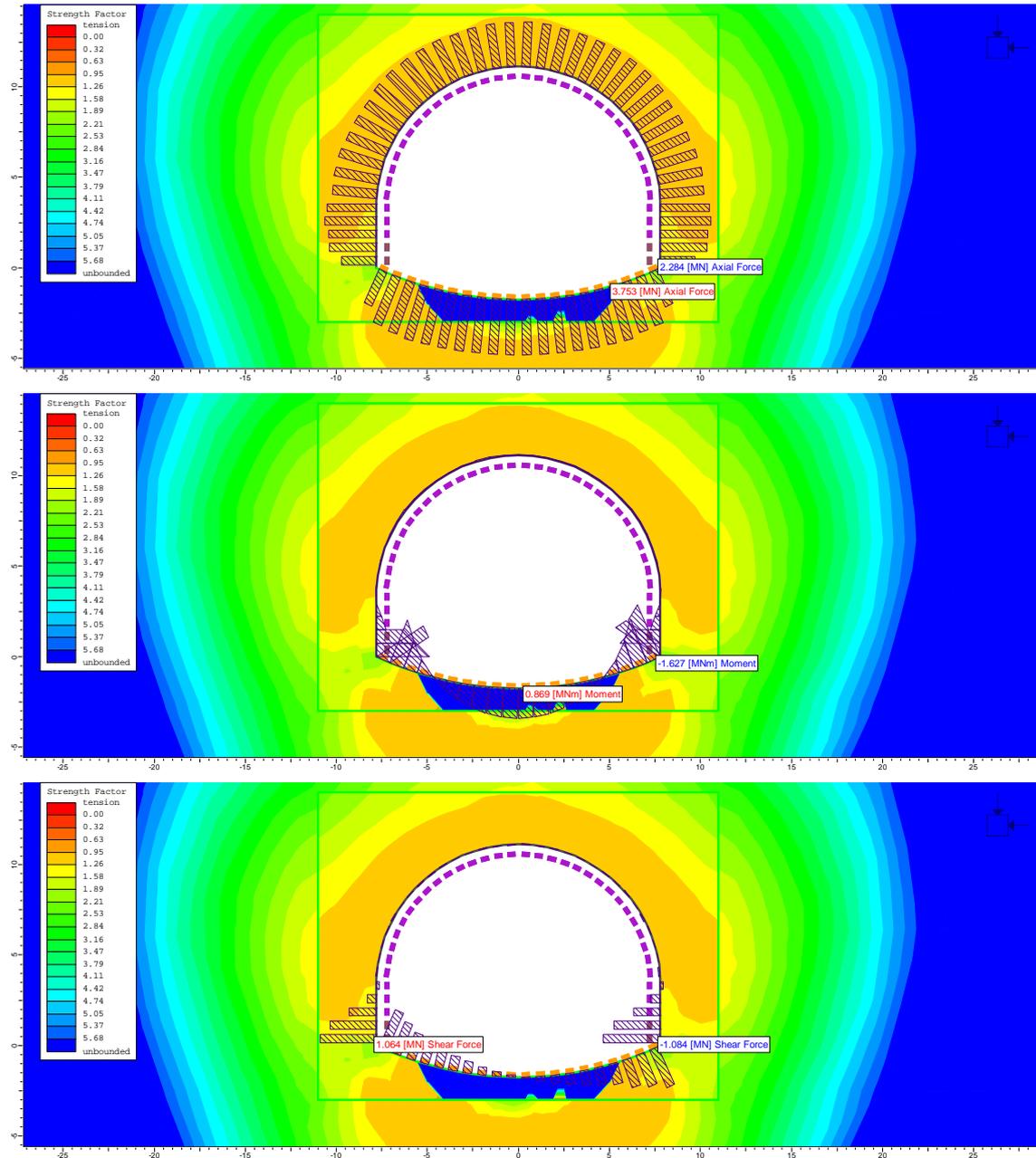


Figura 9-59 – Sezione tipo B0, H=60m, GSI=40 – sollecitazioni agenti nel rivestimento definitivo in fase 8b, condizioni statiche

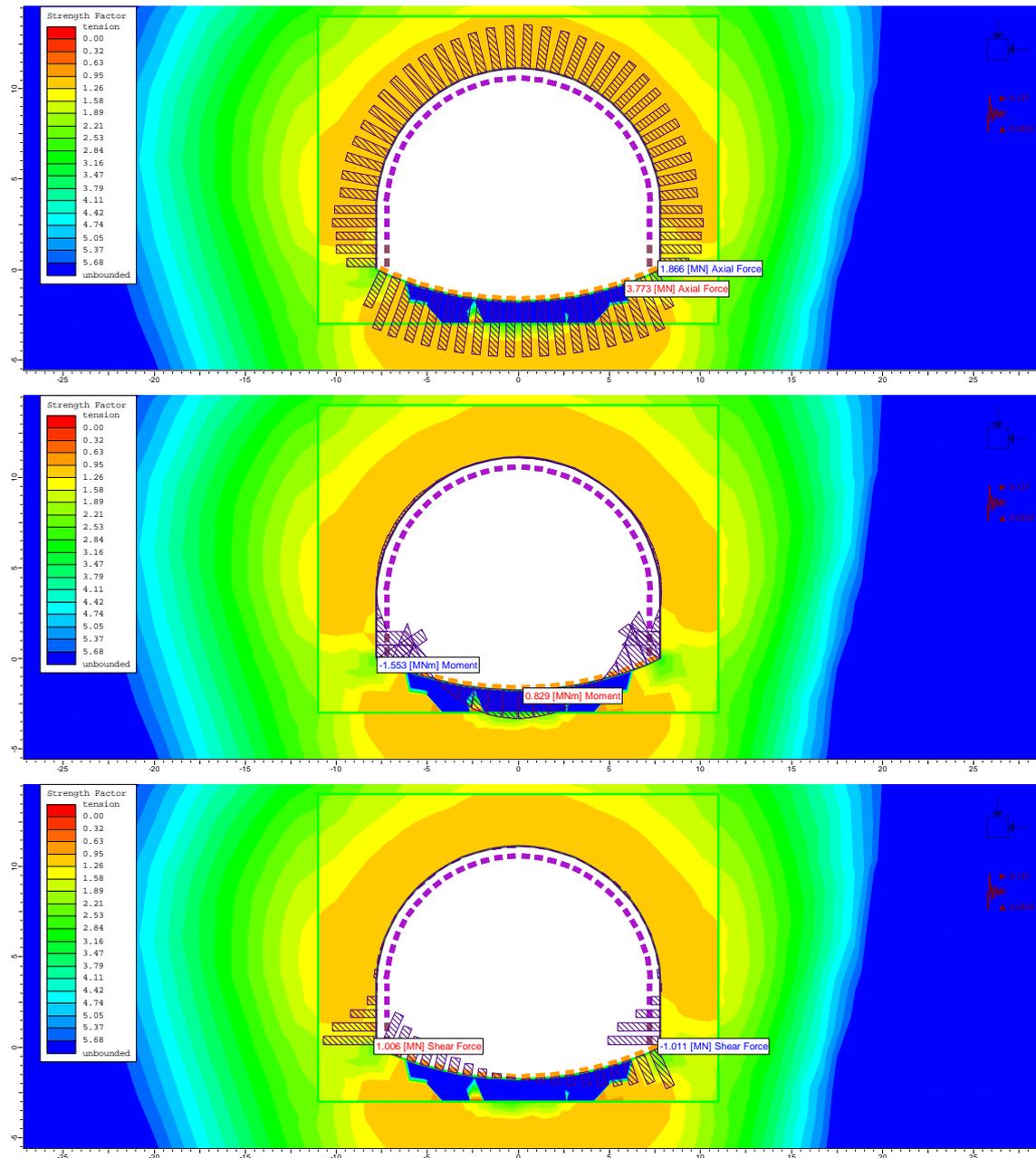


Figura 9-60 – Sezione tipo B0, H=60m, GSI=40 – sollecitazioni agenti nel rivestimento definitivo in fase 9b, condizioni sismiche

La verifica strutturale del rivestimento definitivo eseguita nell'ipotesi preliminare di un rivestimento privo di armatura è proposta nella seguente Figura 9-61, dove si può osservare come sia in condizioni statiche che sismiche, l'intera struttura non richieda particolari armature.

Indipendentemente dai risultati di queste verifiche, nel progetto la sezione tipo B0 viene completamente armata nelle murette ed in arco rovescio, con un'armatura simmetrica composta da 5 ferri  $\phi 20$  a metro.

Rck	37	MPa	Resistenza cubica a compressione
f <sub>ck</sub>	30,71	MPa	Resistenza cilindrica a compressione
f <sub>cm</sub>	38,71	MPa	Resistenza media cilindrica a compressione
f <sub>ctm</sub>	2,94	MPa	Resistenza media a trazione semplice
f <sub>ctk</sub>	2,06	MPa	Resistenza caratteristica a trazione semplice (frattile 5 %)
f <sub>cd</sub>	17,40	MPa	Resistenza di progetto a compressione
f <sub>ctd</sub>	1,37	MPa	Resistenza di progetto a trazione
f <sub>ct1d</sub>	1,17	MPa	Resistenza a trazione di progetto per calcestruzzo non armato o debolmente armato
σ <sub>clim</sub>	8,09	MPa	

Analisi statica - Lungo termine con falda

Verifica cls non armato

Elemento strutturale	b	h	N <sub>max</sub>	M <sub>max</sub>	V <sub>max</sub>	N <sub>Ed</sub>	x	N <sub>Rd</sub>	F <sub>s,N</sub>	V <sub>Ed</sub>	σ <sub>c</sub>	δ	f <sub>cvd</sub>	V <sub>Rd</sub>	F <sub>s,V</sub>
	cm	cm	kN	kNm	kN	kN	cm	kN		kN	MPa	MPa	MPa	kN	
Calotta	100	70	2820	42	0,0	3666	67,0	11663	<b>0,31</b>	0	5,47	-	2,78	1243,5	<b>0,00</b>
Piedritto	100	70	3159	284	515	4106,7	52,0	9053	<b>0,45</b>	670	7,89	-	3,25	1127,7	<b>0,59</b>
Muretta	100	190	3119	1171	950	4054,7	114,9	19997	<b>0,20</b>	1235	3,53	-	2,34	1793,3	<b>0,69</b>
Arco rovescio	100	80	3717	869	0	4832,1	33,2	5785	<b>0,84</b>	0	14,54	6,44	2,82	624,6	<b>0,00</b>
	100	80	3622	806	520	4708,6	35,5	6177	<b>0,76</b>	676	13,27	5,17	3,19	753,9	<b>0,90</b>

Analisi sismica

Verifica cls non armato

Elemento strutturale	b	h	N <sub>max</sub>	M <sub>max</sub>	V <sub>max</sub>	N <sub>Ed</sub>	x	N <sub>Rd</sub>	F <sub>s,N</sub>	V <sub>Ed</sub>	σ <sub>c</sub>	δ	f <sub>cvd</sub>	V <sub>Rd</sub>	F <sub>s,V</sub>
	cm	cm	kN	kNm	kN	kN	cm	kN		kN	MPa	MPa	MPa	kN	
Calotta	100	70	2430	88	8,0	2430	62,8	10921	<b>0,22</b>	8	3,87	-	2,42	1014,6	<b>0,01</b>
Piedritto	100	70	2695	303	490	2695	47,5	8269	<b>0,33</b>	490	5,67	-	2,83	894,9	<b>0,55</b>
Muretta	100	190	2691	1138	930	2691	105,4	18346	<b>0,15</b>	930	2,55	-	2,08	1464,3	<b>0,64</b>
Arco rovescio	100	80	3724	829	20	3724	35,5	6174	<b>0,60</b>	20	10,50	2,40	3,49	825,0	<b>0,02</b>
	100	80	3756	796	472	3756	37,6	6546	<b>0,57</b>	472	9,99	1,89	3,48	873,0	<b>0,54</b>

Figura 9-61 – Sezione tipo B0, H=60m, GSI=40 – verifica strutturale del rivestimento definitivo senza armatura

## 9.8. SEZIONE TIPO P1

La sezione tipo P1 è prevista lungo la galleria in corrispondenza di quelle piazzole di sosta caratterizzate da una qualità rocciosa attesa mediocre.

Per la sezione in esame la copertura considerata è di 70m, con GSI pari a 40 entro la Formazione di Lequio.

L'analisi viene eseguita adottando un modulo elastico variabile tra 1100 MPa ed 800 MPa, al fine di considerare la variabilità di questo parametro all'interno della formazione rocciosa considerata.

L'altezza della falda agente nel lungo termine sulla calotta è pari a 15 m.

### Analisi di stabilità con il metodo di Tamez

L'analisi è stata eseguita con i parametri all'origine. Dal momento che nell'analisi non rientrano le caratteristiche di deformabilità dell'ammasso, l'analisi proposta si può ritenere valida al variare del modulo E nell'intervallo considerato.

Le schede riassuntive sono proposte nella seguente Figura 9-62. Ciascuna scheda riassume nella parte superiore le caratteristiche geometriche, geotecniche del terreno, idrauliche di input dell'analisi e lo schema geometrico del cinematiso di rottura analizzato. Nella parte inferiore, invece, vengono riassunti i risultati dell'analisi, espressi in termini di fattori di sicurezza al fronte, chiave e globale, in assenza ed in presenza degli interventi di presostegno eventualmente previsti dalla sezione tipo adottata.

Nel caso in esame, come si può osservare, l'analisi dimostra la stabilità del fronte e della chiave in assenza di interventi, pur con FS ridotti, che consentono comunque nel complesso di garantire la stabilità dell'intero cinematiso di rottura. L'applicazione della pressione stabilizzante in chiave migliora ulteriormente le condizioni di sicurezza alla stabilità della lunghezza libera di avanzamento. La seguente tabella riassume i fattori di sicurezza ottenuti:

FS Tamez	$p_a, p_f = 0$	$p_a, p_f \neq 0$
Stabilità fronte	1.4	1.4
Stabilità chiave	6.6	9.7
Plasticizzazione chiave	0.47	<1
Stabilità cinematiso globale	1.2	1.2

Nonostante i risultati delle verifiche di stabilità della chiave con il metodo di Tamez che sembrerebbero indicare la stabilità anche in assenza di interventi, la sezione P1 prevede interventi di preconsolidamento al contorno di scavo. Tale scelta deriva dal fatto che la sezione tipo P1 viene applicata in quelle piazzole caratterizzate da una qualità geomeccanica mediocre, dove l'ammasso roccioso vede un incremento del grado di fratturazione. L'approccio adottato con l'analisi Tamez in tal senso riguarda la verifica di stabilità di un materiale continuo equivalente, che

descrive solo parzialmente la natura dell'ammasso roccioso, il quale alla scala dello scavo può andare incontro anche a fenomeni di instabilità locale, trascurati dall'approccio utilizzato.

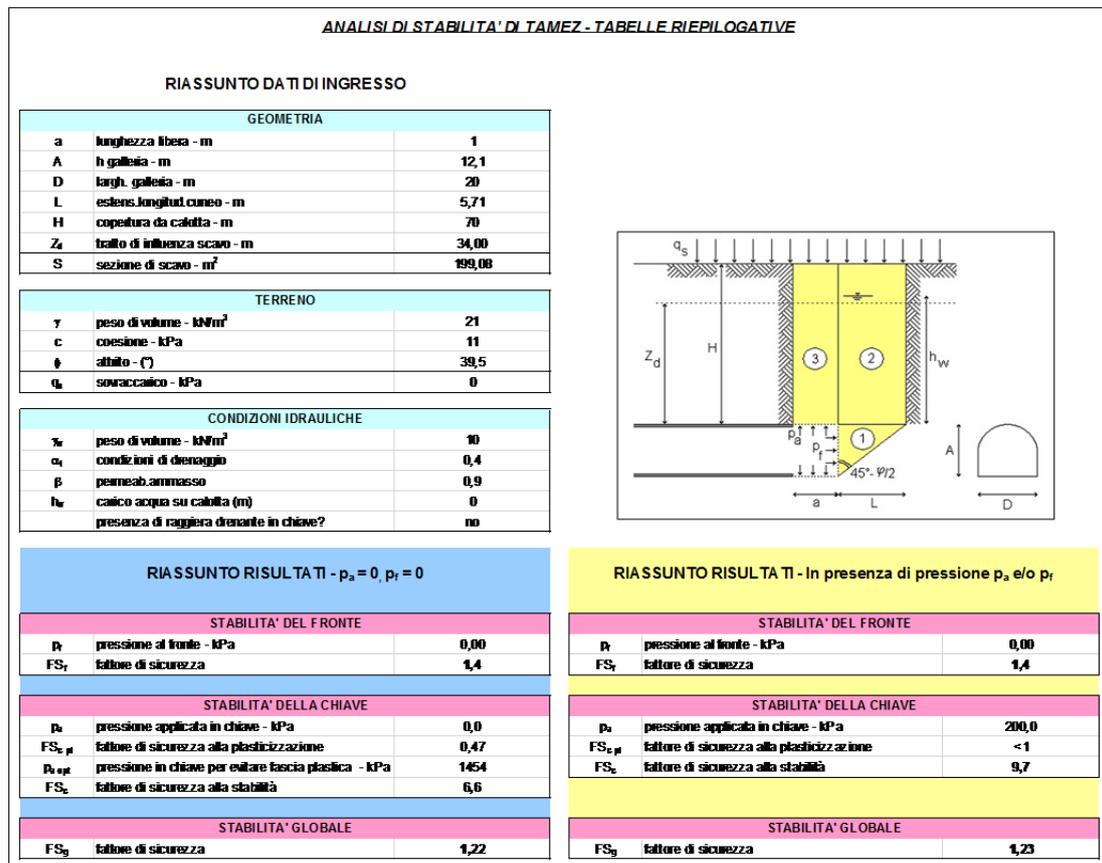


Figura 9-62 – Sezione tipo P1 – analisi Tamez

### 9.8.1. Analisi agli elementi finiti con modulo elastico E = 1100 MPa

La seguente Figura 9-63 illustra la geometria del modello fem 2D utilizzato. Il riquadro creato al contorno della sezione di scavo consente l'adozione di un fattore di disturbo pari a 0.20 a distanza inferiore ai 3 m dal perimetro di scavo, pari a zero altrove.

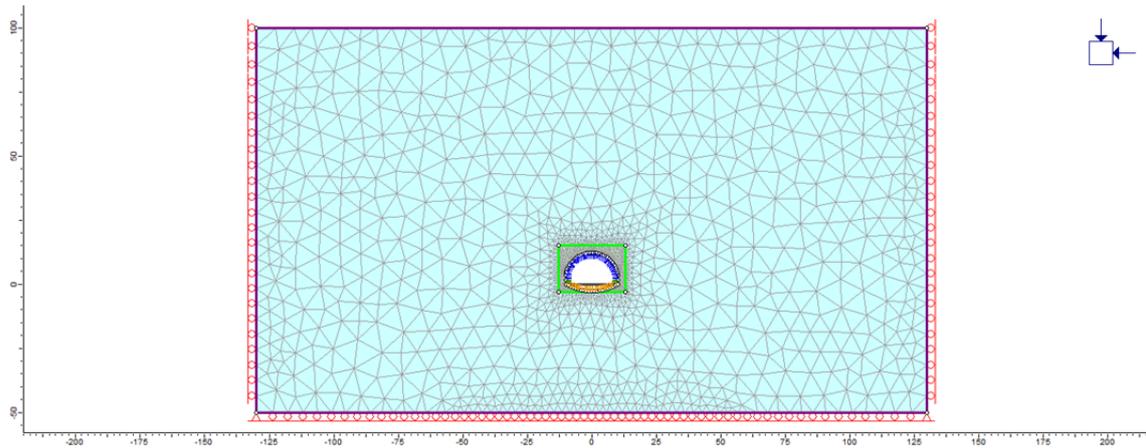


Figura 9-63 – Sezione tipo P1 – geometria del modello fem 2D

Nelle seguenti immagini sono proposti alcuni risultati significativi dell'analisi svolta con riferimento alla fase 4a in cui l'intero detensionamento agisce a carico dei priverivestimenti.

In **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** è visibile la distribuzione delle tensioni principali massima e minima attorno al cavo, ed i loro vettori direzionali. Come si può osservare si verifica la creazione di un esteso effetto arco al contorno del perimetro di scavo.

La seguente **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** descrive invece la distribuzione degli spostamenti radiali e quella dei punti plastici e del fattore di sicurezza, calcolato per ogni punto della mesh come il rapporto tra la resistenza disponibile e lo stato di sforzo agente. Come si può osservare gli spostamenti sono prettamente radiali, con valori compresi tra 2 e 2.5 cm. I punti plastici risultano abbastanza omogeneamente distribuiti al contorno, con uno spessore della fascia plastica di 2-3m.

La verifica strutturale del priverivestimento eseguita mediante i diagrammi di interazione, **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**, dimostra la piena adeguatezza degli elementi strutturali di progetto rispetto alle sollecitazioni agenti, la cui distribuzione è proposta in **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**

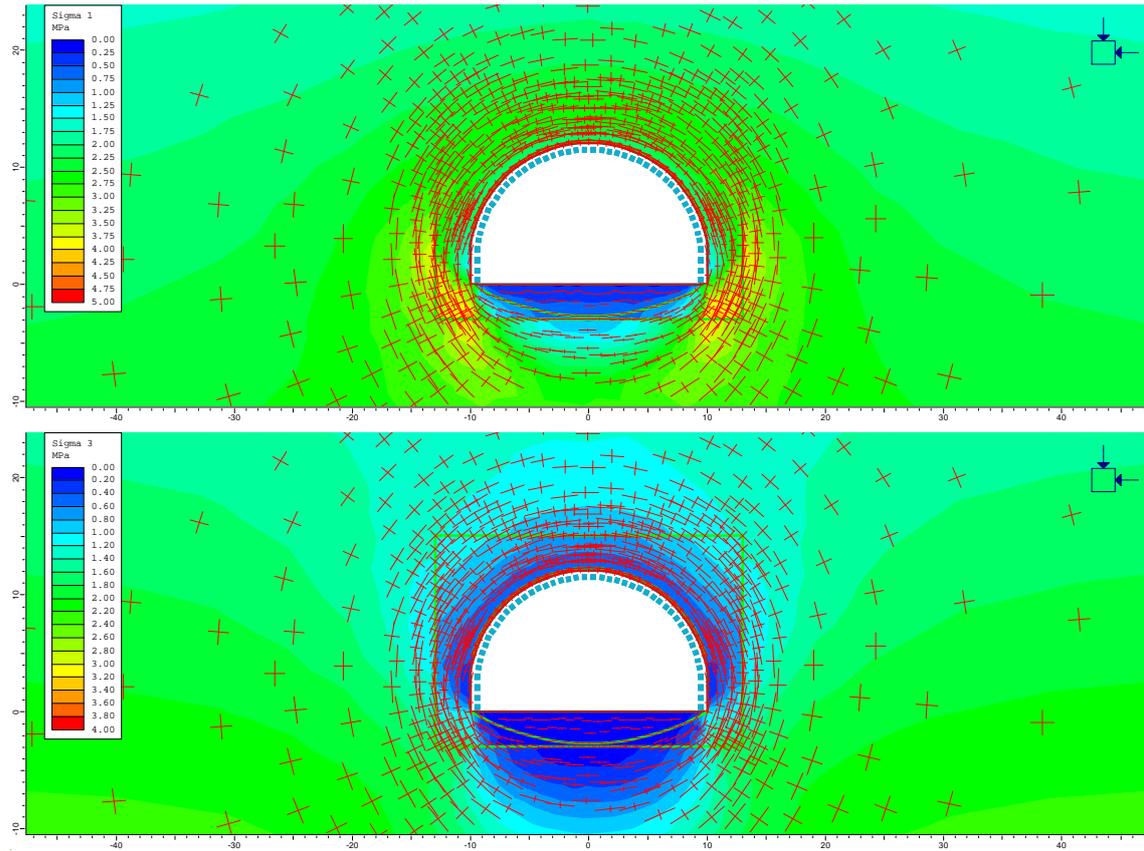


Figura 9-64 – Sezione tipo P1,  $E=1100$  MPa – distribuzione delle tensioni principali massima e minima e relativi vettori, fase 4a

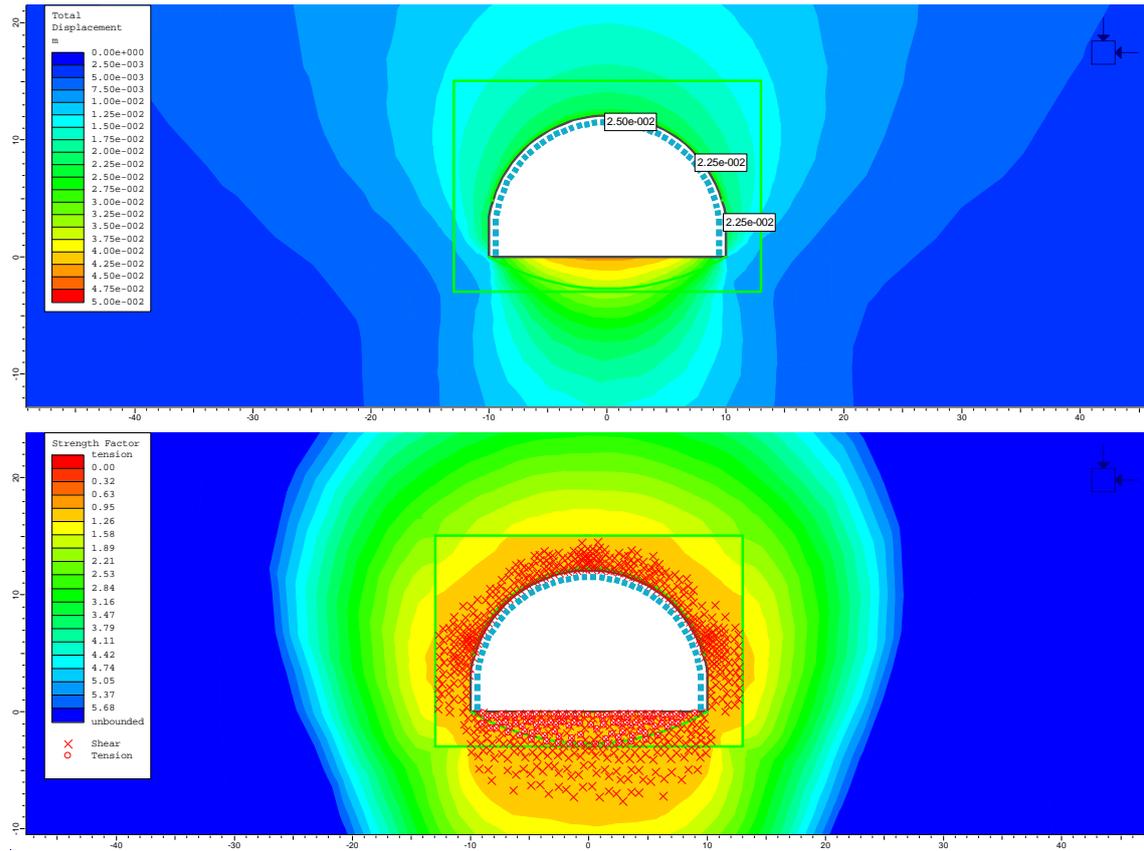


Figura 9-65 – Sezione tipo P1, E=1100 MPa – spostamenti radiali, punti plastici e fattore di sicurezza alla plasticità, fase 4a

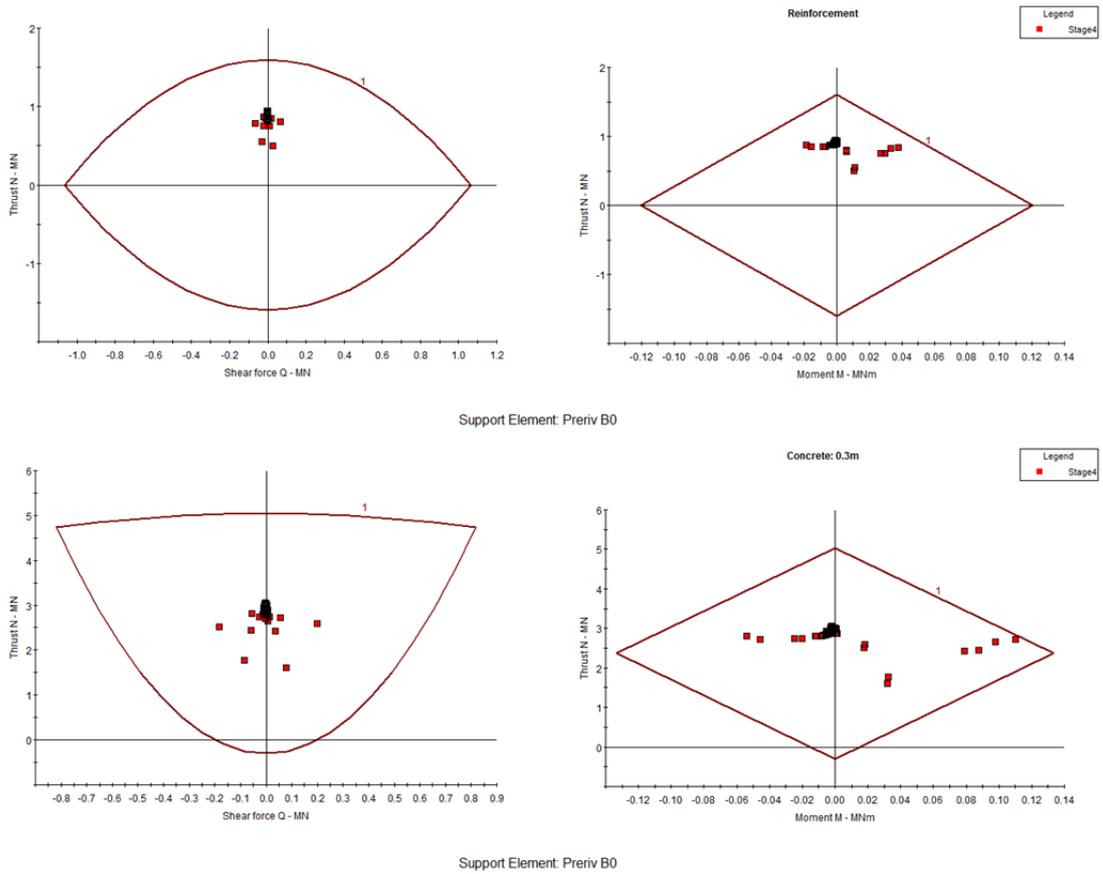


Figura 9-66 – Sezione tipo P1, E=1100 MPa – diagrammi di interazione dei prerivestimenti, fase 4a

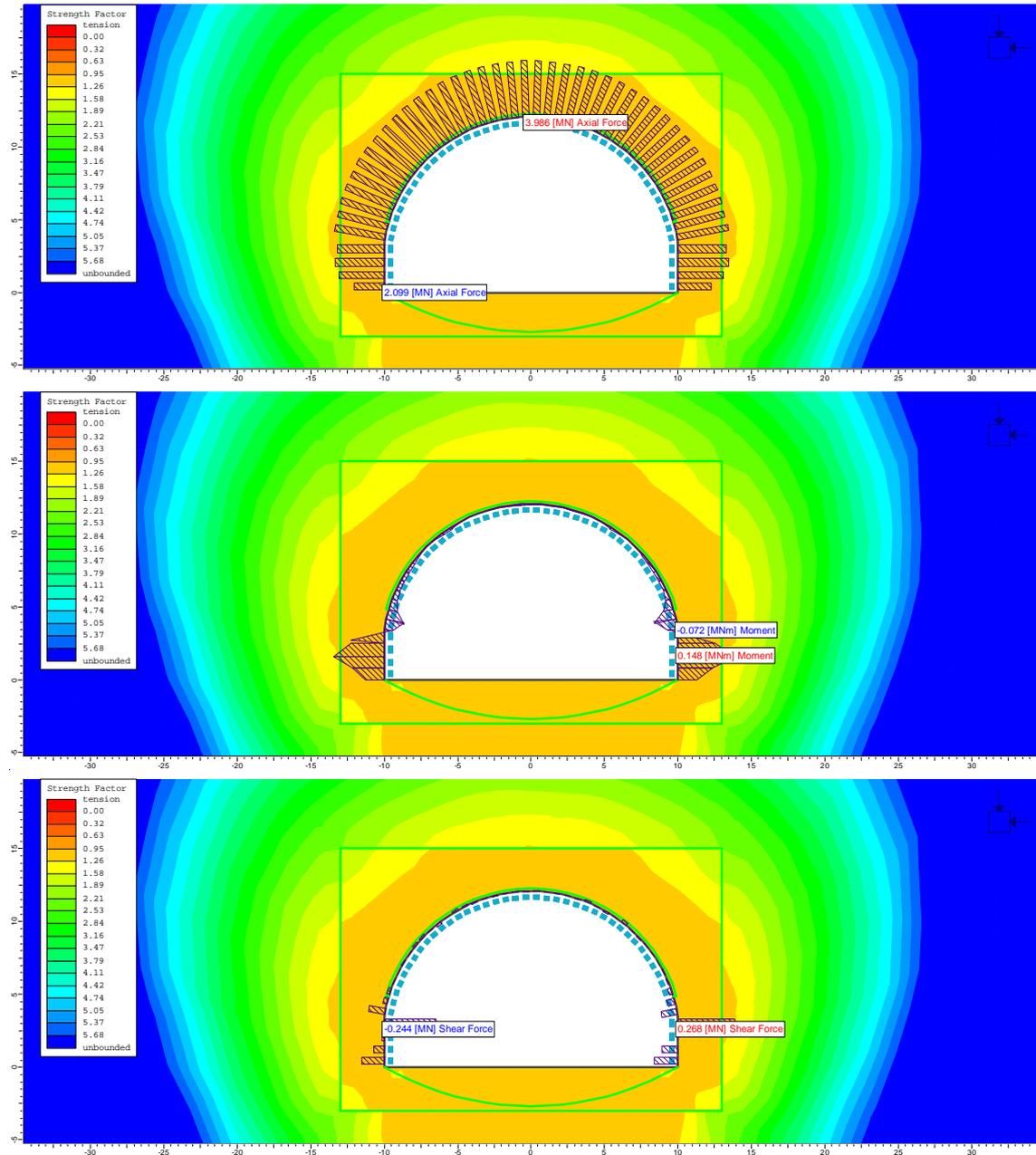


Figura 9-67 – Sezione tipo P1, E=1100 MPa – sollecitazioni agenti nel prerivestimento, fase 4a

Le seguenti **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata. e Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** illustrano la distribuzione delle sollecitazioni agenti nel rivestimento definitivo rispettivamente durante le fasi 8b e 9b, ovvero a valle della disattivazione del prerivestimento e dell'innalzamento del livello di falda, in condizioni statiche e sismiche.

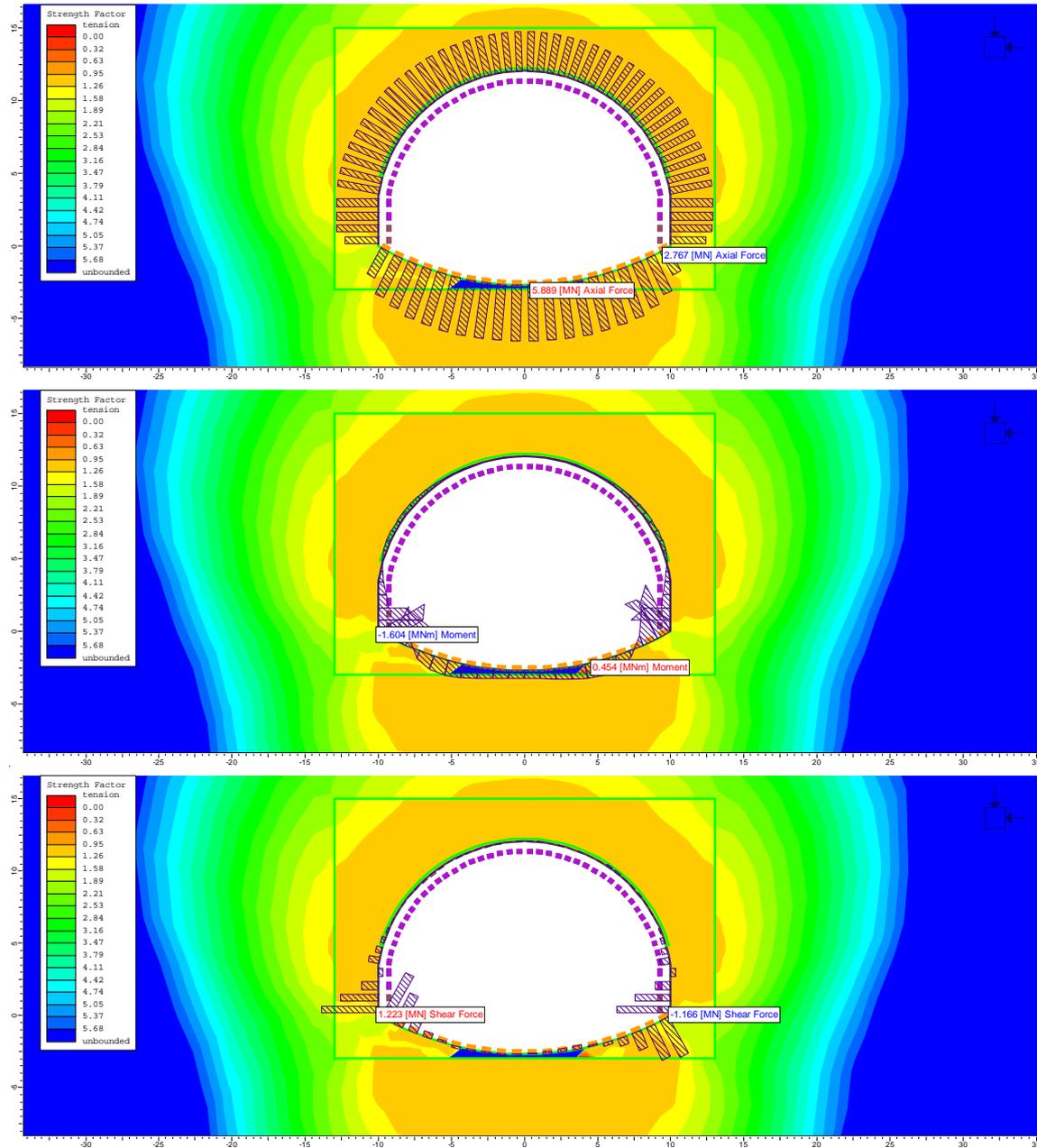


Figura 9-68 – Sezione tipo P1,  $E = 1100 \text{ MPa}$  – sollecitazioni agenti nel rivestimento definitivo in fase 8b, condizioni statiche

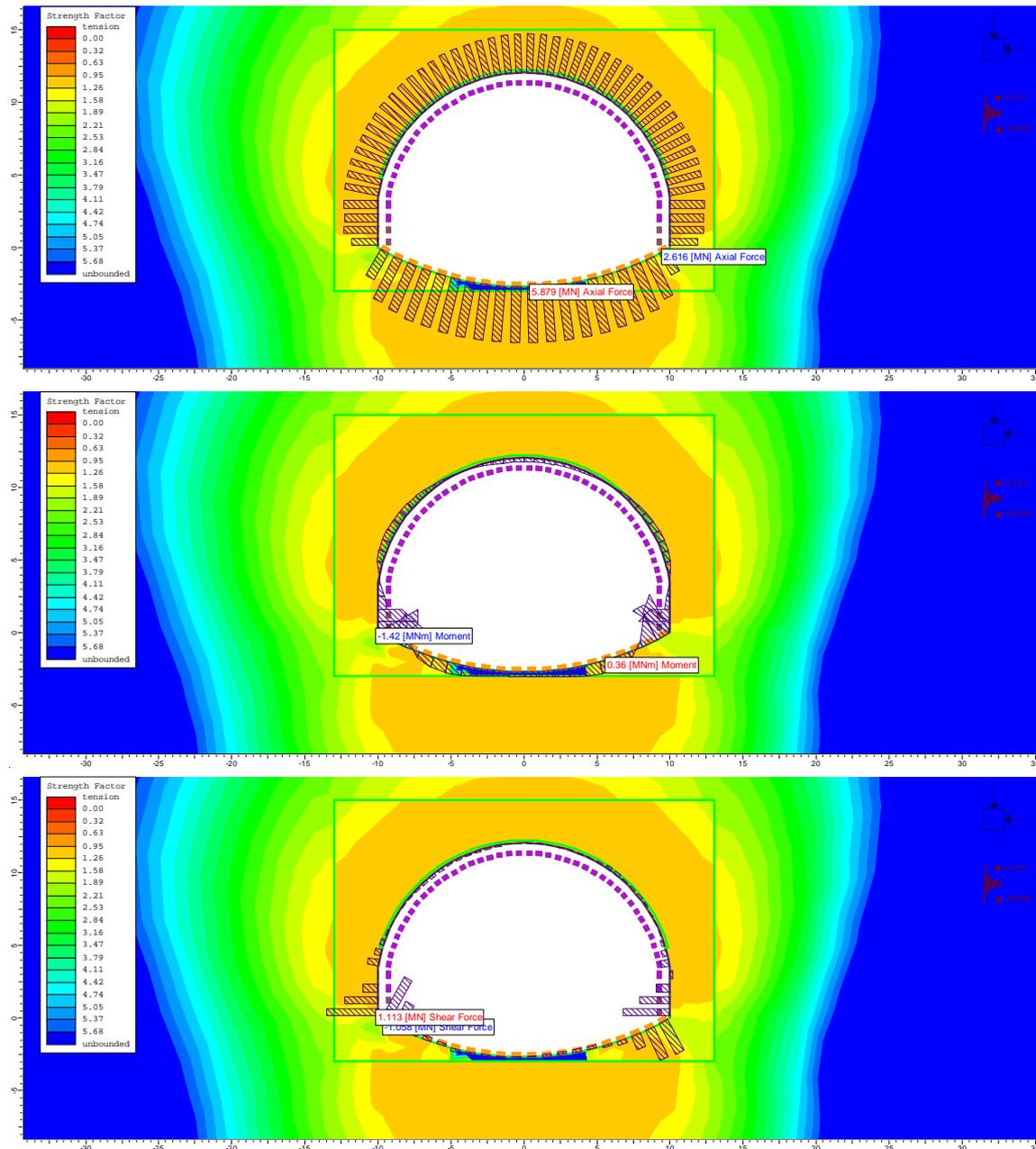


Figura 9-69 – Sezione tipo P1,  $E=1100$  MPa – sollecitazioni agenti nel rivestimento definitivo in fase 9b, condizioni sismiche

La verifica strutturale del rivestimento definitivo eseguita nell'ipotesi preliminare di un rivestimento privo di armatura è proposta nella seguente **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**, dove si può osservare come sia in condizioni statiche che sismiche, l'intera struttura non richieda particolari armature.

Indipendentemente dai risultati di queste verifiche, nel progetto la sezione tipo P1 viene completamente armata nelle murette ed in arco rovescio, con un'armatura simmetrica composta da 5 ferri  $\phi 22$  a metro.

Rck	37	MPa	Resistenza cubica a compressione
f <sub>ck</sub>	30,71	MPa	Resistenza cilindrica a compressione
f <sub>cm</sub>	38,71	MPa	Resistenza media cilindrica a compressione
f <sub>ctm</sub>	2,94	MPa	Resistenza media a trazione semplice
f <sub>ctk</sub>	2,06	MPa	Resistenza caratteristica a trazione semplice (frattile 5 %)
f <sub>cd</sub>	17,40	MPa	Resistenza di progetto a compressione
f <sub>ctd</sub>	1,37	MPa	Resistenza di progetto a trazione
f <sub>ct1d</sub>	1,17	MPa	Resistenza a trazione di progetto per calcestruzzo non armato o debolmente armato
σ <sub>clim</sub>	8,09	MPa	

Analisi statica - Lungo termine con falda

Verifica cls non armato

Elemento strutturale	b	h	N <sub>max</sub>	M <sub>max</sub>	V <sub>max</sub>	N <sub>Ed</sub>	x	N <sub>Rd</sub>	F <sub>s,N</sub>	V <sub>Ed</sub>	σ <sub>c</sub>	δ	f <sub>cvd</sub>	V <sub>Rd</sub>	F <sub>s,V</sub>
	cm	cm	kN	kNm	kN	kN	cm	kN		kN	MPa	MPa	MPa	kN	
Calotta	100	100	4310	132	0,0	5603	93,9	16336	0,34	0	5,97	-	2,89	1805,9	0,00
Piedritto	100	100	4290	294	364	5577	86,3	15017	0,37	473	6,46	-	2,98	1716,6	0,28
Muretta	100	190	3900	1196	815	5070	128,7	22391	0,23	1060	3,94	-	2,44	2094,2	0,51
Arco rovescio	100	100	5750	454	70	7475	84,2	14654	0,51	91	8,88	0,78	3,40	1909,3	0,05
	100	100	4550	1025	757	5915	54,9	9562	0,62	984	10,77	2,67	3,48	1276,2	0,77

Analisi sismica

Verifica cls non armato

Elemento strutturale	b	h	N <sub>max</sub>	M <sub>max</sub>	V <sub>max</sub>	N <sub>Ed</sub>	x	N <sub>Rd</sub>	F <sub>s,N</sub>	V <sub>Ed</sub>	σ <sub>c</sub>	δ	f <sub>cvd</sub>	V <sub>Rd</sub>	F <sub>s,V</sub>
	cm	cm	kN	kNm	kN	kN	cm	kN		kN	MPa	MPa	MPa	kN	
Calotta	100	100	3630	241	0,0	3630	86,7	15092	0,24	0	4,19	-	2,50	1445,0	0,00
Piedritto	100	100	3466	257	319	3466	85,2	14822	0,23	319	4,07	-	2,47	1403,6	0,23
Muretta	100	190	3200	1055	720	3200	124,1	21590	0,15	720	2,58	-	2,09	1729,4	0,42
Arco rovescio	100	100	5670	360	40	5670	87,3	15193	0,37	40	6,49	-	2,99	1740,3	0,02
	100	100	4918	876	602	4918	64,4	11203	0,44	602	7,64	-	3,21	1375,8	0,44

Figura 9-70 – Sezione tipo P1, E=1100 MPa – verifica strutturale del rivestimento definitivo senza armatura

### 9.8.1. Analisi agli elementi finiti con modulo elastico E = 800 MPa

A partire dalla stessa geometria illustrata nella precedente Figura 9-63, l'analisi è stata ripetuta imponendo una riduzione del modulo elastico dell'ammasso arenaceo a 800 MPa.

Nelle seguenti immagini sono proposti alcuni risultati significativi dell'analisi svolta con riferimento alla fase 4a in cui l'intero detensionamento agisce a carico dei priverestimenti.

**In Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** è visibile la distribuzione delle tensioni principali massima e minima attorno al cavo, ed i loro vettori direzionali. Come si può osservare si verifica la creazione di un esteso effetto arco al contorno del perimetro di scavo.

La seguente **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** descrive invece la distribuzione degli spostamenti radiali e quella dei punti plastici e del fattore di sicurezza, calcolato per ogni punto della mesh come il rapporto tra la resistenza disponibile e lo stato di sforzo agente. Come si può osservare gli spostamenti sono prettamente radiali, con valori pari a 3 cm. I punti plastici risultano abbastanza omogeneamente distribuiti al contorno, con uno spessore della fascia plastica di 2-3m.

La verifica strutturale del priverestimento eseguita mediante i diagrammi di interazione, **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**, dimostra la piena adeguatezza degli elementi strutturali di progetto rispetto alle sollecitazioni agenti, la cui distribuzione è proposta in **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**

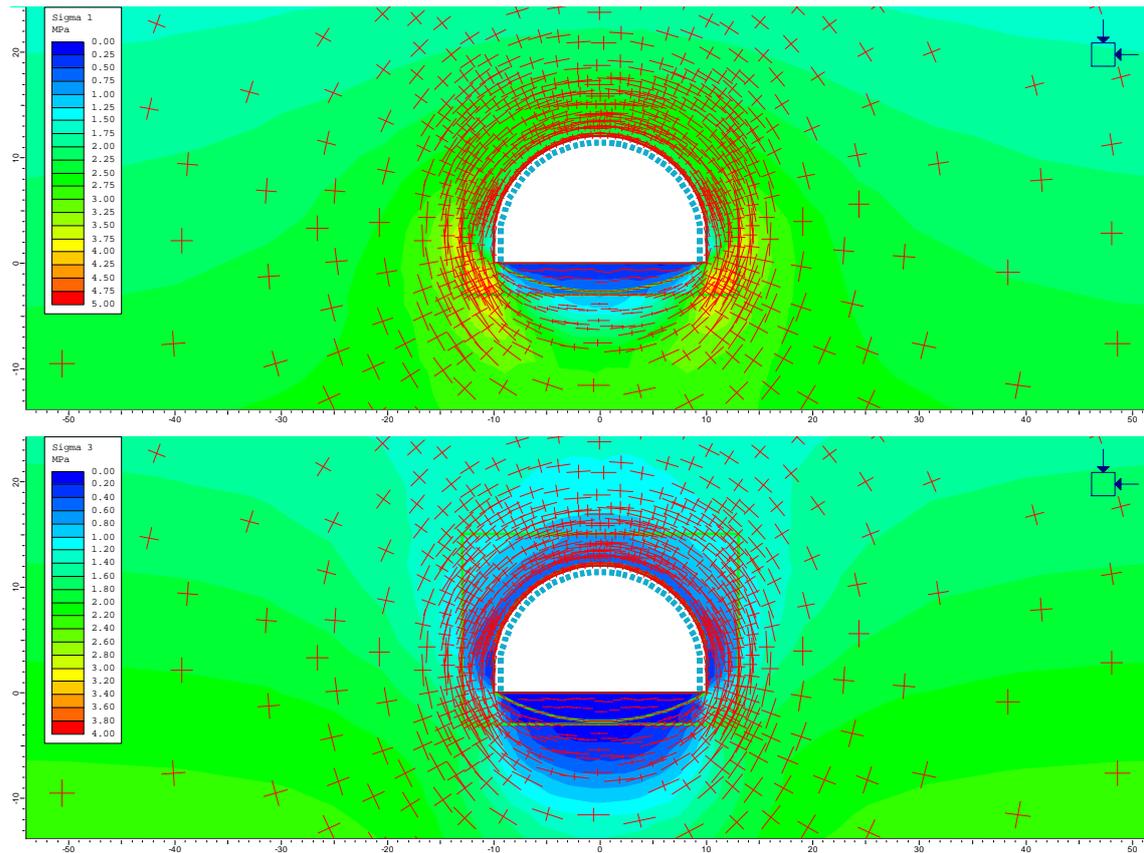


Figura 9-71 – Sezione tipo P1,  $E=800$  MPa – distribuzione delle tensioni principali massima e minima e relativi vettori, fase 4a

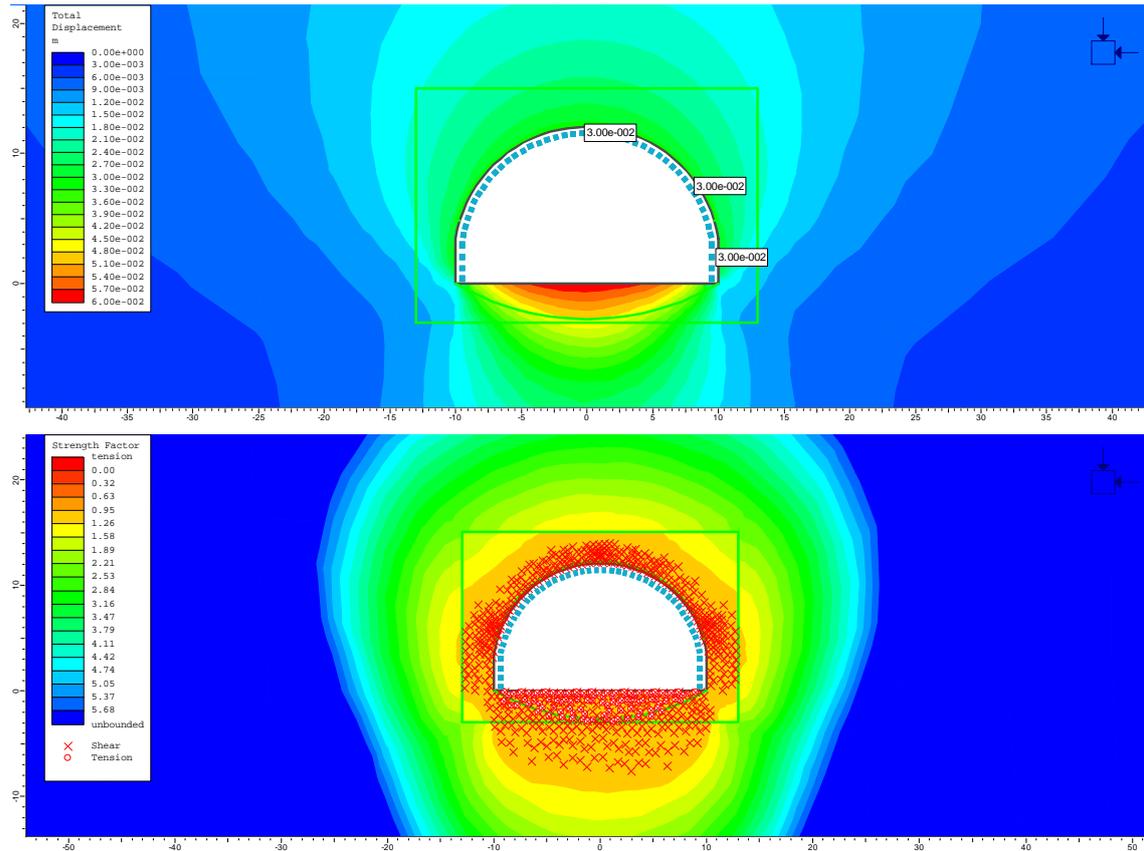


Figura 9-72 – Sezione tipo P1,  $E=800$  MPa – spostamenti radiali, punti plastici e fattore di sicurezza alla plasticità, fase 4a

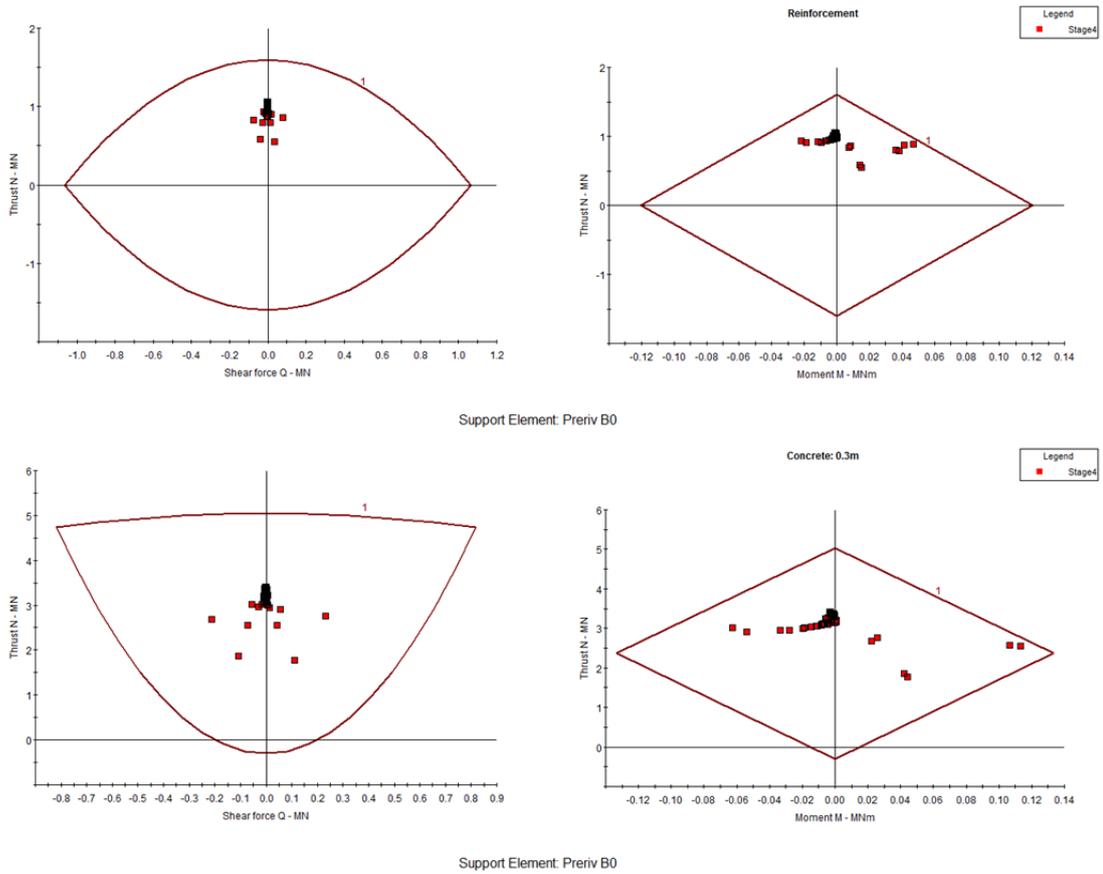


Figura 9-73 – Sezione tipo P1, E=800 MPa – diagrammi di interazione dei prerivestimenti, fase 4a

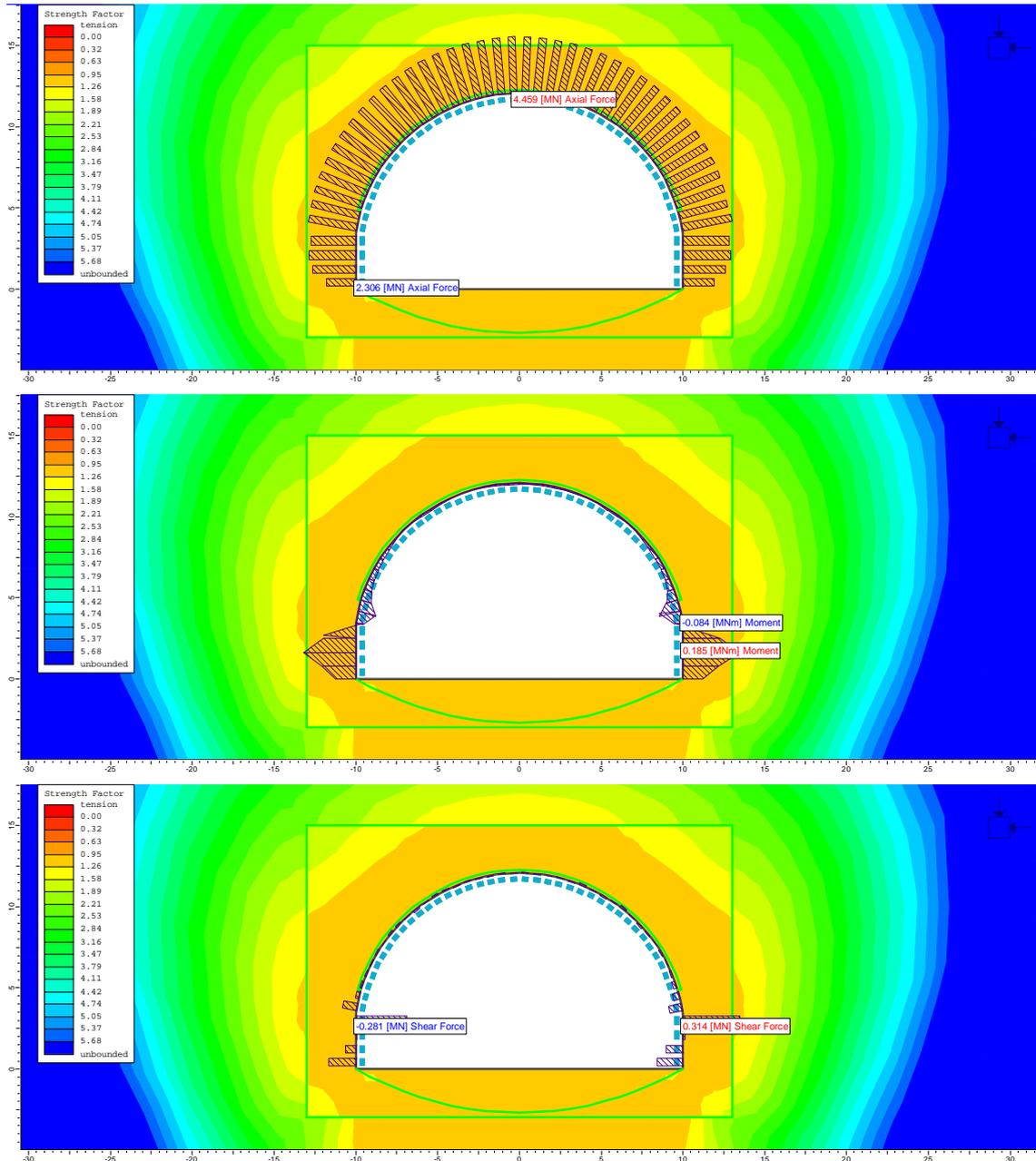


Figura 9-74 – Sezione tipo P1, E=800 MPa – sollecitazioni agenti nel prerivestimento, fase 4a

Le seguenti **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** e **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** illustrano la distribuzione delle sollecitazioni agenti nel rivestimento definitivo rispettivamente durante le fasi 8b e 9b, ovvero a valle della disattivazione del prerivestimento e dell'innalzamento del livello di falda, in condizioni statiche e sismiche.

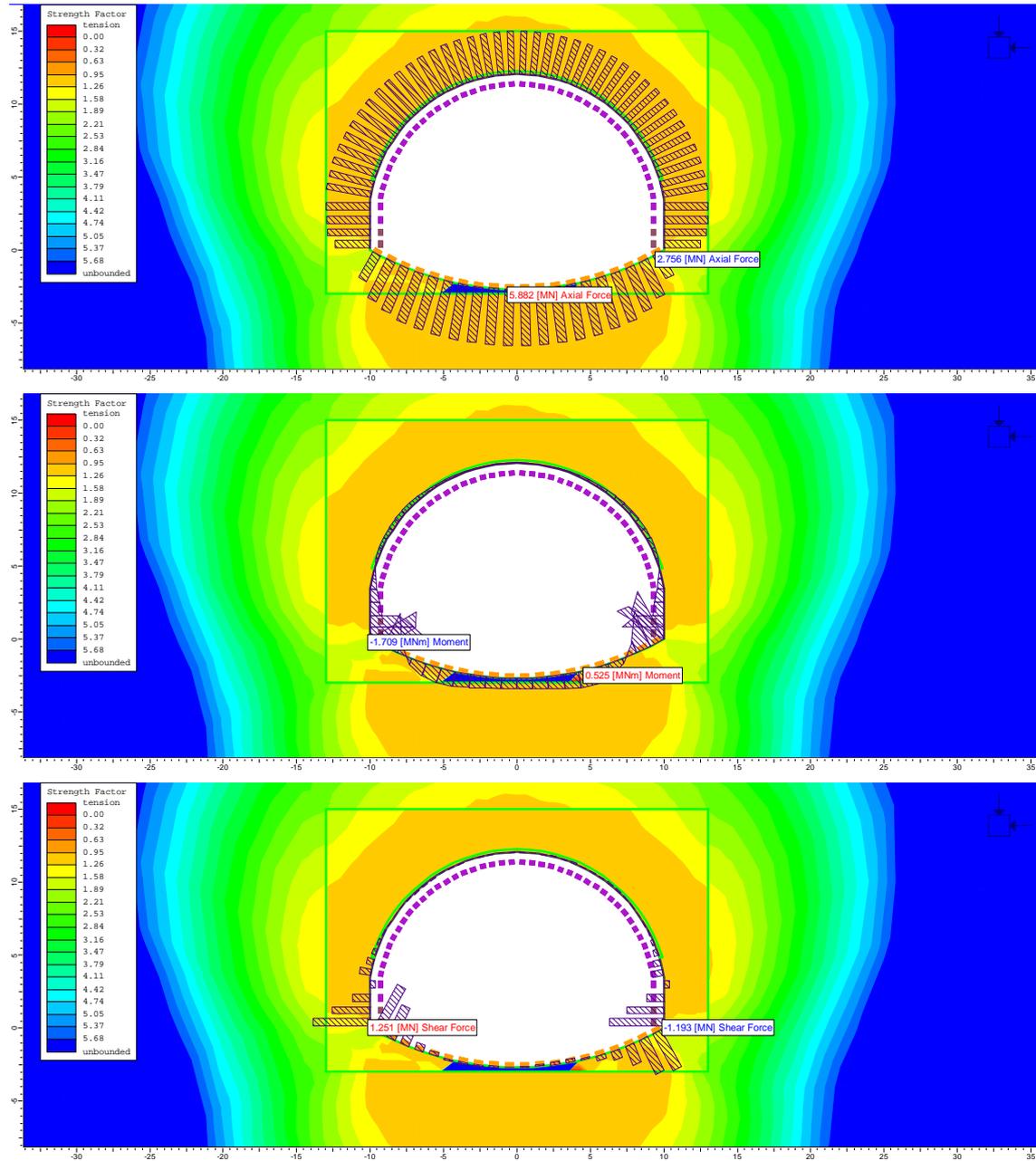


Figura 9-75 – Sezione tipo P1, E=800 MPa – sollecitazioni agenti nel rivestimento definitivo in fase 8b, condizioni statiche

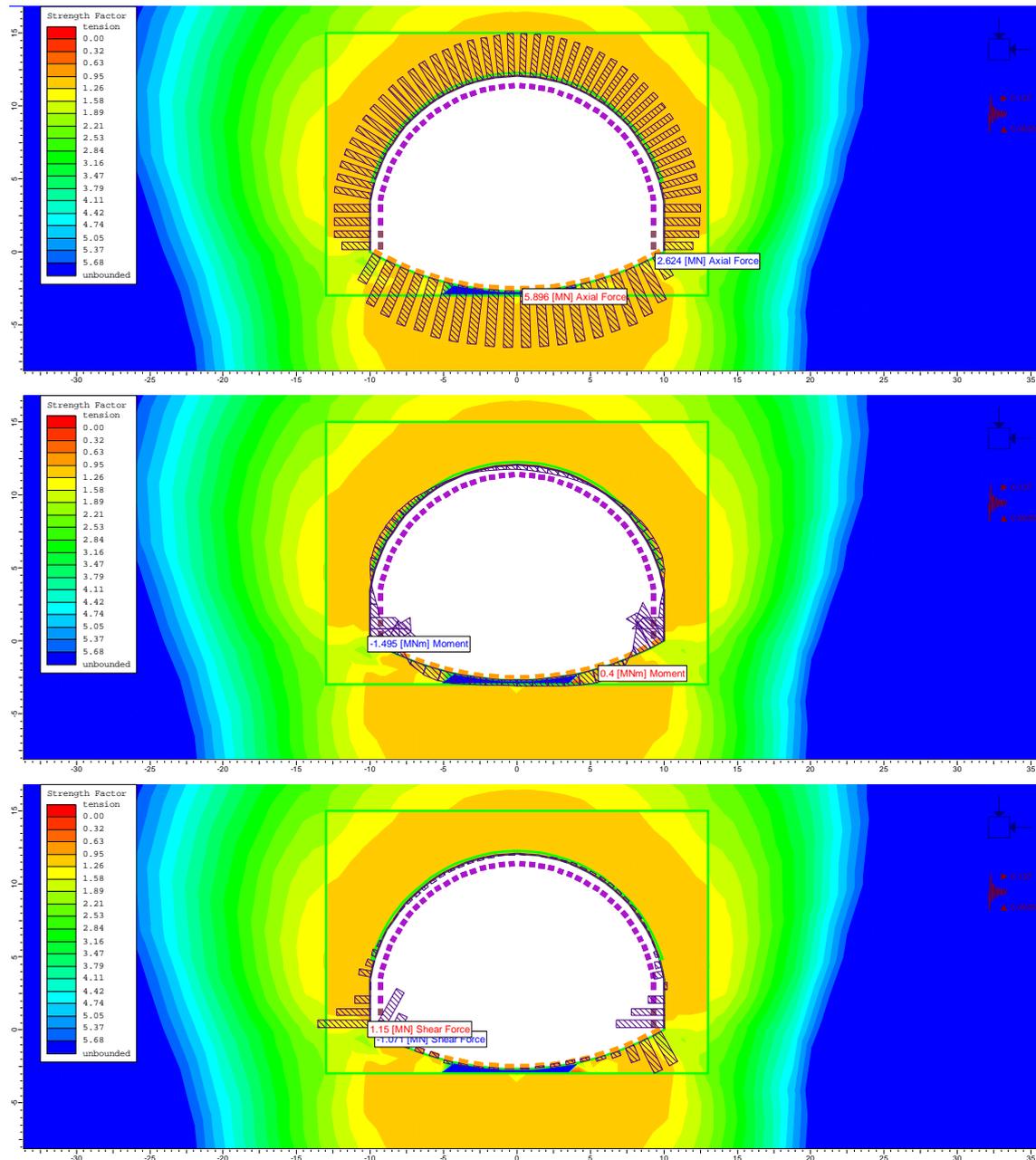


Figura 9-76 – Sezione tipo P1, E=800 MPa – sollecitazioni agenti nel rivestimento definitivo in fase 9b, condizioni sismiche

La verifica strutturale del rivestimento definitivo eseguita nell'ipotesi preliminare di un rivestimento privo di armatura è proposta nella seguente Figura 9-77, dove si può osservare come sia in condizioni statiche che sismiche, l'intera struttura non richieda particolari armature.

Indipendentemente dai risultati di queste verifiche, nel progetto la sezione tipo P1 viene completamente armata nelle murette ed in arco rovescio, con un'armatura simmetrica composta da 5 ferri  $\phi 22$  a metro.

Rck	37	MPa	Resistenza cubica a compressione
f <sub>ck</sub>	30,71	MPa	Resistenza cilindrica a compressione
f <sub>cm</sub>	38,71	MPa	Resistenza media cilindrica a compressione
f <sub>ctm</sub>	2,94	MPa	Resistenza media a trazione semplice
f <sub>ctk</sub>	2,06	MPa	Resistenza caratteristica a trazione semplice (frattile 5 %)
f <sub>cd</sub>	17,40	MPa	Resistenza di progetto a compressione
f <sub>ctd</sub>	1,37	MPa	Resistenza di progetto a trazione
f <sub>ct1d</sub>	1,17	MPa	Resistenza a trazione di progetto per calcestruzzo non armato o debolmente armato
σ <sub>clim</sub>	8,09	MPa	

Analisi statica - Lungo termine con falda

Verifica cls non armato

Elemento strutturale	b	h	N <sub>max</sub>	M <sub>max</sub>	V <sub>max</sub>	N <sub>Ed</sub>	x	N <sub>Rd</sub>	F <sub>s,N</sub>	V <sub>Ed</sub>	σ <sub>c</sub>	δ	f <sub>cvd</sub>	V <sub>Rd</sub>	F <sub>s,V</sub>
	cm	cm	kN	kNm	kN	kN	cm	kN		kN	MPa	MPa	MPa	kN	
Calotta	100	100	4590	140	6,0	5967	93,9	16341	<b>0,37</b>	8	6,35	-	2,96	1854,7	<b>0,00</b>
Piedritto	100	100	4526	355	389	5883,8	84,3	14672	<b>0,40</b>	506	6,98	-	3,08	1733,0	<b>0,29</b>
Muretta	100	190	3900	1290	950	5070	123,8	21552	<b>0,24</b>	1235	4,09	-	2,48	2045,7	<b>0,60</b>
Arco rovescio	100	100	5736	525	23	7456,8	81,7	14217	<b>0,52</b>	30	9,13	1,04	3,43	1866,6	<b>0,02</b>
	100	100	4525	1114	791	5882,5	50,8	8834	<b>0,67</b>	1028	11,59	3,50	3,44	1163,9	<b>0,88</b>

Analisi sismica

Verifica cls non armato

Elemento strutturale	b	h	N <sub>max</sub>	M <sub>max</sub>	V <sub>max</sub>	N <sub>Ed</sub>	x	N <sub>Rd</sub>	F <sub>s,N</sub>	V <sub>Ed</sub>	σ <sub>c</sub>	δ	f <sub>cvd</sub>	V <sub>Rd</sub>	F <sub>s,V</sub>
	cm	cm	kN	kNm	kN	kN	cm	kN		kN	MPa	MPa	MPa	kN	
Calotta	100	100	3890	275	0,0	3890	85,9	14942	<b>0,26</b>	0	4,53	-	2,58	1476,0	<b>0,00</b>
Piedritto	100	100	3674	280	345	3674	84,8	14750	<b>0,25</b>	345	4,33	-	2,53	1431,8	<b>0,24</b>
Muretta	100	190	3200	1117	760	3200	120,2	20915	<b>0,15</b>	760	2,66	-	2,11	1693,8	<b>0,45</b>
Arco rovescio	100	100	5650	400	68	5650	85,8	14938	<b>0,38</b>	68	6,58	-	3,01	1720,9	<b>0,04</b>
	100	100	4925	950	624	4925	61,4	10689	<b>0,46</b>	624	8,02	-	3,27	1340,6	<b>0,47</b>

Figura 9-77 – Sezione tipo P1, E=800 MPa – verifica strutturale del rivestimento definitivo senza armatura

## 10. VALUTAZIONE DELLE INTERFERENZE CON LA SUPERFICIE

### 10.1. PREMESSA

Lungo il suo sviluppo la galleria sottopassa alcuni edifici e viabilità in presenza di ridotte coperture.

In particolare, in prossimità dell'imbocco Ovest, tra pk 1+300 ed 1+330 sono presenti alcuni edifici nelle immediate vicinanze dell'asse galleria, denominati nel seguito A, B e C, la cui posizione planimetrica è visibile nel seguente inquadramento.

In questo tratto la galleria ha una copertura compresa tra 16 e 20 m, di cui in media i primi 8 m ascrivibili alla formazione sciolta del Cassano Spinola, mentre a livello della galleria si rinviene la formazione delle Marne di S. Agata con GSI compreso tra 30 e 40. Lo scavo nel tratto in esame è previsto per circa l'80% applicando la sezione tipo B2V, il residuo 20% rientra nella prima piazzola di sosta con applicazione delle sezioni tipo P2. Entrambe le sezioni prevedono preconsolidamenti in avanzamento al fronte ed al contorno, volti a limitare le convergenze ed estrusioni, e di conseguenza anche le possibili ripercussioni in superficie.

Per quanto riguarda le viabilità, la galleria sottopassa con direzione quasi ortogonale una strada comunale tra pk 1+200 ed 1+220, con una copertura di 7 m in un tratto in cui la formazione sciolta di Cassano Spinola ha una potenza di circa 11m, interessando quindi anche una parte della sezione di scavo della galleria. Anche in prossimità dell'edificio C la galleria sottopassa la strada di accesso all'edificio stesso.



In prossimità dell'imbocco Est, tra 2+380 e 2+400 e tra pk 2+430 e 2+470 sono presenti alcuni edifici nelle immediate vicinanze dell'asse galleria, denominati nel seguito D, E ed F, la cui posizione planimetrica è visibile nel seguente inquadramento.

In corrispondenza del primo tratto la galleria ha una copertura compresa tra 31 e 38 m, di cui in media i primi 29 m ascrivibili alla formazione delle Marne di S. Agata, mentre a livello della galleria si rinviene la formazione delle Arenarie di Lequio con GSI compreso tra 40 e 50. Lo scavo nel tratto in esame è previsto applicando le sezioni tipo B0 e B0V, con netta prevalenza di quest'ultima.

Nel secondo tratto le coperture variano tra 9 e 21 m, interessando su tutta la stratigrafia la formazione delle Marne di S. Agata con una porzione alterata superficiale di qualche metro. Lo scavo è previsto per un breve tratto applicando alternativamente le sezioni tipo B0 e B0V, mentre per la zona a minore copertura più prossima all'imbocco verrà adottata la sezione tipo B2V.

Nella zona prossima all'imbocco Est non sono presenti viabilità prossime all'asse galleria.



Esistono poi altri edifici e viabilità posizionati in prossimità dell'asse di tracciamento della galleria, per i quali non si prevedono significative criticità in ragione delle elevate coperture litostatiche presenti, come riassunto nella seguente tabella:

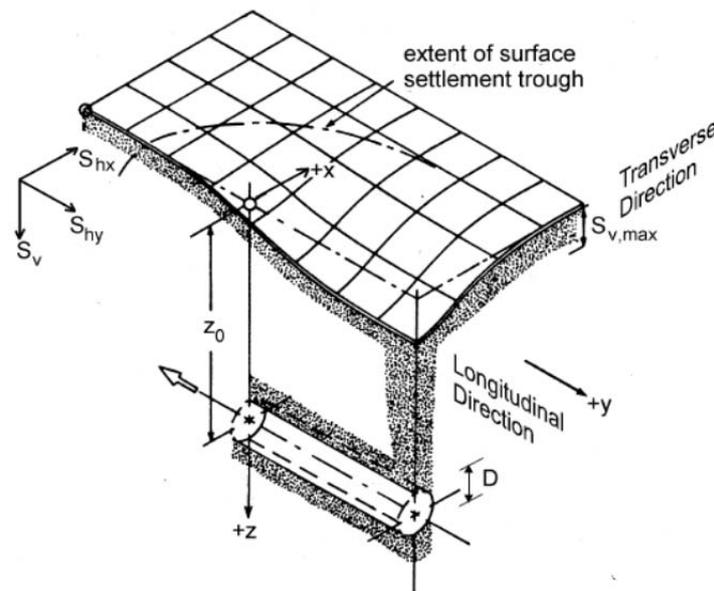
Progressiva	Copertura litostatica	Stratigrafia media dalla superficie fino alla calotta della galleria	Manufatti coinvolti
1+540	49 m	6.5 m (CS) + 32.5 m (Sa) + 10 m (Le)	Strada
1+750 – 1+775	79 m	15.5 m (CS) + 32.5 m (Sa) + 31 m (Le)	Edifici/strada
1+930 – 2+975	105 m	20.5 m (CS) + 63.5 m (Sa) + 21 m (Le)	Strada

## 10.2. MODALITÀ DI PREVISIONE DEL BACINO DI SUBSIDENZA

### 10.2.1. Introduzione

Lo scavo di una galleria induce nell'ammasso roccioso un detensionamento che in presenza di ridotte coperture litostatiche e litotipi particolarmente deformabili può riflettersi in superficie con la creazione di un bacino di subsidenza.

Questo effetto diventa particolarmente rilevante in contesti urbanizzati, quale quello in cui si colloca la galleria in progetto, in quanto all'interno del bacino suddetto possono ricadere interamente o parzialmente edifici e strutture preesistenti, sperimentando cedimenti differenziali e deformazioni.



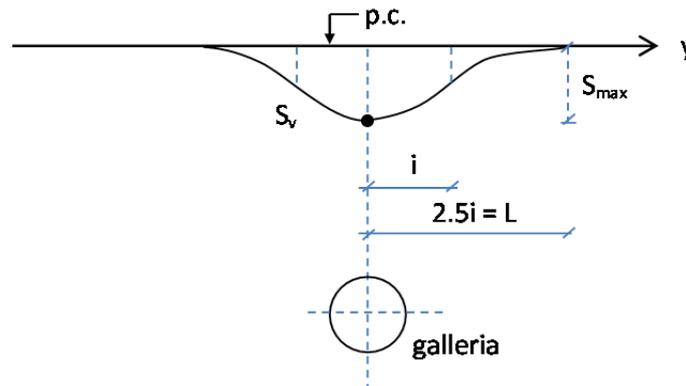
Geometry of the tunnel induced settlement trough (after Attewell *et al.*, 1986).

### 10.2.2. Cedimenti e deformazioni in direzione trasversale alla galleria

Peck (1969) e O'Reilly e New (1982) propongono una distribuzione gaussiana dei cedimenti indotti da una galleria in un mezzo omogeneo in condizioni "greenfield". Il termine "greenfield" indica che si trascura la presenza di edifici in superficie, che in realtà interagiscono con il cavo in relazione alla relativa rigidezza.

La distribuzione dei cedimenti verticali indotti dallo scavo lungo una generica sezione trasversale all'asse della galleria può essere descritta con la seguente espressione empirica:

$$S_v = S_{max} \cdot \exp \left[ \frac{-y^2}{2i^2} \right]$$



Dunque il cedimento  $S_v$  si valuta al variare della distanza  $y$  dall'asse galleria, con riferimento alle seguenti grandezze:

- $i$ , flesso della gaussiana. Il valore  $2.5i$  indica la distanza a cui i cedimenti trasversali all'asse galleria possono essere ritenuti trascurabili;
- $S_{max}$ , massimo cedimento  $S_v$ , che si verifica in asse galleria.

Queste 2 grandezze sono le incognite del problema e devono essere valutate.

Si evidenzia che la gaussiana  $S_v$  che ne deriva è quella che caratterizza una sezione di scavo in cui il detensionamento si è completato al 100%.

Per quanto riguarda il parametro  $i$ , si assume una variazione lineare con la profondità. Posto  $z_0$  pari alla profondità della galleria misurata dal piano dei centri si ha che:

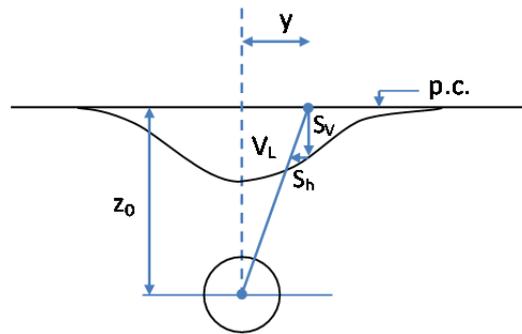
$$i = k \cdot z_0$$

Dal valore di  $k$ , che dipende dal tipo di terreno entro cui avviene lo scavo, dipende l'estensione trasversale del bacino di subsidenza.

Nel caso in esame, i valori di  $k$  e  $S_{max}$  sono stati ottenuti mediante analisi agli elementi finiti bidimensionali realizzate in corrispondenza di alcune sezioni trasversali alla galleria, che hanno consentito di derivare la geometria del bacino di subsidenza atteso.

L'andamento degli spostamenti e delle deformazioni in direzione orizzontale si può ottenere per derivazione della precedente equazione dei cedimenti, nell'ipotesi in cui i vettori del movimento indotto dallo scavo siano in ogni punto diretti verso il cavo, e che in particolare gli spostamenti orizzontali siano diretti verso l'asse della galleria:

$$S_h = \frac{(-)y}{z_0} \cdot S_v$$

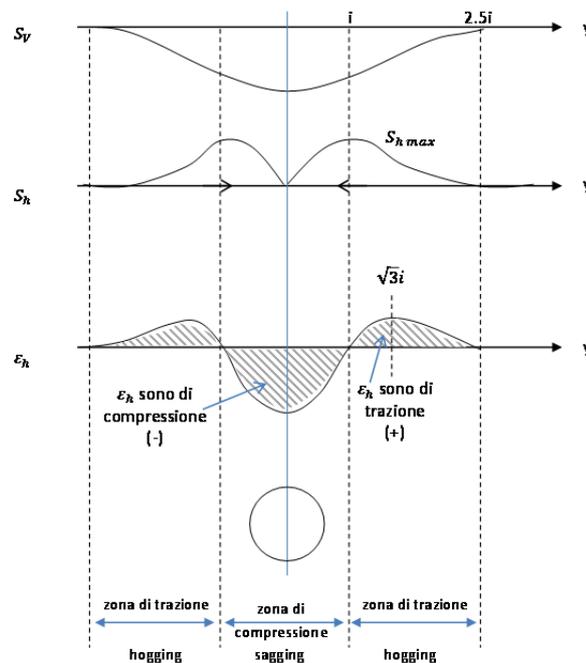


Le deformazioni orizzontali associate a  $S_h$ , si valutano differenziando la precedente equazione rispetto a  $y$ :

$$\varepsilon_h = \frac{dS_h}{dy} = \frac{S_v}{z_0} \left( \frac{y^2}{i^2} - 1 \right)$$

Nella seguente figura viene indicato l'andamento tipico dei cedimenti, spostamenti e deformazioni orizzontali al variare della distanza dall'asse della galleria in una generica sezione trasversale. La fascia di terreno compresa tra i due punti di flesso della curva dei cedimenti è caratterizzata da deformazioni orizzontali negative, di compressione (sagging), mentre le due aree esterne ai flessi sono soggette a deformazioni di trazione (hogging).

La posizione degli edifici presenti in superficie rispetto a tali aree di sollecitazione è molto rilevante, in quanto soprattutto per quelli posti parzialmente o interamente all'esterno dei flessi ma comunque all'interno del bacino di subsidenza, la deformazione di trazione indotta dagli spostamenti orizzontali va a sommarsi a quella, sempre di trazione, indotta dai cedimenti, determinando significative ripercussioni sul regime tenso-deformativo della struttura stessa.

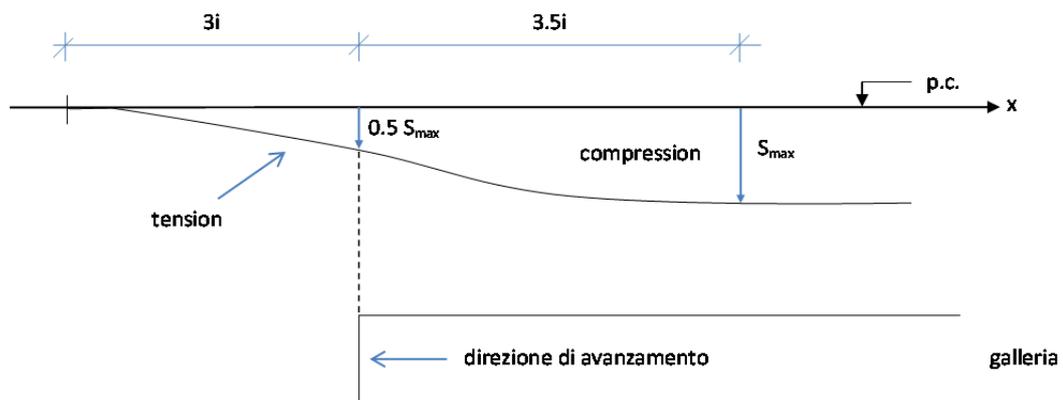


### 10.2.3. Evoluzione dei cedimenti in direzione longitudinale

Tutti i cedimenti valutati nel paragrafo precedente si riferiscono ad una condizione 2D, in cui il fronte ha superato abbondantemente la sezione di esame ed il detensionamento è ormai completato (condizione plane strain).

In realtà, l'avanzamento del fronte determina via via un progressivo aumento dei cedimenti, fino ad arrivare alla situazione finale analizzata in precedenza sulla sezione trasversale.

In una generica sezione il cedimento ha inizio ben prima che questa venga raggiunta dal fronte, ad una distanza di circa  $3i$  dal fronte, e raggiunge un valore pari al 50% di  $S_{max}$  in corrispondenza del fronte. Il cedimento poi prosegue con crescita progressiva fino a raggiungere  $S_{max}$  ad una distanza di circa  $3.5i$ :



### 10.3. VALUTAZIONE DEI POSSIBILI DANNI INDOTTI AGLI EDIFICI

Per la valutazione del possibile danno indotto agli edifici contenuti nel bacino di subsidenza, ciascun edificio viene schematizzato come una trave. La posizione della trave rispetto al bacino di subsidenza ne influenza la risposta nei confronti del cedimento:

- la zona compresa tra  $-i$  e  $+i$  è denominata "sagging zone" ed è la zona in cui una trave poggiata sul terreno è sollecitata a compressione;
- la zona più esterna del bacino prende invece il nome di "hogging zone" in cui la trave lavora a trazione.



Nel complesso, un edificio posto in prossimità dell'asse della galleria potrà essere soggetto ai seguenti movimenti in relazione alla posizione reciproca edificio-galleria:

- cedimento o sollevamento uniforme
- cedimento o sollevamento differenziale
- rotazione
- spostamento orizzontale

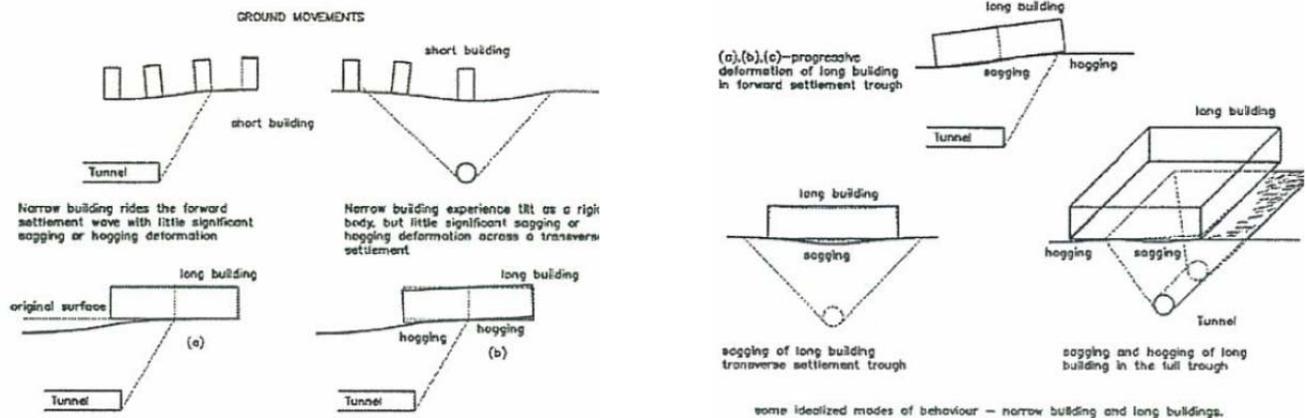


Fig. 14. Typical idealized building response, after (Attewell et al., 1986).

In via preliminare, si può fare riferimento al criterio di Rankin (1988), che consente di escludere dall'analisi di rischio quegli edifici che, pur contenuti nel bacino di subsidenza, soddisfano queste condizioni:

- cedimento  $S_v < 10\text{mm}$
- distorsione angolare  $\beta < \frac{1}{500}$

#### Metodo di Rankin, 1988

Category of risk of damage	Degree of severity	Description of typical damage	Control parameters	
			$\beta_{\max}$	$S_{\max}$ [mm]
1 Aesthetic	Negligible	Superficial damage unlikely.	$< 1/500$	$< 10$
2 Aesthetic	Slight	Possible superficial damage which is unlikely to have structural significance.	$1/500 - 1/200$	10-50
3 Functional	Moderate	Expected superficial damage to buildings and expected damage to rigid pipelines.	$1/200 - 1/50$	50-75
4 Service-ability and structural	High	Expected structural damage to buildings and damage to rigid pipelines; possible damage to other pipelines.	$> 1/50$	$> 75$

Per tutti quegli edifici che non soddisfano le condizioni indicate dal metodo di Rankin, si procede al calcolo della massima deformazione di trazione indotta nell'edificio e la si utilizza per valutare la corrispondente categoria di danno potenziale.

Questa valutazione fa riferimento ad un'analisi in campo greenfield, in cui si suppone che la trave-edificio segua l'andamento del terreno, trascurando la rigidità dell'edificio che nella realtà comporterebbe un decremento dei cedimenti e deformazioni orizzontali indotti. L'approccio è per questo molto conservativo, perché si assume che l'edificio sia privo di rigidità e si conformi alle deformazioni greenfield.

La massima deformazione di trazione agente nell'edificio si valuta attraverso la seguente procedura.

Innanzitutto si definiscono le seguenti grandezze per ciascuna porzione dell'edificio:

- $\Delta_i$  = cedimento relativo della parte sagging/hogging
- $L_i$  = larghezza edificio della parte sagging/hogging
- $H$  = altezza edificio, dalla fondazione alla grondaia, escluso il tetto

La dimensione dell'edificio in direzione parallela all'asse galleria non è rilevante, dal momento che l'analogia è fatta con una trave di larghezza unitaria.

Si valutano poi le deformazioni dell'edificio  $\varepsilon_b$  ed  $\varepsilon_d$  applicando l'approccio di Timoshenko, ovvero assimilando l'edificio ad una trave caricata nel punto centrale (Burland, 1977):

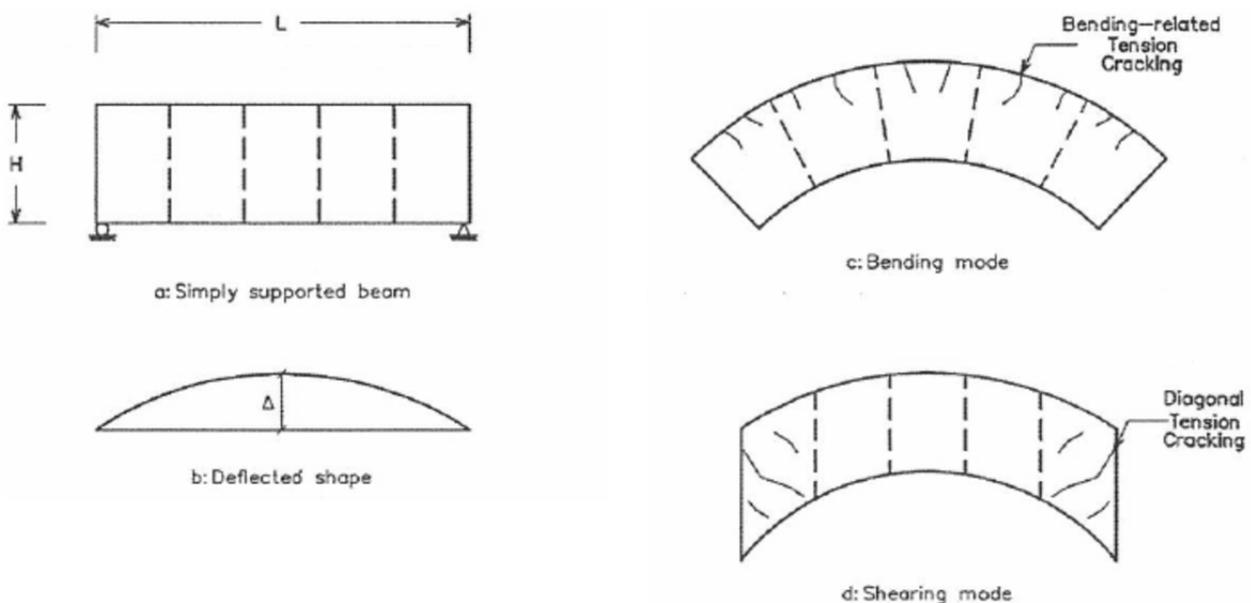


Fig. 17. Thick beam model.

$\varepsilon_b$  = massima deformazione flessionale (di trazione)

$$\varepsilon_b = \frac{\Delta}{L} \cdot \frac{1}{\frac{L}{12t} + \frac{3I}{2tLH} \cdot \frac{E}{G}}$$

$\varepsilon_d$  = massima deformazione di taglio (di trazione)

$$\varepsilon_d = \frac{\Delta}{L} \cdot \frac{1}{1 + \frac{HL^2}{18I} \cdot \frac{G}{E}}$$

Il rapporto E/G varia in relazione alla tipologia di edificio:

- $\nu = 2.6$  in caso di edificio in muratura ( $\nu = 0.30$ )
- $\nu = 12.5$  per edifici in cls armato

L'inerzia  $I$  dell'edificio si valuta applicando le seguenti formulazioni:

$$I = \frac{H^3}{12} \quad \text{sagging}$$

$$I = \frac{H^3}{3} \quad \text{hogging}$$

La grandezza  $t$  esprime la distanza massima tra l'asse neutro e lo spigolo dell'edificio:

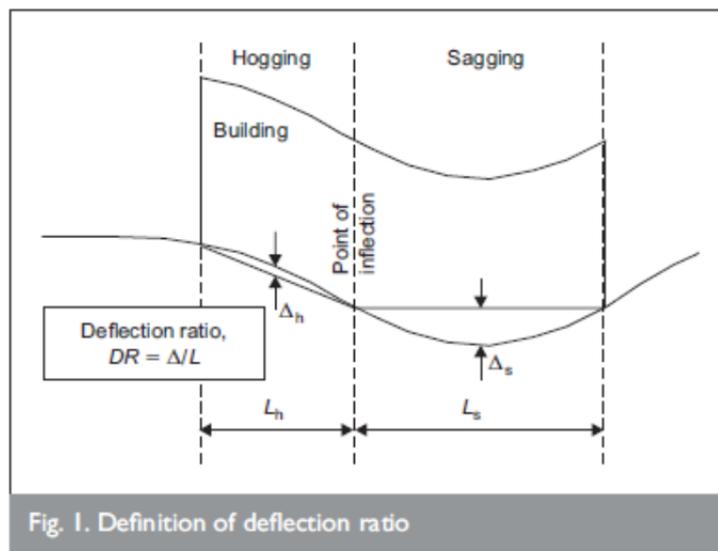
- nella zona sagging si assume che l'asse neutro sia al centro dell'edificio, quindi all'interno dell'edificio si verificano sia deformazioni di trazione che di compressione, la massima deformazione  $\epsilon$  agisce ai due estremi, da un lato in compressione, dall'altro in trazione. Dunque:

$$t = \frac{H}{2} \quad \text{sagging}$$

- nella zona hogging si assume che l'asse neutro sia posto al fondo dell'edificio, quindi all'interno dell'edificio si verificano solo deformazioni di trazione. Per queste ragioni generalmente la zona hogging è più critica. Dunque:

$$t = H \quad \text{hogging}$$

I rapporti di deformazione  $\frac{\Delta}{L}$  in hogging/sagging devono essere quelli massimi nel tratto di gaussiana interessato da  $L_{\text{sag}}$  e  $L_{\text{hog}}$ , definiti come descritto nello schema seguente:

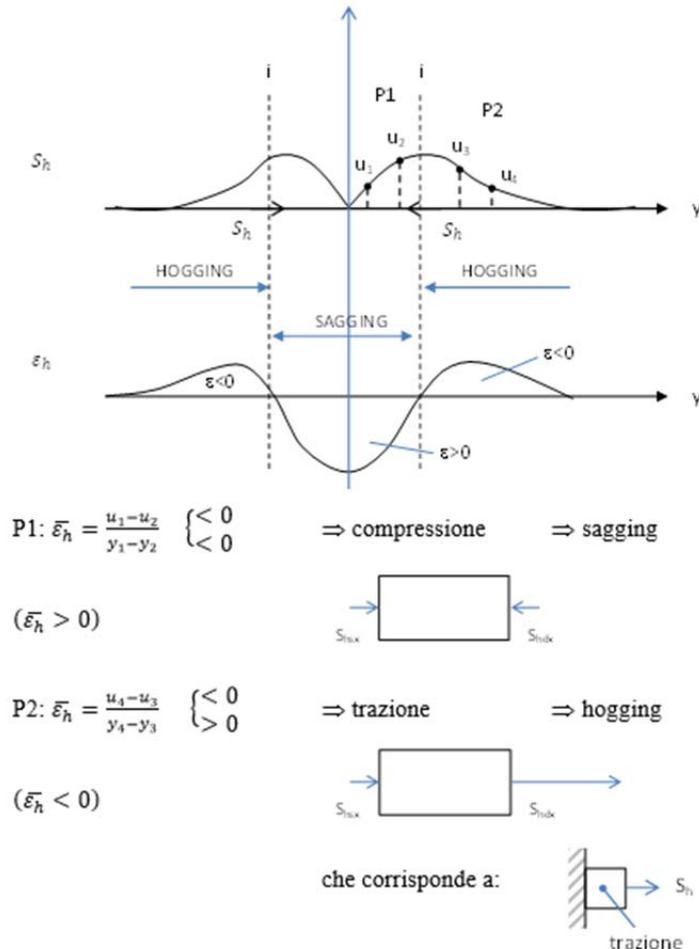


Le deformazioni orizzontali  $\epsilon_h$  della deformata greenfield del terreno sono quelle che contribuiscono al danno sugli edifici.

Per ogni parte in sagging/hogging dell'edificio, si valuta il valore medio di  $\varepsilon_h$ , definito come  $\overline{\varepsilon}_h$ , con riferimento agli spostamenti orizzontali previsti nelle due estremità dell'edificio:

$$\overline{\varepsilon}_h = \frac{S_{h1} - S_{h2}}{L_i}$$

Per quanto riguarda il segno, la convenzione è la seguente:



A questo punto sono note sia la deformazione media orizzontale  $\overline{\varepsilon}_h$ , sia le deformazioni indotte dai cedimenti, ovvero  $\varepsilon_b$  e  $\varepsilon_d$ , definite rispettivamente come la massima deformazione flessionale e la massima deformazione di taglio.

Queste componenti deformative devono quindi essere combinate fra loro, di modo da tener conto non solo delle deformazioni connesse agli spostamenti verticali ma anche di quelle correlate agli spostamenti orizzontali:

$$\varepsilon_{bt} = \overline{\varepsilon}_h + \varepsilon_b = \text{deformazione flessionale assoluta}$$

$$\varepsilon_{dt} = \left(\frac{1-\nu}{2}\right) \overline{\varepsilon}_h + \left[\left(\frac{1-\nu}{2} \overline{\varepsilon}_h\right)^2 + \varepsilon_d^2\right]^{0.5} = 0.35 \overline{\varepsilon}_h + [(0.65 \overline{\varepsilon}_h)^2 + \varepsilon_d^2]^{0.5} = \text{deformazione di taglio assoluta}$$

$\varepsilon_{dt}$  è valutata con il cerchio di Mohr con  $\nu = 0.30$ .

In generale:

- nella zona di hogging  $\overline{\varepsilon}_h < 0, \varepsilon_b < 0 \Rightarrow \varepsilon_{bt} \leq 0$
- nella zona di sagging  $\overline{\varepsilon}_h > 0, \varepsilon_b \leq 0$

La deformazione  $\varepsilon_{lim}$  che caratterizza la parte di edificio in hogging o sagging e che viene utilizzata per la valutazione del potenziale danno indotto è definita come il massimo valore tra le due componenti deformative precedentemente valutate, ovvero

$$\varepsilon_{lim} = \max\{\varepsilon_{bt}, \varepsilon_{dt}\}$$

Esistono in letteratura diversi abachi per la determinazione della categoria di danno associato all'edificio, di seguito si propone quello di Burland, che associa alla  $\varepsilon_{lim}$  la descrizione della categoria di danno e il valore medio dell'apertura delle fessure:

Category of risk of damage	Degree of severity	Description of typical damage	Crack width [mm]	Control parameter (tensile strain) $\varepsilon_{lim}$ [%]
0 aesthetic	Negligible	Hairline cracks	<0.1	0–0.05
1 aesthetic	Very slight	Fine cracks which are easily treated during normal decoration. Damage generally restricted to internal wall finishes. Close inspection may reveal some cracks in external brickwork or masonry.	<1.0	0.05–0.075
2 aesthetic	Slight	Cracks easily filled. Redecoration probably required. Recurrent cracks can be masked by suitable linings. Cracks can be visible externally and some repointing may be required to ensure watertightness. Doors and windows may stick slightly.	<5.0	0.075–0.15
3 aesthetic/functional	Moderate	The cracks require some opening up and can be patched by a mason. Repointing of external brickwork and possibly a small amount of brickwork to be replaced. Doors and windows sticking. Service pipes may fracture. Watertightness often impaired.	5–15 (many crack with width >3mm)	0.15– 0.3
4 functional/serviceability	Severe	Extensive repair work involving breaking-out and replacing sections of walls, especially over doors and windows. Windows and door frames distorted, floor sloping noticeably. Walls leaning or bulging noticeably, some loss of bearing in beams. Service pipes disrupted.	15–25 (but depend on the number of cracks)	>0.3
5 structural	Very severe	Major repair job involving partial or complete rebuilding. Beams lose bearing, walls lean badly and require shoring. Windows broken with distortion. Danger of instability.	>25 (but depend on the number of cracks)	

## 10.4. APPLICAZIONE AL PROGETTO

### 10.4.1. Metodologia adottata

Di seguito si propongono i risultati delle valutazioni fatte in corrispondenza di alcune sezioni trasversali rappresentative delle principali interferenze della galleria con i manufatti di superficie.

Come anticipato, al fine di valutare il bacino di subsidenza indotto dallo scavo, si è proceduto alla realizzazione di alcuni modelli agli elementi finiti 2D. I modelli sono stati realizzati in corrispondenza di pk 1+210 (sottopasso strada all'imbocco Est), pk 1+310 (sottopasso edifici A, B e C), pk 2+390 (sottopasso edificio D), pk 2+450 (sottopasso edifici E ed F).

Ciascun modello prevede che il 50% del detensionamento si verifichi in assenza dei priverivestimenti, il restante 50% dopo la messa in opera dei rivestimenti di prima fase. Le analisi assegnano dunque l'intero detensionamento ai soli priverivestimenti, indipendentemente dalla sezione tipo prevista e dai vincoli imposti per le distanze di getto dei rivestimenti definitivi rispetto alla posizione del fronte di scavo.

Il coefficiente di spinta a riposo  $k_0$  è stato posto in tutti i casi pari a 0.50, considerate le scarse coperture litostatiche in gioco.

Per ciascuna sezione al termine del detensionamento è stato possibile derivare la geometria del bacino di subsidenza indotto in superficie, che ha consentito a sua volta di tarare la curva di Peck, ottenendo i valori di  $k$  e del volume loss. Quest'ultimo valore a sua volta è direttamente correlato ad  $S_{max}$  dal momento che il volume loss è definito come il rapporto tra l'area sottesa alla curva di subsidenza ( $\sqrt{2\pi} \cdot i \cdot S_{max}$ ) ed il volume teorico di scavo della galleria.

Al fine di considerare anche una condizione pessimistica in cui la sezione non risulti efficace nel contrasto delle deformazioni del cavo, nella valutazione delle interferenze con gli edifici si è considerato anche un valore di upper bound del volume loss, pari a 0.5% in quei tratti in cui la galleria corre all'interno dell'ammasso roccioso, pari all'1.5% dove invece la sezione di scavo interessa formazioni sciolte. Tali valori rappresentano i valori massimi suggeriti in letteratura per scavo tradizionale in contesti analoghi.

### 10.4.2. Sezione a pk 1+210

La sezione esaminata prevede una copertura sulla galleria di 7 m. La stratigrafia media vede la presenza di uno strato di 11 m della formazione sciolta di Cassano Spinola, che quindi interessa anche parte della sezione di scavo, ed al di sotto si rinvergono le Marne di S. Agata, a cui è stato assegnato un GSI pari a 30, ovvero il valore minimo atteso nella tratta in esame.

La sezione tipo prevista nel modello è la B2V.

La seguente Figura 10-1 illustra la geometria del modello fem, la distribuzione dei cedimenti a fine detensionamento ed infine la curva di subsidenza derivata dall'analisi agli elementi finiti, che è alla base della taratura della curva a

gaussiana di Peck. Il grafico riporta inoltre l'andamento degli spostamenti orizzontali correlati alle subsidenze e delle corrispondenti deformazioni.

La taratura della gaussiana di Peck con la curva derivata dall'analisi fem è stata possibile imponendo un coefficiente  $k$  pari a 0.5 ed un volume loss pari a 0.8%.

I risultati in termini di cedimenti, spostamenti orizzontali e deformazioni nel caso in cui il volume loss raggiunga un valore di 1.5% sono illustrati nel grafico di Figura 10-2.

La strada sotto cui passa la galleria corre con direzione pressoché ortogonale all'asse di tracciamento: questo significa che la strada sperimenterà lungo il suo sviluppo i cedimenti di subsidenza calcolati, con un valore massimo in asse alla galleria, che va via via riducendosi al crescere della distanza reciproca.

Come possibile vedere dalle analisi fatte, i cedimenti massimi attesi secondo l'analisi fem sono inferiori ai 10 cm, e possono raggiungere i 16 cm nel caso di upper bound in cui il volume loss raggiunga l'1.5%. Nel caso dell'analisi fem, ovvero nel caso in cui lo scavo venga opportunamente sostenuto, i cedimenti attesi si possono ritenere compatibili con l'integrità della sede strade, che al termine dei lavori verranno gestiti mediante riasfaltatura della strada. Va sottolineato che l'analisi fem prevede una modellazione della coronella di infilaggi con parametri e spessori cautelativi rispetto al risultato che le iniezioni a valvola potranno avere nel materiale sciolto della formazione di Cassano Spinola. Si ricorda inoltre che la caratterizzazione assegnata a questa stessa formazione in prossimità dell'imbocco Ovest, come meglio discusso nella Relazione Geologica, risulta molto cautelativa, in quanto calibrata sulla base di back-analysis realizzate con riferimento a instabilità corticali presenti nella zona di imbocco.

L'analisi eseguita con volume loss di upper bound pari a 1.5% ben evidenzia l'importanza di una esecuzione a regola d'arte della coronella di infilaggi iniettati e dei consolidamenti VTR al fronte di scavo, al fine di irrigidire adeguatamente il nucleo di avanzamento e consentire così di limitare con buona efficacia le perdite di volume in superficie.

#### 10.4.3. Sezione a pk 1+310

La sezione esaminata prevede una copertura sulla galleria di 18 m, di cui i primi 8 m ascrivibili alla formazione sciolta del Cassano Spinola, al di sotto si rinviene la formazione delle Marne di S. Agata, a cui è stato assegnato un GSI pari a 30, ovvero il valore minimo atteso nella tratta in esame.

La sezione tipo prevista nel modello è cautelativamente quella della piazzola.

La seguente Figura 10-3 illustra la geometria del modello fem, la distribuzione dei cedimenti a fine detensionamento ed infine la curva di subsidenza derivata dall'analisi agli elementi finiti, che è alla base della taratura della curva a gaussiana di Peck. Il grafico riporta inoltre l'andamento degli spostamenti orizzontali correlati alle subsidenze e delle corrispondenti deformazioni.

La taratura della gaussiana di Peck con la curva derivata dall'analisi fem è stata possibile imponendo un coefficiente  $k$  pari a 0.55 ed un volume loss pari a 0.21%.

I risultati in termini di cedimenti, spostamenti orizzontali e deformazioni nel caso in cui il volume loss raggiunga un valore di 0.5% sono illustrati nel grafico di Figura 10-4.

La posizione degli edifici rispetto alla gaussiana di subsidenza consente di escludere qualsiasi interferenza dello scavo con l'edificio A, che ricade all'esterno dei limiti del bacino ( $\pm 2.5i$ ), mentre parte degli edifici B e C cadono entro la zona di hogging.

L'edificio B si colloca a distanza compresa tra 18 e 38 m dall'asse galleria, il C tra 18 e 47 m. Con riferimento all'estensione del bacino, i due edifici sono del tutto analoghi in quanto un estremo è posto a distanza 18 m dall'asse, il secondo è imposto dall'estensione 2.5i. La valutazione della categoria di danno per i due edifici è stata fatta nell'ipotesi che si tratti di edifici in muratura, sulla base delle informazioni disponibili. Se ne ricava una categoria di danno atteso pari a 0 (danno trascurabile) per entrambi gli edifici con riferimento al volume loss derivato dall'analisi fem, che diventa 1 (danno estetico molto lieve) se si considera un volume loss pari a 0.5%, Figura 10-5.

#### 10.4.4. Sezione a pk 2+390

La sezione esaminata prevede una copertura sulla galleria di 33 m, di cui i primi 29 m ascrivibili alla formazione delle Marne di S. Agata (GSI cautelativamente posti apri a 15), al di sotto sono presenti le Arenarie di Lequio con un GSI pari a 35, inferiore al valore minimo atteso nella tratta in esame.

La sezione tipo prevista nel modello è la B0.

La seguente Figura 10-6 illustra la geometria del modello fem, la distribuzione dei cedimenti a fine detensionamento ed infine la curva di subsidenza derivata dall'analisi agli elementi finiti, che è alla base della taratura della curva a gaussiana di Peck. Il grafico riporta inoltre l'andamento degli spostamenti orizzontali correlati alle subsidenze e delle corrispondenti deformazioni.

La taratura della gaussiana di Peck con la curva derivata dall'analisi fem è stata possibile imponendo un coefficiente  $k$  pari a 0.48 ed un volume loss pari a 0.25%.

I risultati in termini di cedimenti, spostamenti orizzontali e deformazioni nel caso in cui il volume loss raggiunga un valore di 0.5% sono illustrati nel grafico di Figura 10-7.

La posizione degli edifici rispetto alla gaussiana di subsidenza consente di escludere qualsiasi interferenza dello scavo con l'edificio D, che ricade interamente all'esterno dei limiti del bacino ( $\pm 2.5i$ ). Questo risultato è valido per qualsiasi valore del volume loss, essendo dipendente unicamente dal flesso  $i$ , il cui valore è a sua volta influenzato dalle sole caratteristiche del terreno entro cui avviene lo scavo ed è quindi costante pur al variare del  $V_L$ .

#### 10.4.5. Sezione a pk 2+450

La sezione esaminata prevede una copertura sulla galleria di 14 m, di cui i primi 6 m ascrivibili alla porzione alterata delle Marne di S. Agata (GSI cautelativamente posti apri a 15), al di sotto le Marne presentano un GSI pari a 30, valore minimo atteso nella tratta in esame.

La sezione tipo prevista nel modello è la B0.

La seguente Figura 10-8 illustra la geometria del modello fem, la distribuzione dei cedimenti a fine detensionamento ed infine la curva di subsidenza derivata dall'analisi agli elementi finiti, che è alla base della taratura della curva a gaussiana di Peck. Il grafico riporta inoltre l'andamento degli spostamenti orizzontali correlati alle subsidenze e delle corrispondenti deformazioni.

La taratura della gaussiana di Peck con la curva derivata dall'analisi fem è stata possibile imponendo un coefficiente  $k$  pari a 0.45 ed un volume loss pari a 0.12%.

I risultati in termini di cedimenti, spostamenti orizzontali e deformazioni nel caso in cui il volume loss raggiunga un valore di 0.5% sono illustrati nel grafico di Figura 10-9.

La posizione degli edifici rispetto alla gaussiana di subsidenza consente di escludere qualsiasi interferenza dello scavo con gli edifici E ed F, che ricadono entrambi all'esterno dei limiti del bacino ( $\pm 2.5i$ ). Questo risultato è valido per qualsiasi valore del volume loss, essendo dipendente unicamente dal flesso  $i$ , il cui valore è a sua volta influenzato dalle sole caratteristiche del terreno entro cui avviene lo scavo ed è quindi costante pur al variare del  $V_L$ .

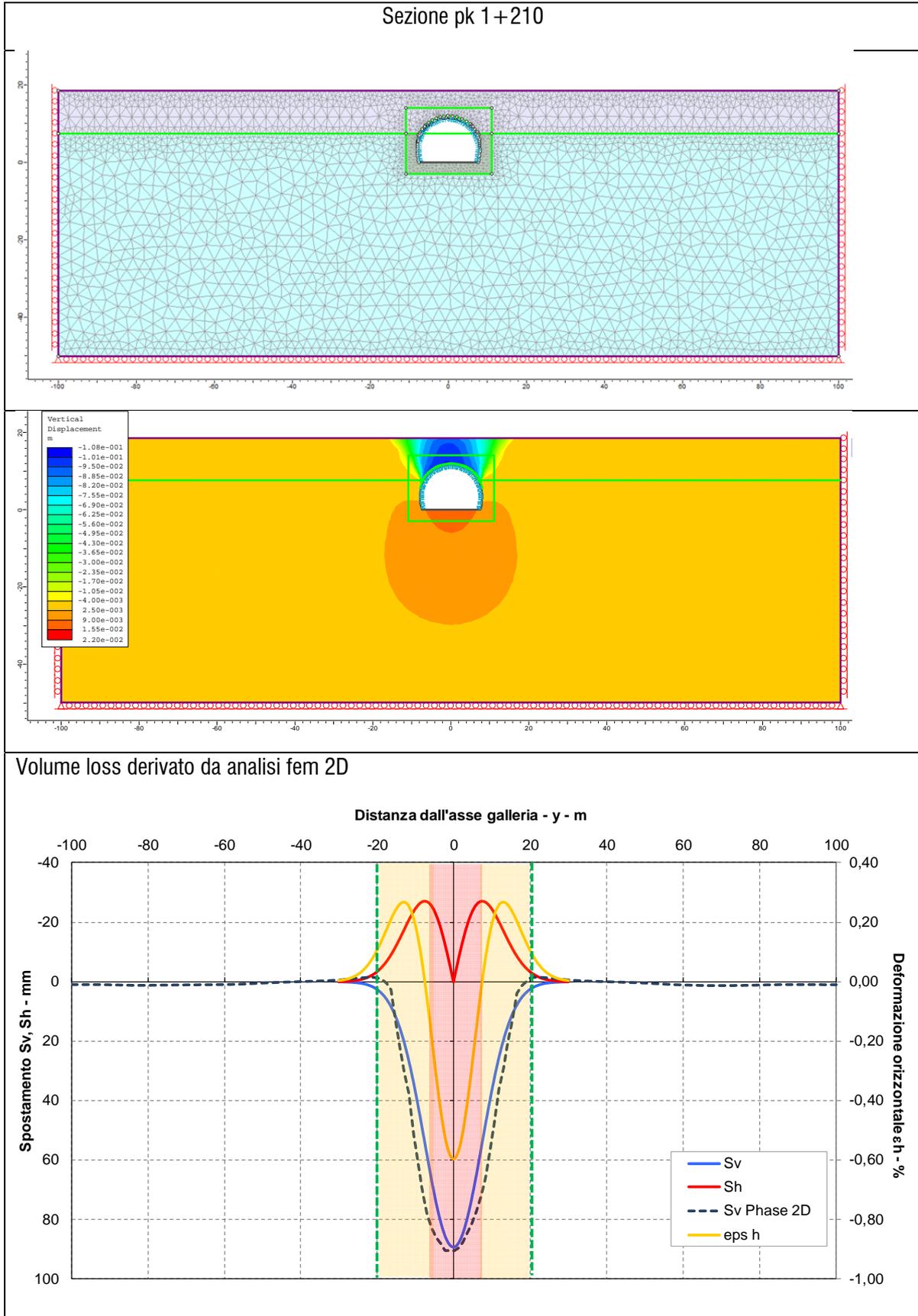


Figura 10-1 – Sezione pk 1+210 – Valutazione del bacino di subsidenza atteso da analisi fem

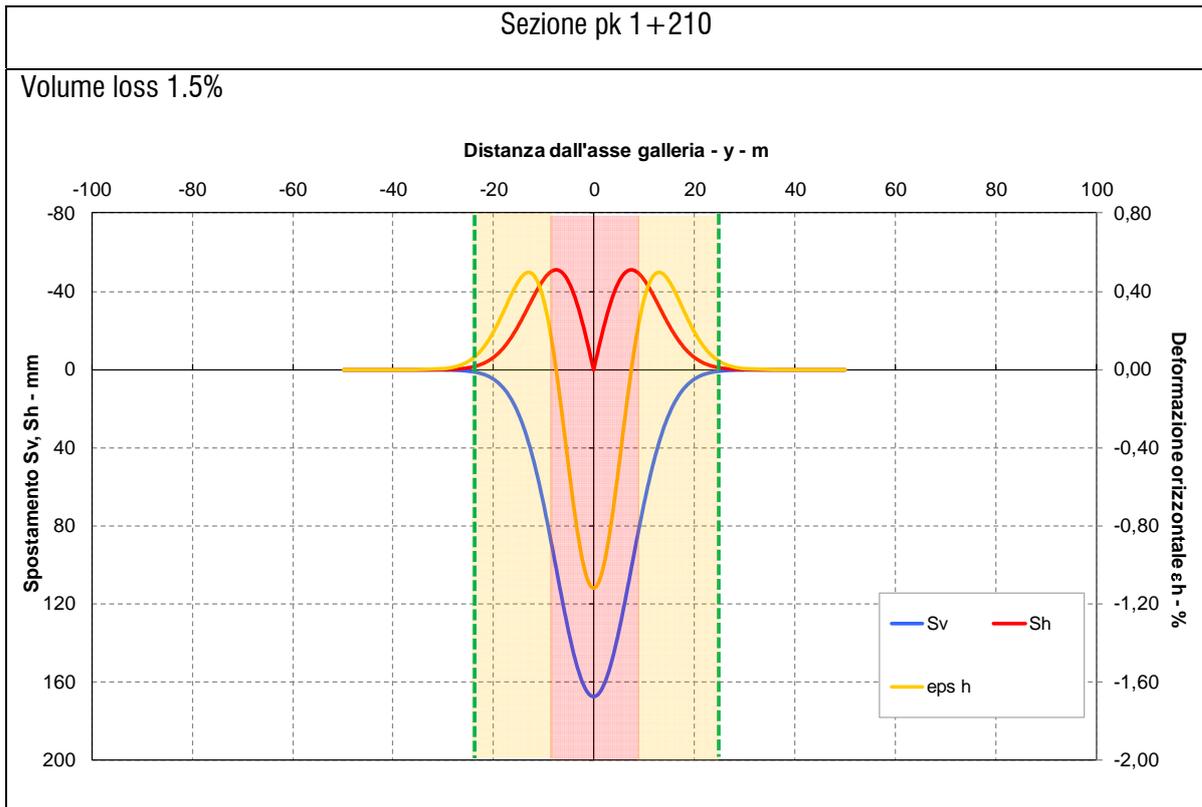


Figura 10-2 – Sezione pk 1+210 – Valutazione del bacino di subsidenza atteso imponendo  $V_L$  pari a 1.5%

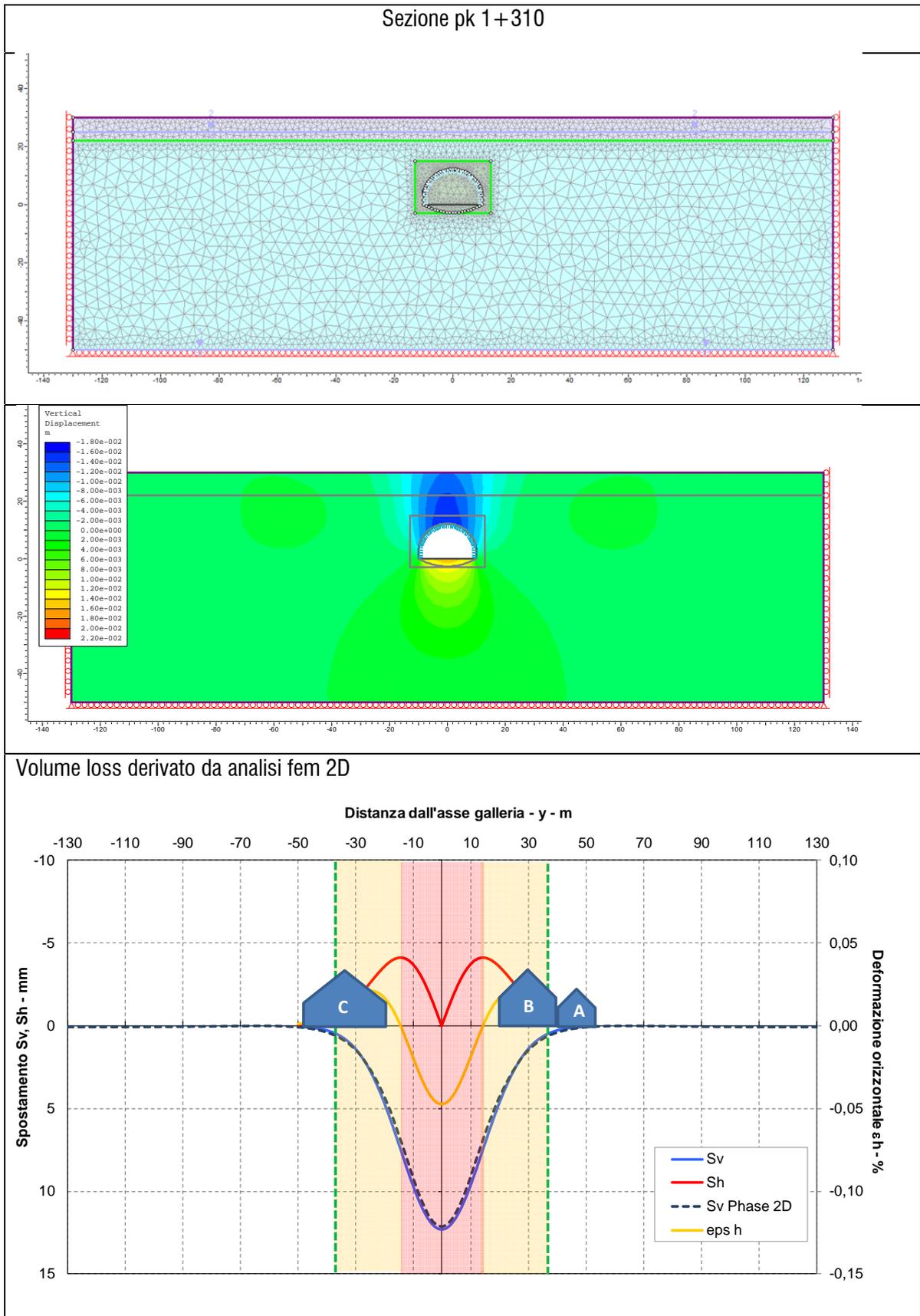


Figura 10-3 – Sezione pk 1+310 – Valutazione del bacino di subsidenza atteso da analisi fem

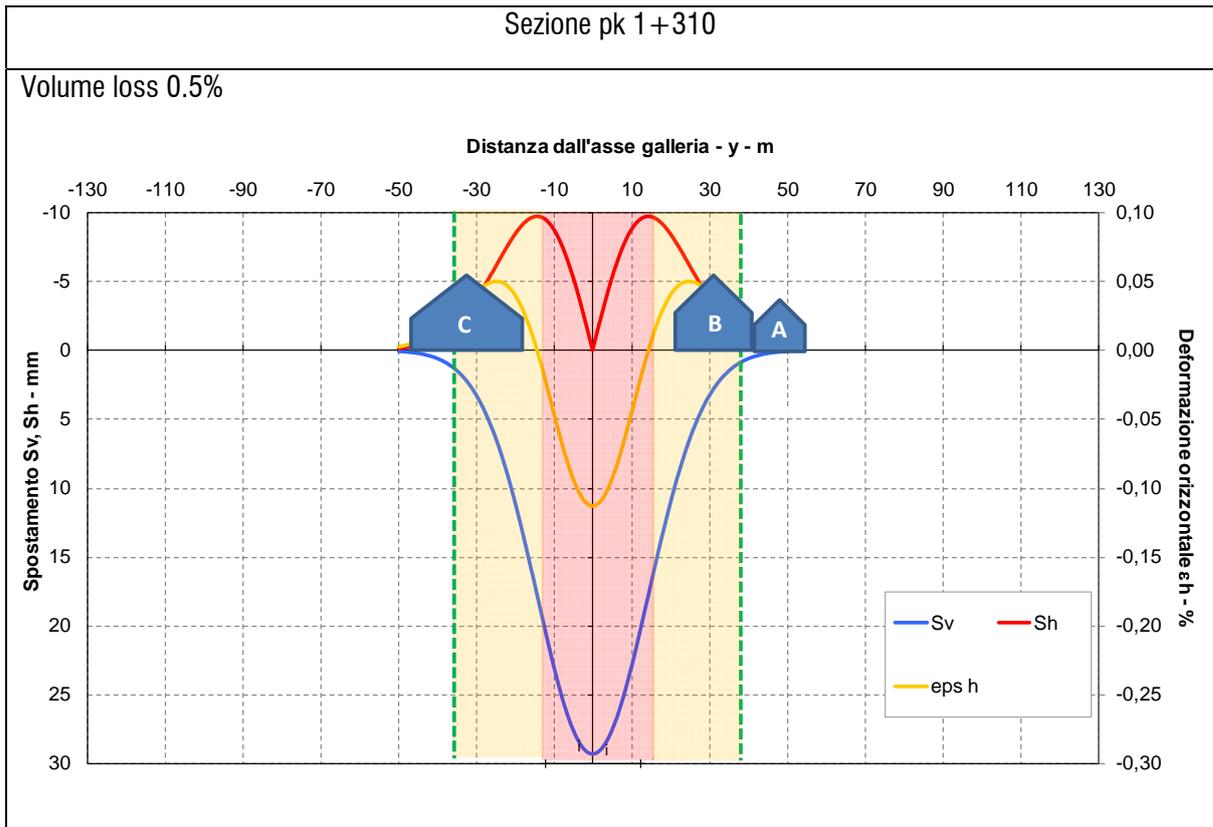


Figura 10-4 – Sezione pk 1+310 – Valutazione del bacino di subsidenza atteso imponendo  $V_L$  pari a 0.5%

Sezione pk 1 + 310		Sezione pk 1 + 310	
$V_L$ da analisi fem		$V_L = 0.5\%$	
<b>Parte dell'edificio in hogging dx</b>		<b>Parte dell'edificio in hogging dx</b>	
<b>Rankin 1988</b>		<b>Rankin 1988</b>	
Sv max edificio - mm	5,57	Sv max edificio - mm	13,27
Sv limite - mm	10	Sv limite - mm	10
Valutazione preliminare	Danno trascurabile	Valutazione preliminare	Passare a approccio successivo
<b>Mair, Taylor, Burland 1996</b>		<b>Mair, Taylor, Burland 1996</b>	
E/G edificio (2.6 masonry, 12.5 strutture c.a.)	2,6	E/G edificio (2.6 masonry, 12.5 strutture c.a.)	2,6
Relative deflection - mm	0,9480	Relative deflection - mm	2,2570
Deflection ratio, D/B - %	0,005	Deflection ratio, D/B - %	0,013
Beta - %	0,013	Beta - %	0,031
Eps h max - valore assoluto - % - trazione	0,021	Eps h max - valore assoluto - % - trazione	0,050
t - distanza max tra asse neutro e estremo edificio - m	6,0	t - distanza max tra asse neutro e estremo edificio - m	6,0
I - inerzia edificio - m <sup>4</sup>	72,0	I - inerzia edificio - m <sup>4</sup>	72,0
<b>Building strains:</b>		<b>Building strains:</b>	
Eps bending - Eps b - %	0,0078	Eps bending - Eps b - %	0,0185
Eps diagonal - Eps d - %	0,0034	Eps diagonal - Eps d - %	0,0081
<b>Ground strains:</b>		<b>Ground strains:</b>	
Average horizontal strain - %	0,0175	Average horizontal strain - %	0,0418
Segno della deformazione	trazione	Segno della deformazione	trazione
<b>Combined building-ground strains:</b>		<b>Combined building-ground strains:</b>	
Combined tensile strain - bending - Eps bt - %	0,0253	Combined tensile strain - bending - Eps bt - %	0,0603
Combined tensile strain - diagonal - Eps dt - %	0,0180	Combined tensile strain - diagonal - Eps dt - %	0,0430
Max eps bt - eps dt = Maximum tensile strain - %	0,025	Max eps bt - eps dt = Maximum tensile strain - %	0,060
<b>Category of damage</b>		<b>Category of damage</b>	
Burland 1977	0	Burland 1977	1

Figura 10-5 – Sezione pk 1 + 310 – Valutazione della categoria di danno per gli edifici B e C

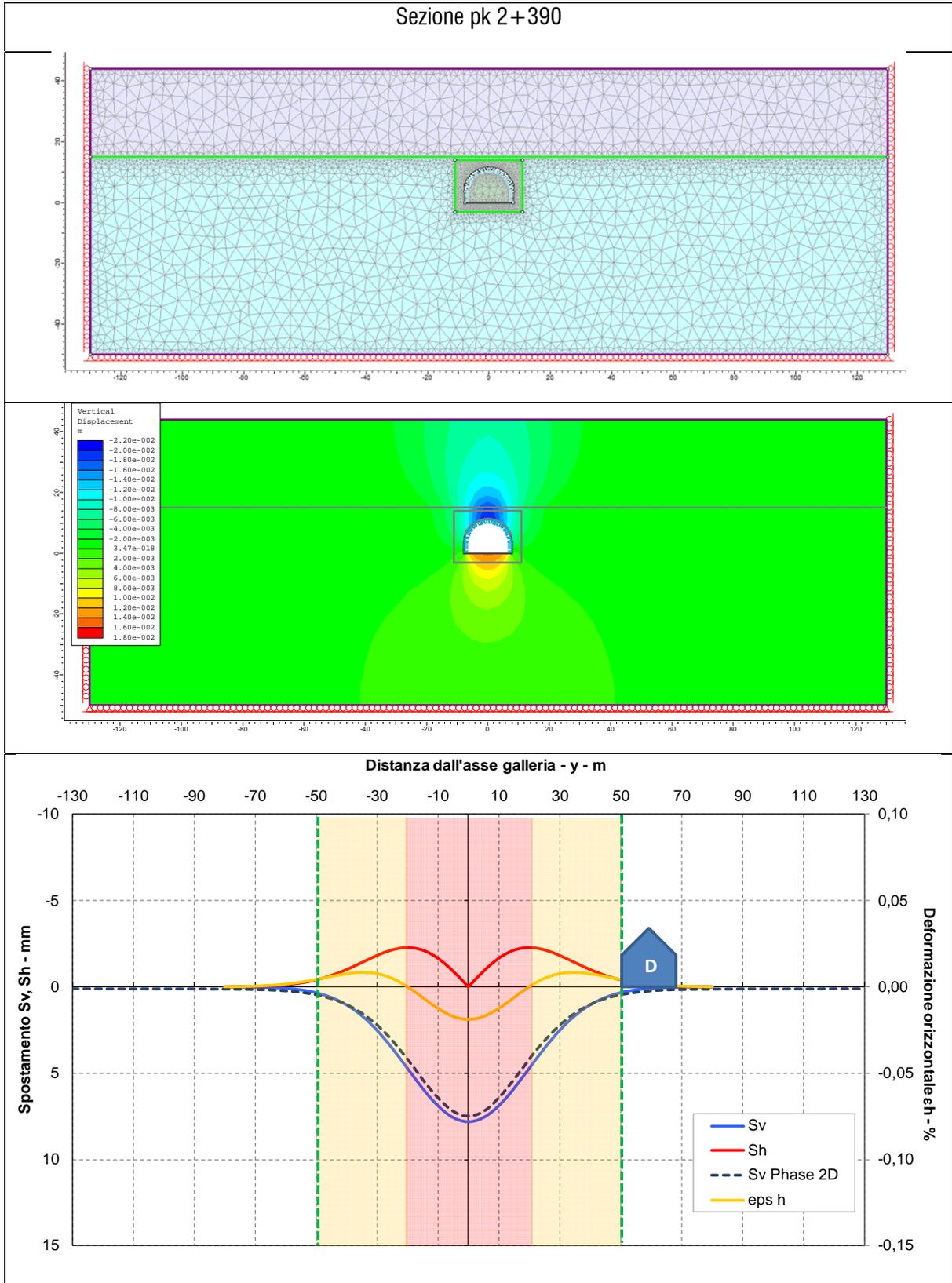


Figura 10-6 – Sezione pk 2+390 – Valutazione del bacino di subsidenza atteso da analisi fem

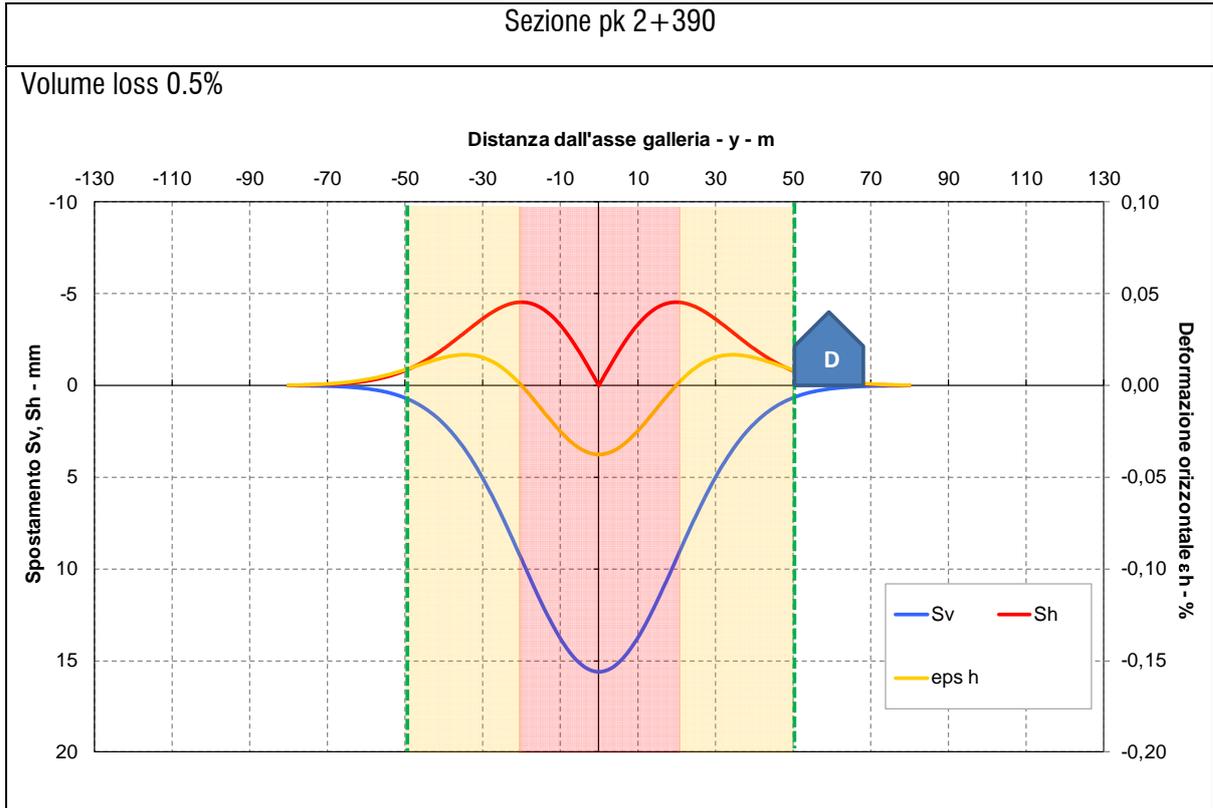


Figura 10-7 – Sezione pk 2+390 – Valutazione del bacino di subsidenza atteso imponendo  $V_L$  pari a 0.5%

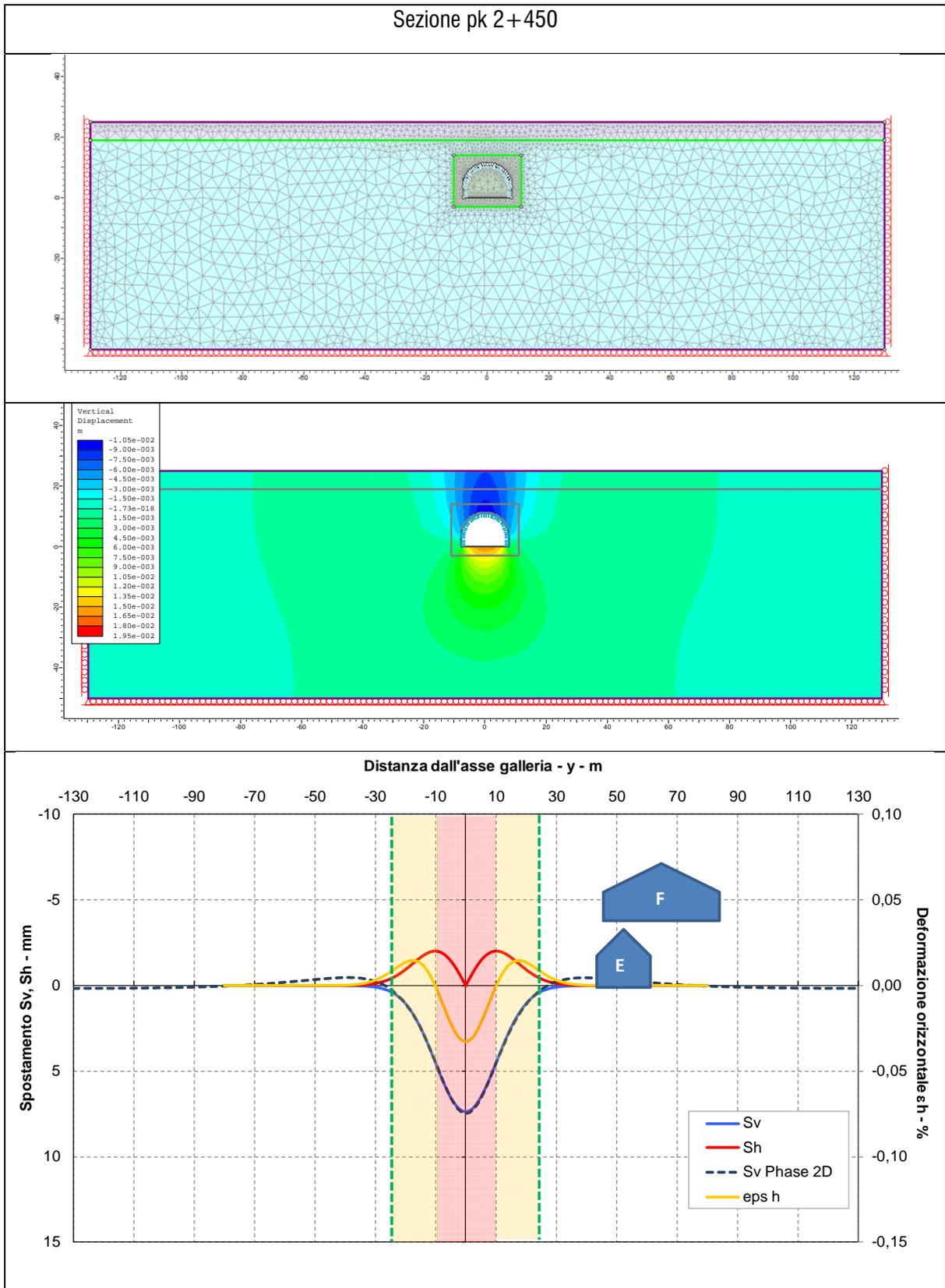


Figura 10-8 – Sezione pk 2+450 – Valutazione del bacino di subsidenza atteso da analisi fem

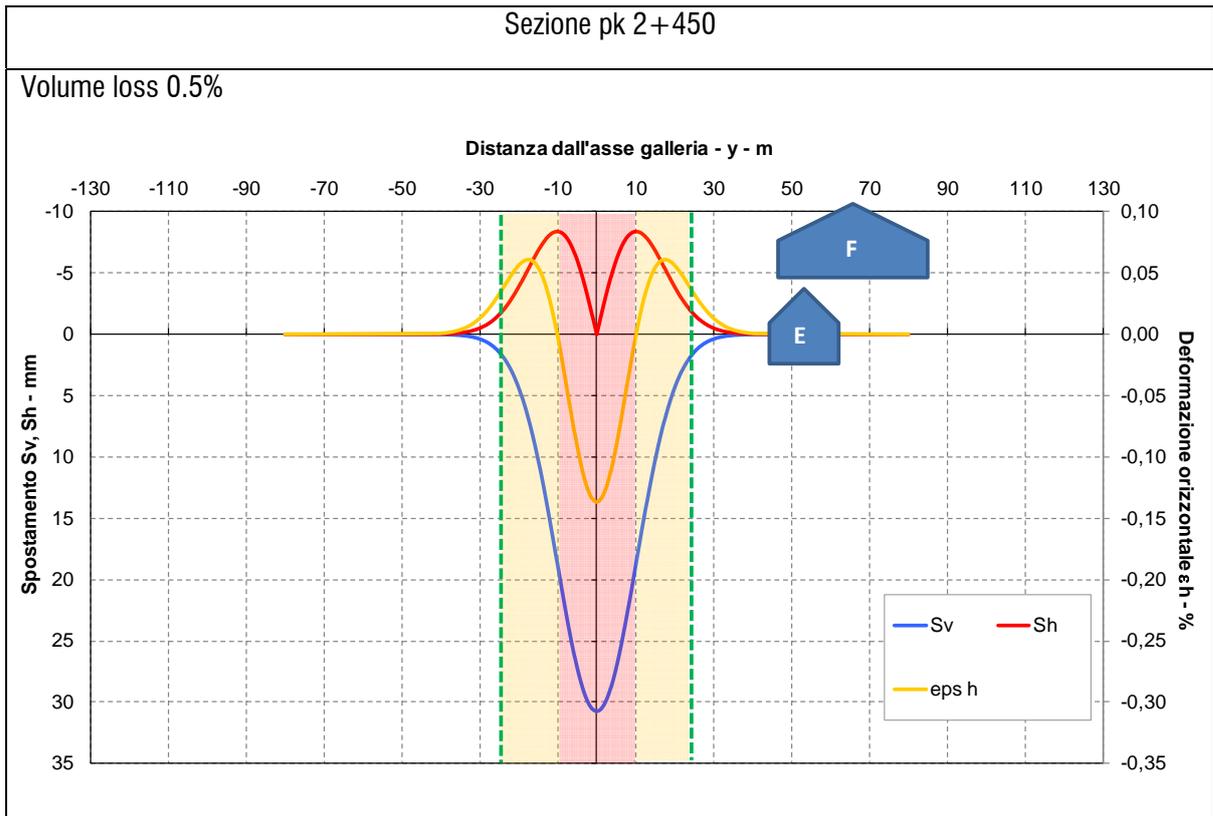


Figura 10-9 – Sezione pk 2+450 – Valutazione del bacino di subsidenza atteso imponendo  $V_L$  pari a 0.5%

## 11. MONITORAGGIO IN CORSO D'OPERA

Si presenta nel seguito il programma di monitoraggio previsto per il controllo tenso-deformativo in corso d'opera dell'ammasso interessato dagli scavi.

Lo scopo delle misure in corso d'opera è essenzialmente il controllo del comportamento delle strutture di rivestimento nei confronti delle condizioni geomeccaniche effettivamente incontrate in galleria, consentendo la taratura delle tecnologie esecutive e l'affinamento delle soluzioni progettuali adottate. Più in particolare con le misure in corso d'opera si cercano le seguenti risposte:

- il controllo della sicurezza;
- la determinazione e verifica delle proprietà dei materiali;
- la verifica della validità delle scelte progettuali con riferimento al metodo costruttivo, e l'adeguamento della tempistica delle operazioni in cantiere condotta sulla base delle misure in sito;
- il confronto delle previsioni teoriche con il comportamento geomeccanico reale.

Per quanto concerne la galleria di progetto, il programma di monitoraggio previsto si articola in:

- rilievo sistematico delle fasi esecutive e delle cadenze di avanzamento;
- stazioni sistematiche di misura delle convergenze;
- rilievo geologico dei fronti di scavo;
- stazioni di controllo, che prevedono la misura dello stato tensionale nei rivestimenti e dello stato deformativo dell'ammasso al contorno del cavo.

Per la descrizione dettagliata delle caratteristiche delle strumentazioni e le indicazioni sulla posa in opera si rimanda allo specifico elaborato grafico.

L'insieme dei dati forniti dalla campagna di monitoraggio concorrerà alla determinazione delle informazioni necessarie per la gestione dell'avanzamento e la scelta delle sezioni tipo, consentendo la taratura delle tecnologie esecutive e l'affinamento delle soluzioni progettuali adottate. Inoltre, i calcoli realizzati in corrispondenza delle sezioni rappresentative della galleria, permetteranno di realizzare confronti in termini di spostamenti e/o sollecitazioni sui sostegni, tra i risultati attesi e definiti mediante calcoli numerici, e l'effettiva situazione in sito.

Per condurre questo lavoro, che rappresenta una vera e propria appendice della progettazione, è necessario disporre lungo il tracciato della galleria di un congruo numero di sezioni strumentate, dove poter raccogliere i dati sul comportamento del sistema statico costituito dai rivestimenti e dall'ammasso roccioso prospiciente la cavità.

I dati così raccolti permetteranno sia il controllo diretto degli effetti dell'avanzamento della galleria verificando che i valori di tensione e deformazione instauratisi siano compatibili con gli interventi adottati, sia l'estrapolazione degli stessi, in particolare quelli provenienti dai primi avanzamenti, anche per le tratte di galleria ancora da scavare. Ciò consente quindi, qualora ce ne sia bisogno, di affinare il progetto delle tratte successive dal momento che il monitoraggio rappresenta l'esito di "una prova a vera grandezza dello scavo della galleria".

Per fare sì che i dati provenienti dai controlli in corso d'opera siano da considerarsi attendibili e comunque facilmente controllabili, è necessario che:

- le strumentazioni impiegate siano affidabili
- le strumentazioni impiegate siano poste in opera correttamente
- l'installazione degli strumenti sia documentata accuratamente
- le sezioni strumentate siano poste in opera in numero congruo
- le sezioni strumentate siano accuratamente documentate da un punto di vista geologico-geomeccanico
- le letture siano condotte secondo un programma preciso
- i dati raccolti siano presentati in modo organico e facilmente interpretabile.

Per il conseguimento di questi obiettivi, vengono fornite di seguito le principali indicazioni per la realizzazione delle previste sezioni strumentate.

### 11.1. STAZIONI DI CONVERGENZA

La lettura della convergenza del profilo di scavo permette di avere un riscontro immediato del comportamento delle opere di stabilizzazione.

La misura della convergenza della cavità è un semplice metodo di controllo dell'evolversi dello stato tenso-deformativo a tergo delle opere di stabilizzazione, che consente in modo molto pratico di comprendere rapidamente se l'ammasso scavato si stia portando verso una condizione di equilibrio stabile o meno.

Affinché sia possibile una buona interpretazione dei fenomeni che stanno avvenendo nell'ammasso a seguito dello scavo è necessario che le letture siano effettuate secondo un adeguato programma che consenta di seguire idoneamente il loro evolversi nel tempo.

La stazione di convergenza è illustrata sul relativo elaborato di progetto. La sezione di galleria sarà provvista di 5 chiodi di convergenza. Il chiodo dovrà leggere le tre componenti di spostamento, le due nel piano della sezione x e y, quella normale z diretta verso il fronte di avanzamento. Le due componenti x e y verranno utilizzate per valutare lo spostamento complessivo radiale secondo i diametri equivalenti indicati sul disegno (= convergenza). La precisione della lettura deve essere 0.1 mm.

La frequenza delle letture deve essere la seguente:

- lettura di zero, subito dopo l'installazione;
- durante l'avanzamento del fronte e fino al raggiungimento di una distanza pari ad almeno 3 diametri, una lettura al giorno;
- per distanze comprese tra 3 e 6 diametri dal fronte, le barrette verranno lette ogni 3 giorni;
- a fronte fermo, per periodi prolungati superiori ai 3 giorni, le barrette, tutte, dovranno essere lette con frequenza giornaliera.

A corredo di ciascuna lettura dovrà essere sempre indicata la posizione del fronte.

Al fine di poter contare su un'affidabile descrizione del comportamento deformativo del cavo, è importante che le mire vengano installate a ridosso del fronte, prima di iniziare la fase di avanzamento. Esse devono misurare lo spostamento radiale tra roccia e rivestimento. Il chiodo, quindi, deve essere alla testa di una barretta che verrà infissa nella roccia per circa 10 cm e lunga abbastanza per continuare le misure attraverso il rivestimento.

La posizione di installazione delle stazioni di convergenza è indicata nel profilo geomeccanico della galleria in progetto.

## 11.2. STAZIONI DI CONTROLLO

Per completare il quadro conoscitivo dello stato tenso-deformativo che lo scavo della galleria induce nell'ammasso, è necessario che le misure di deformazione, eseguite mediante le misure di convergenza, siano integrate con la misura della pressione che si instaura a tergo dei rivestimenti medesimi e con la misura dello stato deformativo in profondità nell'ammasso.

Il controllo incrociato tra le diverse misurazioni così disponibili permetterà innanzitutto di individuare le misure affette da errori, che potranno essere quindi scartate, e soprattutto di disporre di un numero maggiore di informazioni puntuali sul comportamento della sezione indagata.

Verranno messe in opera celle di pressione, di carico, barrette estensimetriche nei rivestimenti definitivi ed estensimetri multibase nell'ammasso roccioso circostante, nelle posizioni indicate sul profilo geomeccanico.

Le letture delle tre strumentazioni dovranno essere eseguite assieme, avendo cura di associare alla lettura la posizione del fronte rispetto alla sezione di lettura.

Verrà fatta una lettura giornaliera durante la fase di avanzamento del fronte. Successivamente le letture potranno essere eseguite con frequenza di una ogni 2 giorni fino ad una distanza dal fronte di 3 diametri. Poi si eseguirà una lettura ogni mese fino al completamento dei lavori.

### CELLE DI PRESSIONE

Verranno installate tra l'ammasso roccioso e le centine. Le sezioni di scavo della galleria verranno strumentate con 3 celle di pressione nelle posizioni indicate sul disegno. Le celle dovranno essere poste in opera subito dopo l'installazione della centina e prima dell'applicazione dello spritz-beton.

### CELLE DI CARICO

Verranno posizionate sotto il piede della centina, nelle medesime sezioni di galleria dove si posizioneranno le celle di pressione. Esse verranno lette con lo stesso calendario di lettura delle celle di pressione e per ciascuna lettura bisognerà sempre indicare la posizione del fronte rispetto alla sezione di lettura.

### BARRETTE ESTENSIMETRICHE NEI RIVESTIMENTI DEFINITIVI

Le barrette estensimetriche vengono utilizzate per misurare lo stato tensionale agente nel rivestimento di seconda fase. La barretta può lavorare indifferentemente sia a trazione che a compressione, e viene annegata nel getto di

calcestruzzo nelle posizioni indicate sull'elaborato grafico di riferimento. Esse verranno lette con lo stesso calendario di lettura delle celle di pressione e di carico e per ciascuna lettura bisognerà sempre indicare la posizione del fronte rispetto alla sezione di lettura.

#### ESTENSIMETRO MULTIBASE

La misura delle deformazioni profonde che avvengono attorno al profilo di scavo in avanzamento, può essere indagata misurando lo spostamento di una base di misura solidarizzata al terreno ad una certa profondità e libera di scorrere fino al punto di misura rappresentato dal profilo di scavo.

Quando il punto di ancoraggio oppure il profilo di scavo tenderà a muoversi, con questo sistema sarà possibile misurare lo spostamento relativo tra il punto di ancoraggio ed il punto di misura. Noto lo spostamento assoluto della testa dello strumento ottenibile mediante battitura topografica della testa dello strumento stesso, sarà possibile ricavare lo spostamento del punto di ancoraggio.

Al fine di conoscere tale risposta deformativa a distanza dal contorno di scavo, si prevede di installare in corrispondenza delle stazioni di controllo un estensimetro multibase. L'estensimetro potrà essere installato lungo la calotta, sul lato destro o sinistro in modo indifferente dal momento che ci si attende un comportamento isotropo dell'ammasso.

Le strumentazioni estensimetriche dovranno essere montate immediatamente a ridosso del fronte di scavo, non appena messo in opera lo spessore di spritz-beton di progetto, eseguendo la perforazione radiale  $\phi 127\text{mm}$ , l'inserimento delle basi di misura pre-assemblate, la cementazione, il montaggio della testa dello strumento e dei trasduttori di spostamento.

### 11.3. RILIEVO GEOLOGICO DEL FRONTE DI SCAVO

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

Nei rilievi devono essere descritte in dettaglio le caratteristiche litologiche stratigrafiche e strutturali dell'ammasso, con indicazione della litologia e delle caratteristiche geotecniche, del grado di compattezza/consistenza, della granulometria, dello stato di alterazione, delle caratteristiche strutturali e idrogeologiche, nonché osservazioni sul comportamento del cavo e dei rivestimenti già in opera.

Durante i rilievi, si potranno prelevare campioni per prove di laboratorio (prove di classificazione, di compressione, triassiali, di estrusione ...) ed eventualmente eseguire prove in situ (pressiometriche, dilatometriche, scissometriche...).

La frequenza dei rilievi è indicata sul profilo geomeccanico della galleria naturale.