

S.F.T.R.F. S.A.
Société Française du Tunnel du Fréjus
S.I.T.A.F. S.p.A.
Società Italiana Traforo Autostradale Fréjus

TRAFORO AUTOSTRADALE DEL FREJUS GALLERIA DI SICUREZZA TUNNEL ROUTIER DU FREJUS GALERIE DE SECURITE

Progetto Definitivo 2006

Projet 2006

Relazione geotecnica e dimensionamento

Rapport géotechnique et dimensionnement

 **LOMBARDI SA**
INGEGNERI CONSULENTI



INDICE

	pagina
1. INTRODUZIONE	1
2. DOCUMENTAZIONE DI BASE	2
2.1 Normativa di riferimento	3
3. GEOMETRIE	4
4. CENNI STORICI	4
5. GEOLOGIE ATTRAVERSATE	6
5.1 Serie litologica	6
5.2 Comportamento delle tipologie di roccia	7
5.2.1 Sostegno delle pareti e del fronte	7
5.2.2 Avanzamenti	9
5.2.3 Considerazioni geologiche e comportamento del cavo	10
5.2.4 Andamento delle convergenze lungo il cavo	13
5.2.5 Venute d'acqua	15
5.3 Composizione mineralogica del massiccio	16
5.4 Caratteristiche geotecniche	16
6. SCELTA DELL'INTERASSE GALLERIA DI SICUREZZA-TRAFORO	18
6.1 Ridistribuzioni delle tensioni nel massiccio	18
6.2 Vibrazioni indotte da impiego di esplosivo	19
6.3 Controllo delle interferenze sul traforo esistente	21
7. ANALISI CON IL METODO DELLE LINEE CARATTERISTICHE	22
7.1 Back analysis su Tunnel stradale	22
7.2 Sezione corrente Galleria di Sicurezza	24
7.3 Dimensionamento dei rivestimenti	27
7.3.1 Metodo di dimensionamento	27
7.3.2 Calcolo pressioni resistenti	27
7.4 Risultati delle analisi - Scavo Tradizionale	28
7.5 Risultati delle analisi - Scavo TBM	30

7.5.1	Simulazione del fenomeno viscoso nei calcescisti	30
7.6	Scelta della TBM	33
7.6.1	Tecnologia TBM	33
7.6.2	Dimensionamento del sistema anello-vuoto anulare	34
7.6.3	Valutazione spinte su scudo per distacco blocchi	35
7.7	Posizione dei rami di collegamento	38
7.8	Rami ST/PHT e rifugi	39
7.9	Misure di sostegno rami di collegamento	40
8.	ULTERIORI SCENARI DI RISCHIO POTENZIALE	44
8.1	Rilasci gravitativi di materiale	44
8.2	Rockburst	44
8.3	Deformazioni anomale della sezione (stati tensio-deformativi fortemente dissimmetrici)	46
8.4	Roccia spingente	46
8.5	Instabilità localizzata del fronte	46
9.	INFLUENZA DELLO SCAVO DELLA GALLERIA DI SICUREZZA SUL RIVESTIMENTO DELLA GALLERIA STRADALE ESISTENTE	47
9.1	Modellazione	47
9.1.1	Ipotesi e modello di calcolo	47
9.1.2	Modello e geometrie	48
9.2	Parametri di calcolo	48
9.2.1	Fasi di calcolo	49
9.3	Risultati	50
9.4	Conclusioni	51
10.	SCAVO DELLA GALLERIA DI SICUREZZA E DEI RAMI DI COLLEGAMENTO	52
10.1	Inquadramento della problematica da esaminare	52
10.2	Calcoli geotecnici dei rami di collegamento	53
10.2.1	Modello di calcolo	53
10.2.2	Dati geometrici e fisici	55
10.2.3	Stato iniziale	56
10.2.4	Lo stato finale	56

10.3 Conclusioni	57
11. SISTEMA DI DRENAGGIO DELLE ACQUE	58
12. CONCLUSIONI	60
Allegato/Annexe 1 -	Risultati delle indagini in sito e laboratorio Résultats des essais in situ et en laboratoire
Allegato/Annexe 2 -	Analisi con metodo linee caratteristiche Analyses selon la méthode convergence-confinement
Allegato/ Annexe 3 -	Analisi alle differenze finite interazione Tunnel-Galleria Analyse aux différences finies sur l'interaction Tunnel Galerie
Allegato/ Annexe 4 -	Analisi al elementi finiti interazione Tunnel-Galleria-Ramo Analyse aux el. finis sur l'interaction Tunnel-Galerie-Rameaux

TABLE DES MATIERES

	Page
1. INTRODUCTION	62
2. DOCUMENTATION CONSULTEE	62
2.1 Normes de référence	63
3. GEOMETRIE	65
4. HISTORIQUE	65
5. GEOLOGIE	67
5.1 Séries lithologiques	67
5.2 Comportement des typologies de roches	68
5.2.1 Soutènement des parois et du front de taille	68
5.2.2 Avancements	71
5.2.3 Considérations géologiques et de comportement de la cavité	72
5.2.4 Développement des convergences le long de la cavité	75
5.2.5 Venues d'eau	77
5.3 Composition minéralogique du massif	77
5.4 Caractéristiques géotechniques	78
6. CHOIX DE L'ENTRAXE TUNNEL-GALERIE DE SECURITE	79
6.1 Redistributions des tensions dans le massif	80
6.2 Vibrations entraînées par l'utilisation d'explosives	81
6.3 Contrôle des interférences sur le tunnel existant	83
7. ANALYSE SELON LA METHODE DE CONVERGENCE-CONFINEMENT	83
7.1 Back analysis appliqué au tunnel routier	84
7.2 Section courante de la Galerie de Sécurité	86
7.3 Dimensionnement des revêtements	88
7.3.1 Méthode de dimensionnement	88
7.3.2 Calcul des pressions de confinement maximales appliquées	88
7.4 Résultats des calculs - tronçon à l'explosif	89
7.5 Résultats des calculs - Tronçon au tunnelier	91

7.5.1	Simulation du phénomène visqueux dans les calcschistes	91
7.6	Choix du Tunnelier	94
7.6.1	Technologie tunnelier	95
7.6.2	Dimensionnement du système anneau-vidé	95
7.6.3	Définition des pressions sur le bouclier en cas de détachement des blocs	96
7.7	Position des rameaux de liaison	99
7.8	Rameaux ST/PHT et Abris	100
7.9	Mesures de soutènement des rameaux de liaison	101
8.	AUTRES SCENARIOS DE RISQUES POTENTIELS	105
8.1	Chutes des blocs de calotte	105
8.2	Rockburst	105
8.3	Déformation anormale de la section (états de contraintes fortement dissymétriques)	107
8.4	Roche gonflante	107
8.5	Instabilité localisée du front	108
9.	INFLUENCE DU PERCEMENT DE LA GALERIE DE SECURITE SUR LE REVETEMENT DU TUNNEL ROUTIER EXISTANT	108
9.1	Modélisation	109
9.1.1	Hypothèses et modèle de calcul	109
9.1.2	Modèle	109
9.2	Paramètres de calcul	110
9.2.1	Etapas de calcul	110
9.3	Résultats	111
9.4	Conclusions	113
10.	CREUSEMENT DES RAMEAUX DE LIAISON	114
10.1	Encadrement de la problématique à examiner	114
10.2	Calculs géotechniques des rameaux de liaison	114
10.2.1	Modèle de calcul	114
10.2.2	Données géotechniques et physiques	116
10.2.3	L'état initial	117
10.2.4	L'état final	118

10.3 Conclusions	119
11. SYSTEME DE DRAINAGE DES EAUX	120
12. CONCLUSIONS	122
Allegato/Annexe 1 -	Risultati delle indagini in sito e laboratorio Résultats des essais in situ et en laboratoire
Allegato/Annexe 2 -	Analisi con metodo linee caratteristiche Analyses selon la méthode convergence-confinement
Allegato/ Annexe 3 -	Analisi alle differenze finite interazione Tunnel-Galleria Analyse aux différences finies sur l'interaction Tunnel Galerie
Allegato/ Annexe 4 -	Analisi al elementi finiti interazione Tunnel-Galleria-Ramo Analyse aux el. finis sur l'interaction Tunnel-Galerie-Rameaux

1. INTRODUZIONE

Il Traforo autostradale del Fréjus collega il Piemonte (Bardonecchia, Italia) con la Savoia (Modane, Francia), sull'asse Torino-Lione. Esso é caratterizzato da circolazione bi-direzionale su una larghezza carrabile di 9 metri e una lunghezza di 12'867.814 metri.

Allo scopo di incrementare ulteriormente la sicurezza del Traforo, sarà realizzata una galleria di sicurezza, di diametro utile 8.00 m, parallela al traforo ad una distanza di ca. 50 m dal traforo autostradale attuale. Verranno realizzati complessivamente:

- 34 rifugi, in media uno ogni 367 m, nei collegamenti trasversali tra il Traforo e la Galleria di Sicurezza.
- 8 Ulteriori collegamenti trasversali saranno realizzati in corrispondenza degli attuali PHT, in cui saranno alloggiati i nuovi PHT a servizio sia della galleria, sia del traforo.
- 5 collegamenti carrabili all'incirca ogni 2000 m.
- 2 collegamenti trasversali con centrali d'aspirazione e PHT in corrispondenza delle centrali di ventilazione del tunnel, con relativo collegamento sovrappassante il traforo sino al condotto A.V. della centrale attuale a valle dei ventilatori.

Oltre che dal Traforo Autostradale, la zona è attraversata dalla galleria ferroviaria del Frejus, scavata nel corso del XIX secolo.

La geologia lungo il tracciato è dunque conosciuta ed è stata estesamente ed approfonditamente studiata.

Stante l'enorme massa di informazioni disponibili, nel seguito si riportano unicamente le informazioni di carattere geologico-geotecnico che hanno rilevanza per la stima delle caratteristiche dell'opera in esame. Si rimanda alla relazione geologica di tracciato e portali (documento gs96RT18 del progetto preliminare) od alla bibliografia indicata per approfondimenti di dettaglio.

2. DOCUMENTAZIONE DI BASE

- [1.] Beaumont; "Sur les roches qu'on a rencontrées dans le creusement du tunnel des alpes occidentales entre Modane et Bardonnèche" 1871
- [2.] L. Peretti; "Geognosia schematica della regione alpina interessata dal Traforo Autostradale del Fréjus e suoi risvolti geoapplicativi", Bollettino della Associazione Mineraria Subalpina anno XIV, num. 1, Marzo 1977.
- [3.] R. Amat-Chantoux; "Note et Compte rendu de visites au Tunnel autoroutier di Frejus Modane Savoie", 1978
- [4.] MUSI.NET; Progetto preliminare galleria di sicurezza; Relazione geotecnica geomeccanica del tracciato della galleria di sicurezza, gs96RT19
- [5.] Sondages carottés exécutés dans le tunnel ferroviaire 1.12.66; Etude des caractéristiques des échantillons en provenance du Tunnel du Frejus, 3.6.67
- [6.] Soc. de recherches géophysiques; "étude géotechnique du tunnel et la galerie de reconnaissance" Mai 1975
- [7.] Simecsol; "Rapport sur les essais de laboratoire d'échantillons en provenance du Tunnel du Fréjus" 21.05.75
- [8.] Politecnico di Torino "Tunnel del Frejus Misure di meccanica delle rocce e di geofisica effettuate nella galleria di riconoscimento lato I", 05.08.1966
- [9.] COGEFAR - Rapporto sugli studi effettuati nei primi 2000 m di avanzamento 03.1977
- [10.] MUSI.NET Progetto preliminare galleria di sicurezza "Indagini geotecniche in situ", gs96RT20
- [11.] Sulem, J; "Comportement Différé des Galeries Profondes" Thèse pour l'obtention du titre de Docteur de Recherche, ENPC 29.11.1983.
- [12.] Lombardi SA "Dossier d'avan-projet détaillé de la galerie de sécurité" 12.7.04
- [13.] SITAF-SFTRF "studio sulla distanza minima tra galleria autostradale e ferroviaria" Prof. G. Ratti, 1968
- [14.] CTF Consorzio Traforo del Fréjus: "Traforo autostradale del Fréjus" Marzo 1982

Oltre a documenti d'archivio sulla costruzione del Traforo Autostradale messi a disposizione dalle Società Concessionarie.

2.1 Normativa di riferimento

Il dimensionamento, le verifiche geotecniche e strutturali delle opere in progetto e la redazione della presente relazione sono stati condotti nel rispetto della normativa in vigore, in particolare:

- 1 Legge 05.11.1971, n.1086: "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica" e relative istruzioni (Circ. Min. LL.PP. 14.02.1974, n. 11951);
- 2 D.M. 14.02.1992: "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche";
- 3 D.M. 09.01.1996: "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche" e relative istruzioni (Circ. Min. LL.PP. 15.10.1996, n. 252 AA.GG./STC);
- 4 D.M. 16.01.1996: "Norme tecniche relative ai «Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi»" e relative istruzioni (Circ. Min. LL.PP. 04.07.1996, n. 156 AA.GG./STC);
- 5 D.M. 11.03.1988: "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" e relative istruzioni (Circ. Min. LL.PP. 24.09.1988, n. 30483);
- 6 Raccomandazioni A.I.C.A.P. "Ancoraggi nei terreni e nelle rocce", Maggio 1993;
- 7 Eurocodice 0: EN 1990 "Eurocode - Basis of structural design" (April 2002);
- 8 Eurocodice 1: EN 1991-1-1:2002 - "Eurocode1 - Actions on structures - Part 1-1: General actions - Densities, self-weight, imposed loads for buildings" (April 2002);
- 9 Eurocodice 2: prEN 1992-1-1:2003 - "Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings" (December 2003);
- 10 Eurocodice 2: UNI ENV 1992-1-5:1995 - "Eurocodice 2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo. Parte 1-5: Regole generali. Strutture con cavi non aderenti e cavi di precompressione esterna." (Dicembre 1995);
- 11 Eurocodice 7: prEN 1997-1 "Eurocode 7 - Geotechnical design - Part 1: General rules" (January 2004);

3. GEOMETRIE

La galleria di sicurezza sarà lunga 12875 m circa, di diametro minimo di scavo minimo 9.00 m e diametro interno utile minimo di 8.00 m. La sagoma libera minima interna sarà di 6.60 x 4.00. La pendenza è verso la Francia, mediamente pari all'incirca a 0.54%, ad esclusione delle zone degli imbocchi.

La quota progetto della galleria di sicurezza è posta in corrispondenza dell'intersezione dell'asse della galleria di sicurezza e della pavimentazione stradale.

La quota progetto della sezione di imbocco lato I è 1301.00 (portale SUD)

La quota progetto della sezione di imbocco lato F è 1227.00 (portale NORD)

- Sono previsti 34 rifugi in rami di comunicazione con la galleria stradale a distanza media pari a 370 m.
- Sono previste 8 stazioni tecniche in rami di collegamento ad interasse medio pari a 1430 m.
- Sono previsti 5 rami di collegamento carrabili di sagoma libera 3.5x3.5m in corrispondenza dei garages 1 e 5, delle centrali sotterranee, ed a metà tunnel.
- Sono previste due centrali d'aspirazione con collegamento al circuito aria viziata del traforo, con condotto che sopra-passa la canna autostradale.

La distanza media tra l'asse galleria di sicurezza e l'asse del tunnel autostradale è stata fissata a 50 m (si veda paragrafo 6).

4. CENNI STORICI

Il massiccio è stato interessato da due grandi trafori, la galleria ferroviaria e la galleria autostradale. Le sezioni tipo delle due opere sono riportate in Figura 1.

La galleria ferroviaria, di lunghezza 12233 m, iniziata nel 1857, è stata terminata nel 1870, ed ha doppia pendenza del 3% verso gli imbocchi. La sezione scavata è di

circa 48 m², senza arco rovescio, con larghezza al piano del ferro di 7.90 m, ed altezza in asse variabile tra 6.00 e 6.30 m.

La galleria stradale, lunga 12779 m è stata scavata tra il 02.04.1975 ed il 05.04.1978, con pendenza unica dello 0.54% dall'Italia verso la Francia. La sezione utile è di 66.25 m², le tratte con arco rovescio sono limitate a brevi tratti all'imbocco.

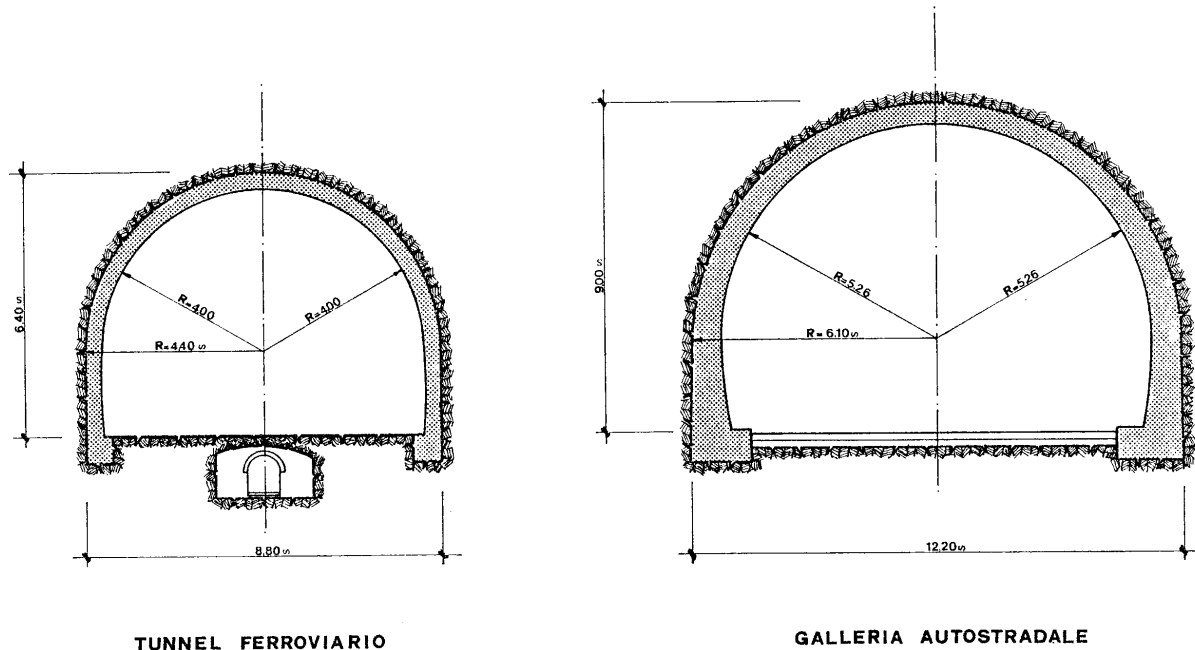


Figura 1 - Sagome della galleria autostradale e ferroviaria del Fréjus

I lavori della galleria autostradale furono preceduti, oltre che da una campagna di indagini nella galleria ferroviaria con carotaggi e prove di martinetti piatti nei rivestimenti, da due gallerie di riconoscimento, l'una dal lato F in adiacenza al tracciato definitivo, l'altra dal lato I in asse al tracciato definitivo.

Le gallerie di riconoscimento hanno avuto dimensioni orientative 3x3 m

- La galleria di riconoscimento lato F era lunga 807 m. L'imbocco di questa galleria è situato al di sotto del rilevato attualmente presente nella zona dove è prevista la centrale di ventilazione della Galleria di Sicurezza lato Francia.
- La galleria di riconoscimento lato I, scavata tra il 23.10.63 e l'aprile 65 aveva lunghezza di 1008 m ed aveva pendenza unica verso l'interno del massiccio (Francia).

5. GEOLOGIE ATTRAVERSATE

Il tracciato della galleria di sicurezza del tunnel del Frejus interessa, da Nord a Sud rispettivamente: le serie del Trias (corniole, gessi, anidridi, dolomie, quarziti e scisti verdi) poi la serie dei calcescisti (schistes lustrés) che costituiscono l'ossatura rocciosa del massiccio sul versante italiano, dove gli ultimi 150 m circa sono scavati in morena di versante.

Tra le due formazioni si riscontra la cosiddetta "serie delle scaglie" (serie des écailles) costituita da materiale delle serie Triassiche e dai calcescisti.

Il comportamento dei calcescisti durante lo scavo della galleria autostradale ha messo in evidenza una marcata tendenza a scollarsi degli strati, dovuta alla grande sezione di scavo. Ciò ha dato luogo a frequenti sfornellamenti al rene ovest su entrambi i cantieri dal lato Italia e dal lato Francia.

Si tiene a sottolineare che, nella galleria stradale, i problemi per l'avanzamento erano principalmente dovuti a questi fenomeni di splaccaggio al rene ovest. Tale fenomeno è dovuto principalmente allo scollamento degli strati che venivano caricati ed inflessi con comportamento a trave. Netto miglioramento degli avanzamenti fu registrato allorché fu presa la decisione di allungare la lunghezza media dei bulloni ed aumentare la duttilità dei bulloni.

Nella galleria di sicurezza, stanti le dimensioni dello scavo (raggio di calotta inferiore a 5 m, contro i 6 del traforo), questo problema sarà ridotto.

5.1 Serie litologica

I rilievi dettagliati eseguiti durante lo scavo del tunnel autostradale hanno permesso di desumere in maniera alquanto precisa le seguenti informazioni in merito alle litologie incontrate:

Progressive Tunnel Autostradale		Litologia
da	a	
0+000	0+025	Anidride fratturata con formazione di gesso
0+025	0+070	Anidride massiccia con sacche di dissoluzione
0+070	0+362	Anidride sana
0+362	0+376	Corniole argillose friabili con qualche blocco
0+376	0+412	Corniole rocciose tenere fessurate con blocchi
0+412	0+448	Scisti verdi quarziferi
0+448	1+480	Scisti neri fratturati
1+480	1+700	Anidride massiccia con breccie
1+700	1+720	Arenaria silicea con strati calcarei
1+720	12+740	Calcescisti composti da marmo e filladi alternate
12+740	12+870	Depositi glaciali

5.2 Comportamento delle tipologie di roccia

Si riassumono nel seguito le esperienze dello scavo del tunnel autostradale, che hanno attinenza con il progetto in esame.

5.2.1 Sostegno delle pareti e del fronte

Lo scavo è stato condotto a piena sezione sull'intera lunghezza del tunnel. Il fronte di scavo, a parte in alcune volate isolate e puntuali, ha manifestato comportamento stabile e non ha richiesto la posa in opera di misure particolari (infilaggi, chiodature etc...).

Il sostegno è stato principalmente costituito da chiodi ad ancoraggio in testa di lunghezza tra 3 e 5 m. Le duttilità dei chiodi sono state variate durante lo scavo per permettere lo sviluppo controllato delle convergenze.

Le chiodature messe in opera sono state ingenti e si sono raggiunti e superati i valori di 150 m di perforazioni per metro lineare di galleria (lato Italia) e 200 m/m' (lato Francia) ad alte coperture.

Le tratte centinate furono abbastanza limitate: circa 200 m dal lato Francia, e circa 600 m lato Italia, compresi gli imbocchi, circostanza che indica la natura massiccia, seppur spingente delle rocce incontrate. Inoltre le tratte che hanno richiesto centinature, ad eccezione delle tratte di imbocco, non sono mai estese

oltre i 30 m, e rappresentano zone localizzate in cui il comportamento della roccia non può essere schematizzato da un modello bidimensionale.

Le convergenze più forti sono state registrate tra le progressive 4+500 e 5+800 (lato Italia), "non in corrispondenza della copertura massima e non per peggioramento delle condizioni litologico-strutturali" [14.]. La base subnormale alla direzione di scistosità ha fatto quasi sempre registrare valori superiori.

I rivestimenti definitivi dal lato Italia hanno spessori variabili tra 50 e 70 cm teorici in calotta e da 70 a 95 cm teorici ai piedritti. Il rivestimento definitivo veniva gettato ad una distanza media dal fronte di 470 m (minima 350 m), a circa 2÷3 mesi dallo scavo. I bulloni entravano in carico rapidamente fino a raggiungere tensioni di esercizio a 2 diametri dal fronte. Le misure di velocità di convergenza mostravano un massimo di 10 mm/g a 3 diametri ridotti a 1-2 mm/g all'installazione del rivestimento definitivo (80-100 gg).

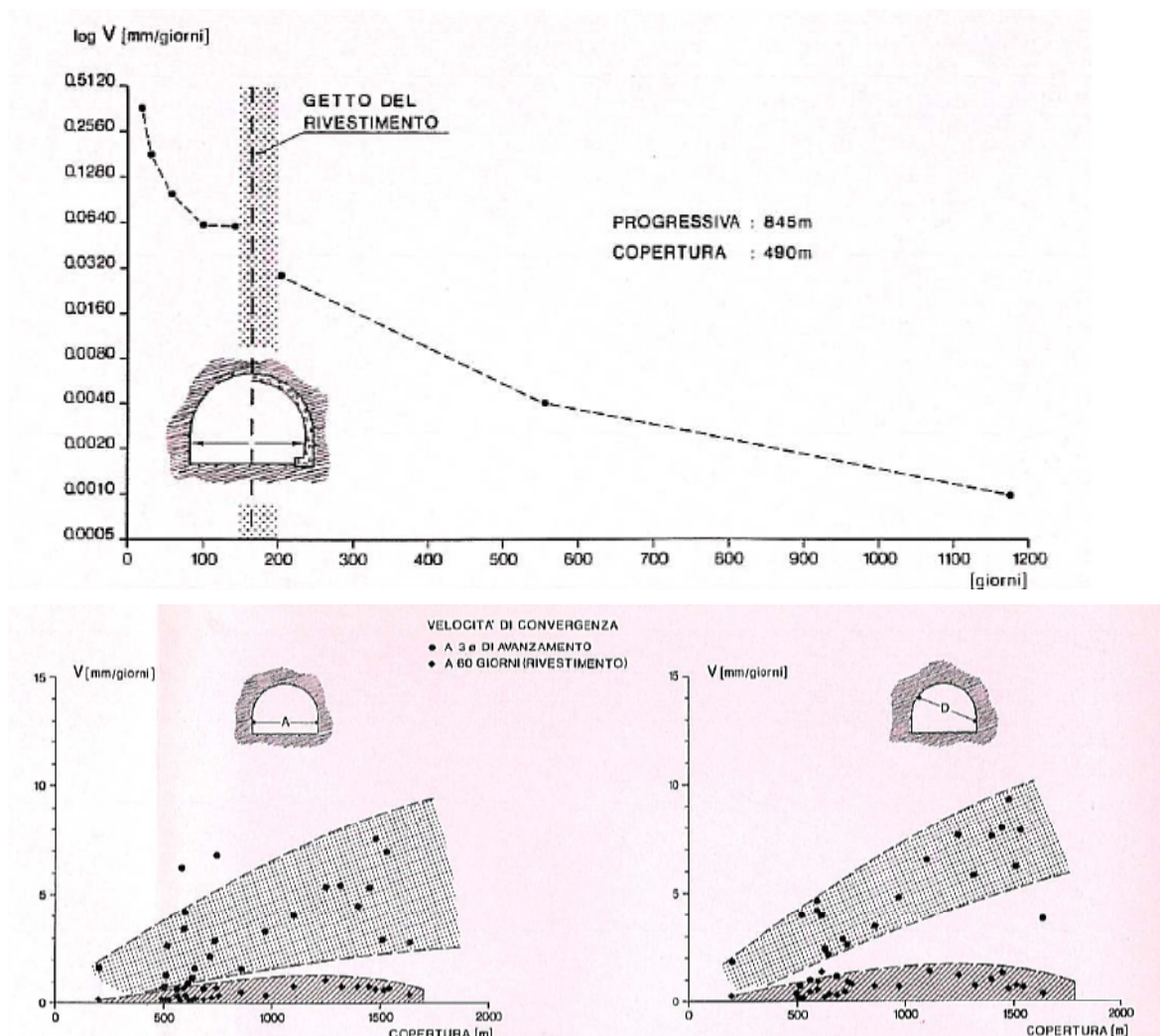


Figura 2 - Convergenze e vel. di conv. registrate durante lo scavo del Traforo del Fréjus (lato I)

Dal lato Francia, lo spessore teorico del rivestimento è stato di 35 cm + 10 cm. Interessante notare che il cantiere del rivestimento definitivo seguiva di circa 3-4 mesi lo scavo e le velocità di convergenze erano dell'ordine di 0.1-0.5 mm al giorno.

Le maggiori difficoltà all'avanzamento hanno consistito in splaccaggi al rene ovest per lo scollamento degli strati di calcescisti. Tali sono stati essenzialmente contrastati con l'intensificazione, l'allungamento e la maggiore duttilità dei bulloni e, lato Italia, ovalizzando la forma della calotta a partire da coperture superiori a 900 m.

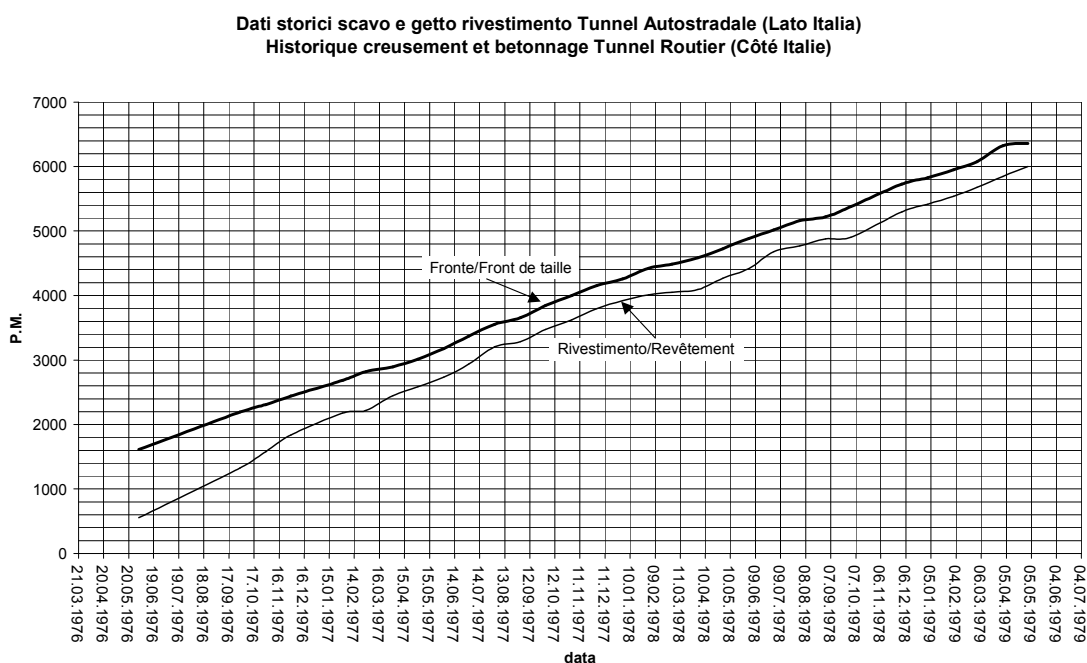


Figura 3 - Dati storici avanzamenti/rivestimento lato Italia

5.2.2 Avanzamenti

In merito agli avanzamenti occorre ricordare che sia dal lato francese, sia da quello italiano si ebbero vari giorni di interruzione non dipendenti dalla litologia incontrata (scioperi, festività etc...). Ad ogni modo si ritiene utile indicare il parametro della velocità di avanzamento media.

Dal lato Italia gli avanzamenti medi erano dell'ordine di 7.5 m/g per giorno lavorativo (5m per giorno naturale circa). Le volate mediamente sono state di

lunghezza variabile tra 4.3 e 5 m, solo localmente inferiori. La stabilità del cavo è stata conseguita essenzialmente con bullonatura sistematica con bulloni $\varnothing 24$ a testa espansibile a sei ali e lunghezza variabile tra 3.5 e 5 m. Per la tratta in morena si è provveduto a centinare i primi 250 m circa.

Dal lato Francia gli avanzamenti medi per giorno lavorativo sono stati di 8.5 m/g per giorno lavorativo (6 per giorno naturale). La stabilità è stata conseguita con bulloni ad alta duttilità, essenzialmente di lunghezza 4.65 m, ad ancoraggio in testa.

Su entrambi gli avanzamenti, appare abbastanza chiaramente l'influenza della copertura sulla convergenza da un lato e sull'intensificazione delle bullonature.

5.2.3 Considerazioni geologiche e comportamento del cavo

Durante lo scavo furono messe in opera una serie di stazioni di convergenza (150 lato Francia e più di 25 lato Italia, queste ultime accoppiate spesso con stazioni estensimetriche a tre basi 3, 6 e 10 m) per monitorare la risposta del massiccio allo scavo.

Sembra utile, ai fini di una corretta valutazione dei valori assoluti delle convergenze registrate, ricordare che, mentre sulla tratta italiana le sezioni di convergenza erano a 5 punti ed i punti di misura erano fissi, nella tratta francese le stazioni di monitoraggio erano a 4 punti ed il punto 2 veniva posizionato in maniera da avere la base 2-4 all'incirca ortogonale agli strati. Questa circostanza conduce ad una difformità nelle misure (inferiori lato Italia, che lato Francia in senso assoluto), che pur testimoniando della forte asimmetria di convergenze registrata, va tenuta in conto nell'analisi dei risultati assoluti dei dati di monitoraggio (valori assoluti massimi registrati di 20 cm lato I e 40 lato F).

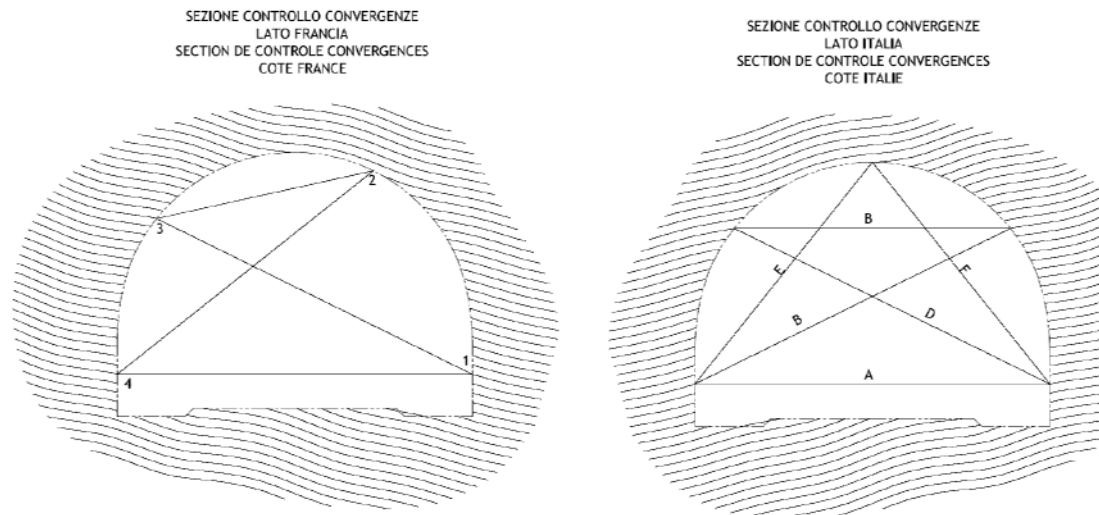


Figura 4 - Misura delle convergenze nel tunnel autostradale, nella direzione di avanzamento

Dai monitoraggi, dai rapporti di cantiere periodici (lato Italia) e dalle stazioni di misura delle convergenze messe in opera si desumono i seguenti comportamenti del massiccio allo scavo:

- La scistosità del massiccio (calcescisto) ha pendenza variabile tra 10° e 25° sull'orizzontale (parte bassa in piedritto ovest, vedi Figura 4).
- Le misure estensimetriche eseguite hanno mostrato che i bulloni si mettevano in carico abbastanza rapidamente (distanza 2 diametri dal fronte). Alcuni cali di tensione sono stati rilevati in corrispondenza delle volate sino a 2 diametri dal fronte.
- La zona plastica si estende al massimo a 10 m dal cavo. Misure estensimetriche proseguite dopo il getto del rivestimento definitivo mostrarono che un anello di roccia di circa 3 o 4 metri si deformava, in blocco, e dopo il getto del rivestimento, la massa rocciosa si ricompattava contro il rivestimento stesso interessando un anello sino a 10 m. Da osservazioni sul versante italiano si mise in evidenza che la stabilizzazione della massa avveniva a circa $900 \div 1000$ giorni dallo scavo.
- In generale gli splaccaggi al contorno (sovrascavi) si sono verificate a partire da coperture superiori a 600 m. Questi splaccaggi si verificavano principalmente al rene ovest, coerentemente all'inclinazione degli strati.
- La convergenza massima registrata aumentava in maniera abbastanza coerente con l'aumento delle coperture. Il diametro lungo il quale la maggior convergenza è stata registrata è la base D in Figura 4 (tratta italiana) e la 2-4

(tratta francese). Le massime convergenze registrate sulla tratta italiana sono dell'ordine di 20÷25 cm (2% del diametro), sulla tratta francese si sono registrate convergenze sino a 45 cm (3.7% del diametro).

- Le asimmetrie di convergenza nella sezione sono abbastanza costanti con la copertura: la direzione di massima convergenza è sempre stata la base ortogonale agli strati, mentre la minima è sempre stata la base orizzontale bassa. Il rapporto minimo tra convergenza massima e minima nella sezione pari a circa 1.6, l'asimmetria delle convergenze (rapporti tra base orizzontale e massima) corrisponde abbastanza bene con il rapporto tra i moduli elastici misurati parallelamente ed ortogonalmente agli strati.

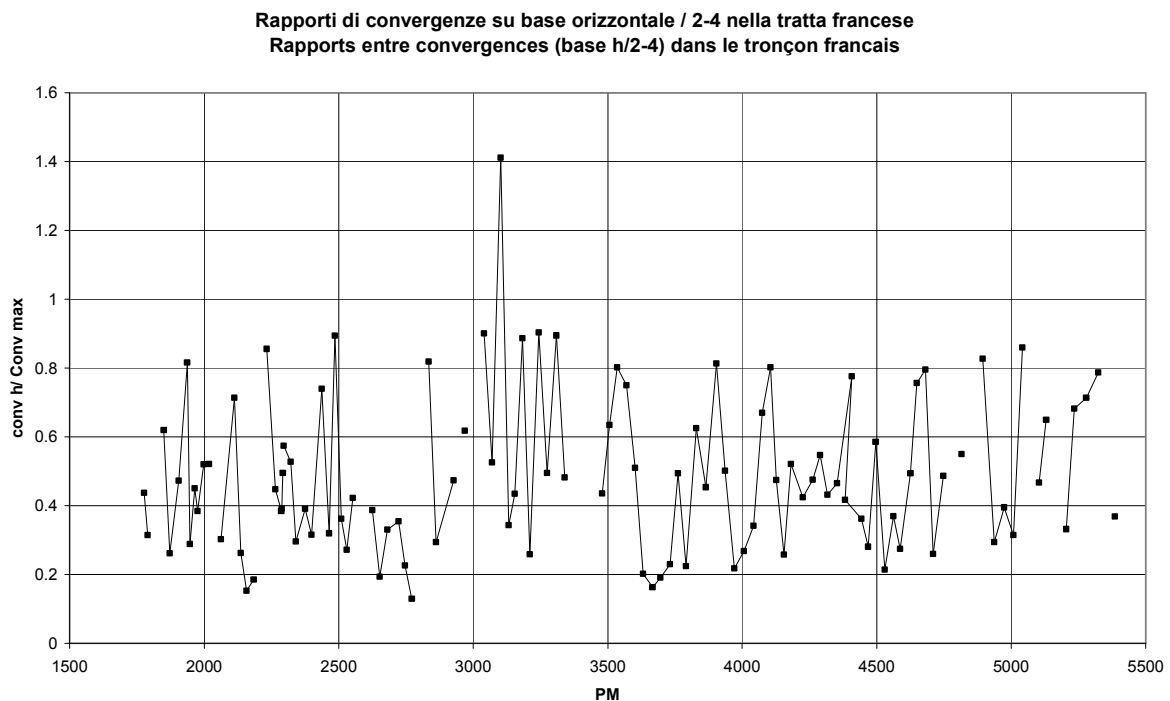


Figura 5 - Rapporti tra le convergenze sulla base 1-4 e 2-4 (lato F)

Infine dallo studio dei rapporti mensili di cantiere (lato Italia) si ricavano le seguenti informazioni:

Progressiva T.S.F. (F->I)		Evento
da	a	
6783	6853	Faglia
6958	6978	Forti splaccaggi in calotta
7118	7140	Improvvisi distensioni
7618	7768	Caratteristiche scadenti, problemi di ovalizzazione del fronte (localizzati)
7788	7852	Caratteristiche pessime dei materiali
7968	7998	Caratteristiche scadenti
8383	8568	Caratteristiche scadenti
8868	8968	Caratteristiche scadenti
9971	10053	Caratteristiche scadenti

La traduzione di queste informazioni sul piano del modello di comportamento, oltre alla dispersione dei risultati delle caratteristiche elastiche rilevate a ridosso della cavità o in strati più profondi porta a ritenere che il meccanismo di rottura del massiccio sia di tipo duttile con scollamento degli strati e deformazione che aumenta nel tempo sino al getto del rivestimento definitivo (Lunardi 1980), che risulta dunque caricato, come desunto dalla campagna indagini 2002 con martinetti piatti.

5.2.4 Andamento delle convergenze lungo il cavo

Si sono prese in considerazione 120 stazioni di convergenza nella tratta francese tra il PM 1776 ed il 5385, in generale si è rilevato che, a partire da una velocità di avanzamento dell'ordine di circa 4 m/gg per giorno naturale, all'incirca a 120 gg e 500 m da fronte, le convergenze erano stabilizzate ad una velocità dell'ordine di $0.5 \div 0.1$ mm/g.

Studi molto dettagliati in merito allo sviluppo delle convergenze furono affrontati dal Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (equipe M. Panet) e dall'Ecole des Mines de Paris (equipe G.Vouille), sulle 150 stazioni di convergenza dal lato Francia e stazioni estensimetriche. Tali studi hanno condotto a definire una legge di convergenza lungo il cavo che, distinguendo così una componente elastica ed una viscosa nella deformazione, ha la forma seguente (Sulem J., Panet M., Guenet A.; "Closure Analysis in Deep Tunnels", Int. J. Rock Mech. Vol 24, pp. 145-154,

1987; et Panet M.; "Two case histories of tunnels through squeezing rocks" Rock Mechanics and Rock Engineering, 29, 3, pp. 155-164, 1996):

$$C(x,t) = A_1 \left\{ 1 - \left(\frac{X}{x+X} \right)^2 \right\} \cdot \left\{ 1 + A_2 \cdot \left[1 - \left(\frac{T}{T+t} \right)^n \right] \right\}$$

- In cui T ed X sono desunti dal comportamento del massiccio ed hanno dimostrato di essere più o meno costanti lungo il tunnel pari rispettivamente a X=13 m e T=3.5 giorni.
- n è un esponente che è stato valutato pari a 0.3 in vari tunnel cui è stato applicato il medesimo approccio.
- A₁ rappresenta la convergenza elasto-plastica a tempo infinito qualora non fosse presente un fenomeno viscoso, desumibile, ad esempio, dalle linee caratteristiche con i parametri a breve termine della roccia.
- A₂ rappresenta l'aliquota di deformazione viscosa nel tempo in percentuale di A₁. Nel tunnel del Fréjus tale aliquota è stata pari al 400% della deformazione elasto-plastica a lungo termine, cioè A₂=4.

In particolare, essendo:

$$\lim_{x \rightarrow \infty} \left(1 - \left(\frac{X}{X+x} \right)^2 \right) = 1 \quad \text{e} \quad \lim_{t \rightarrow \infty} \left(1 - \left(\frac{T}{T+t} \right)^n \right) = 1$$

gli autori citati propongono, per il Tunnel del Fréjus, una legge delle convergenze lungo il cavo in cui detto C_{fin} la convergenza totale registrata (a tempo infinito e distanza infinita dal fronte):

$$C_{fin} = A_1 (1 + A_2) = 5 A_1$$

Sulla base delle informazioni ritrovate, si è proceduto alla verifica della validità di questa legge confrontando i valori misurati e quelli predetti tra la prima e l'ultima lettura delle convergenze. Si ricava che, in merito agli andamenti, la stima sul lungo termine è affidabile all'incirca al 75% in maniera costante. Tale margine include l'errore nelle misure a causa del getto del rivestimento a velocità di convergenza non ancora completamente annullate (sebbene molto piccole).

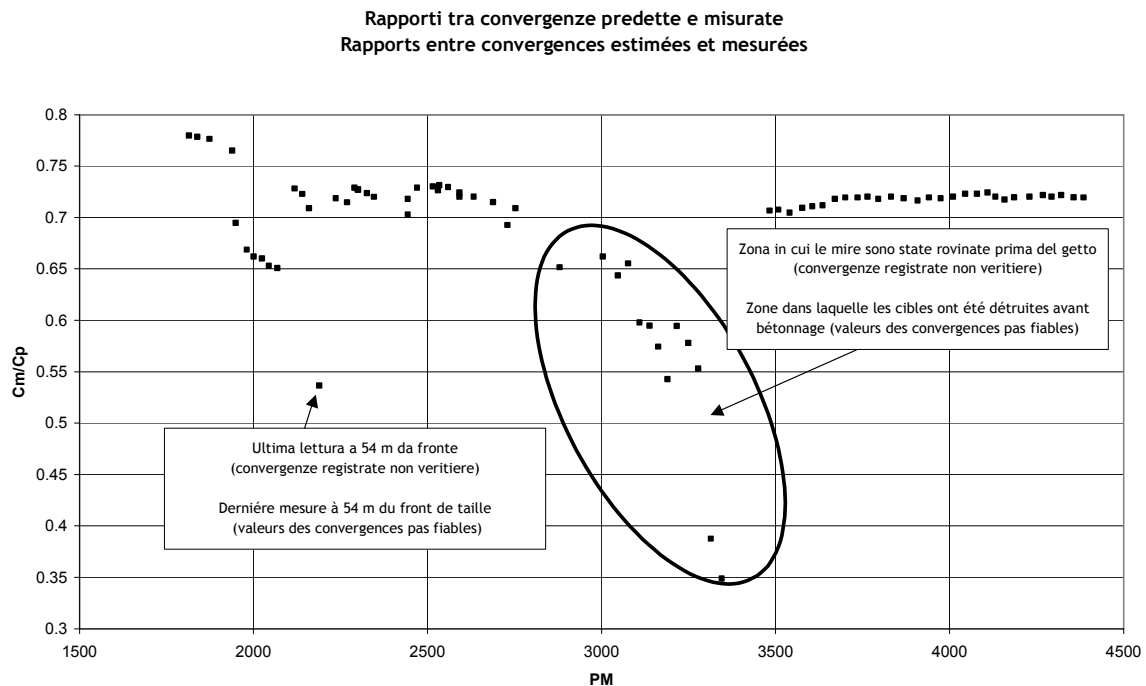


Figura 6 - Verifica validità della legge di convergenza

Si riporta anche il risultato dello studio del sig. G.Vouille de l'Ecole des Mines de Paris, che propone sulla prima tratta del tunnel una legge di tipo

$$y(t) = A + B \log(t + C)$$

tale legge ha dato luogo alle seguenti espressioni per le prime tre sezioni di convergenza (t in giorni e convergenza in mm):

SM3 PM 1813 $y(t) = 176.05 + 32.33 \log(t + 18.88)$

SM7 PM 1872

Base (2-4) $y(t) = 152.91 + 36.74 \log(t + 15.92)$

Base (1-4) $y(t) = 49.46 + 7.63 \log(t + 9.67)$

Base(2-3) $y(t) = 5.75 + 24.63 \log(t + 8.49)$

SM8 PM1905

Base(1-4) $y(t) = 47.59 + 4.41 \log(t + 2.29)$

Base(1 -3) $y(t) = 30.95 + 3.85 \log(t + 1.83)$

Base (2-3) $y(t) = 66.84 + 7.87 \log(t + 1.11)$

Base (2-4) $y(t) = 111.02 + 8.83 \log(t + 0.96)$

5.2.5 Venute d'acqua

Sulla tratta italiana sono state rilevate le seguenti venute d'acqua puntuali e di modesta entità (max 7 l/s) alle progressive (da portale F) 8+868 10+068 10+568.

Nella tratta francese sono riportate venute d'acqua nel calcescisto tra le progressive 1+750 e 1+840.

5.3 Composizione mineralogica del massiccio

Una registrazione dei parametri mineralogici della composizione del massiccio permette di dedurre le seguenti composizioni dei calcescisti della tratta francese (forniti dall'ing. D. Fourmaintraux o desunti dai rilievi di fronte e pareti):

Calcite 65% media, variabile tra 52 ed 88%

Quarzo 15% medio, variabile tra 2 e 34% (coincide con osservazioni sulla tratta italiana tra 10 e 19%, media 15%)

Muscovite e clorite 10% media

Accessoriamente sono stati riscontrati albite, zoïsite, epidote, pirite (forte tenore tra PM 5200 e 5255) e grafite, oltre a numerosi filoni di calcari quarziferi in strati ed allineamenti lenticolari.

Si riporta anche di numerose pieghe e zone tettonizzate fratturate ricche in grafite e pirite (al PM 5200-5225 problemi di messa a fuoco per forti tenori di pirite)

Una prova di abrasività è stata effettuata in corrispondenza del laboratorio sotterraneo ed ha indicato 350 a 650 g. acciaio per m³ di roccia (LCPC) o 1 o 2 punti CERCHAR.

5.4 Caratteristiche geotecniche

L'insieme delle analisi di laboratorio ed in sito disponibili è riportato in appendice 1. Litologicamente si possono distinguere le seguenti classi e parametri medi di resistenza ed elastici:

CLASSE	Litologia	Cop max	γ	E	E_r	σ_c Laboratorio	V_c	ν
		[m]	KN/m ³	GPa	GPa	MPa	m/s	
A	Calcescisti	1850	27.0	15.0÷10.0	7.5	50-150	5500	0.20
B	Anidridi	900	29.0	12.0÷10.0	4.5	40÷60	4500	0.30
C	Calcescisti fratturati	900	26.0	8.0÷6.0	5.0	25-50	2000	0.15
	Anidridi fratturate	900	26.0	8.0	7.0	30÷40	3000	0.20
	Scisti verdi (Huiller)	500	27.0	8.0	7.0	40÷45	2000	0.15
D	Corniole	500	23.0	8.0÷6.0	7.0	40-60	2000	0.2
E	Morene	150	22.0	3÷2.5	2.5	-	-	0.2

I moduli elastici indicati sono ricavati dalle velocità delle onde sismiche, piuttosto che dalle prove di laboratorio. Questi ultimi sono, in generale, molto più alti (ordine di 40-45 GPa per i calcescisti) e rappresentativi del comportamento della matrice rocciosa del massiccio.

Sulla base delle esperienze allo scavo delle rocce attraversate, si considerano leggi di comportamento che includano un decadimento dei parametri di resistenza a parametri residui in campo plastico, in particolare per quanto riguarda il modulo elastico (fluage). Si sono definite leggi di comportamento equivalenti tipo Mohr-Coulomb per valutare la risposta d'insieme del massiccio allo scavo (comprensiva dell'effetto viscoso a lungo termine e dell'effetto elastico). I parametri proposti sono stati tarati in modo da avere resistenze monoassiali di picco e residue compatibili con i parametri misurati in sito per il massiccio.

Si sono definite dunque le seguenti leggi di comportamento per le litologie attraversate:

CLASSE	Litologia	Cop max	γ	E	E_r	φ_p	φ_r	C_p	C_r	σ_c eq picco/residuo
		[m]	kN/m ³	GPa	GPa	°	°	MPa	MPa	MPa
A	Calcescisti	1850	27.0	15.0	7.5	40	35	5	1	21.4/3.8
B	Anidridi	900	29.0	11.0	9.0	37	30	2.5	0.6	10.03/2.08
C	Calcesc. fratturati	900	26.0	7.0	5.0	35	35	1	0.5	3.8/1.9
	Anidridi fratturate	900	26.0							
	Scisti verdi	500	27.0							
D	Corniole	500	23.0	6.0	4.0	30	28	0.5	0.2	1.7/0.67
E	Morene	150	22.0	3÷2.5	2.5	30	25	0.2	0.05	0.7/0.16

Tabella 1 - Classi di roccia e parametri di dimensionamento

6. SCELTA DELL'INTERASSE GALLERIA DI SICUREZZA-TRAFORO

L'interasse ottimale tra galleria di sicurezza e traforo autostradale è definito affinché sia possibile, seppur adottando opportune precauzioni durante lo scavo, ridurre a livelli trascurabili gli effetti dello scavo della nuova opera sul Traforo.

Le cause possibili di danno sono difatti:

- La ridistribuzione delle tensioni nel massiccio indotta dallo scavo della galleria di sicurezza
- Le vibrazioni prodotte dall'impiego di esplosivo

6.1 Ridistribuzioni delle tensioni nel massiccio

Le tensioni indotte dallo scavo di una cavità circolare sono dipendenti dalla pressione di supporto applicata al bordo della cavità.

L'interasse tra le gallerie viene scelto in modo da far sì che le zone plastiche attorno alle due cavità non si intersechino.

In tal modo, sulla base dell'espressione del raggio plastico:

$$r_p = r_0 \cdot \left[\frac{\sigma_\infty (1 - \sin(\varphi)) - c \left(\cos(\varphi) - \frac{1}{\tan(\varphi)} \right)}{p + \frac{c}{\tan(\varphi)}} \right]^{K_p^{-1}}$$

in cui r_0 è il raggio di scavo σ_∞ è la tensione naturale al bordo della cavità, e p è la pressione applicata al bordo della cavità. Nell'ambito delle pressioni di supporto applicabili ragionevolmente, l'influenza della pressione di confinamento sull'andamento delle pressioni indotte è ridotta, per cui si ritiene considerare il caso di cavità non sostenuta ($p=0$). Ne derivano i raggi plastici in tabella per le differenti litologie sotto le massime coperture, valutati per raggio di scavo 6.10 m (tunnel stradale) e 4.60 m (galleria di sicurezza).

Litologia	Copertura [m]	R _{pl} Tunnel [m]	R _{pl} Galleria [m]	R _{plt} +R _{plg} [m]
Calcescisti	1850	17.11	12.69	29.80
Anidridi	900	22.40	16.62	39.03
Calcesc. fratturati	900	16.71	12.40	29.11
Anidridi fratturate	900	16.71	12.40	29.11
Scisti verdi	500	13.73	10.19	23.92
Corniole	500	30.48	22.61	53.09
Morene	150	45.24	33.57	78.81

Da cui si deriva che l'interdistanza di 50 m appare adeguata per non sovrapporre le zone plastiche teoriche.

6.2 Vibrazioni indotte da impiego di esplosivo

Poiché lo scavo avviene in prossimità di un tunnel in esercizio, l'interasse minimo deve essere adeguato al fine di evitare vibrazioni anomale sulla struttura esistente. In particolare i punti più sensibili sono rappresentati dalla soletta intermedia e dai piedritti.

In merito alla soglia di vibrazione accettabile, si richiamano a titolo di esempio, per strutture interrato (caverne o tunnel) la norma svizzera SN640 312, che prescrive soglie di velocità di 30 mm/s per frequenze tra 10 e 60 Hz e tra 30 e 40 mm/s per frequenze tra 60 e 90 Hz, altre soglie, in generale rivolte agli edifici, dunque più restrittive, sono proposte dalle norme DIN, BS, Indiana, Svedese ed Australiana.

La tecnologia "drill and blast" rende possibile, ad esempio mediante l'adozione di sistemi di detonazione a cariche micro-ritardate, il contenimento delle velocità della vibrazione indotta all'intorno della zona di esplosione agendo su tipo di carica e schema di volata adottato.

Sono pubblicate diverse leggi d'attenuazione della vibrazione in funzione della velocità massima ammessa. In particolare si riporta la correlazione proposta da G. Ratti per il tunnel autostradale del Fréjus rispetto alla galleria ferroviaria (frequenza 50 Hz). Alla distanza di 50 m l'esplosione contemporanea di 50-60 kg di esplosivo tipo Gelatina 1, la vibrazione è inferiore alla soglia di 30 mm/s comunemente ammessa per caverne. Dunque questa distanza appare appropriata adottando micro-ritardi dell'ordine minimo del periodo T delle vibrazioni indotte.

Da analisi prodotte in occasione dello scavo del laboratorio sotterraneo LSM, in marzo 1982, si sono analizzati gli effetti dell'utilizzo di esplosivo su piedritto e soletta intermedia del tunnel a partire da spari a circa 40 m dal tunnel. Si è visto che limitando opportunamente la carica unitaria (800 g) e facendo esplodere una volata da 20 kg, il livello sonoro nel tunnel è stato al massimo di 116 dB lin e la vibrazione sulla soletta inferiore ad 1 cm/s.

Sarà comunque da prevedersi un opportuno sistema di monitoraggio delle vibrazioni indotte su piedritti e soletta intermedia, al fine di tarare lo schema di volata in funzione dell'esplosivo adottato sia durante lo scavo dei rami, sia nelle tratte in tradizionale.

Una volta scelta la tipologia di esplosivo ed il piano di sparo, occorrerà verificare la compatibilità delle vibrazioni indotte sulla soletta (struttura più sensibile) e dei livelli sonori nel tunnel con i valori di soglia proposti in progetto (30 mm/s ampiezza della vibrazione e 120 dB sonori in tunnel).

Il diaframma tra tunnel e ramo di collegamento sarà comunque scavato con mezzi meccanici previa delimitazione del contorno con taglio con filo diamantato.

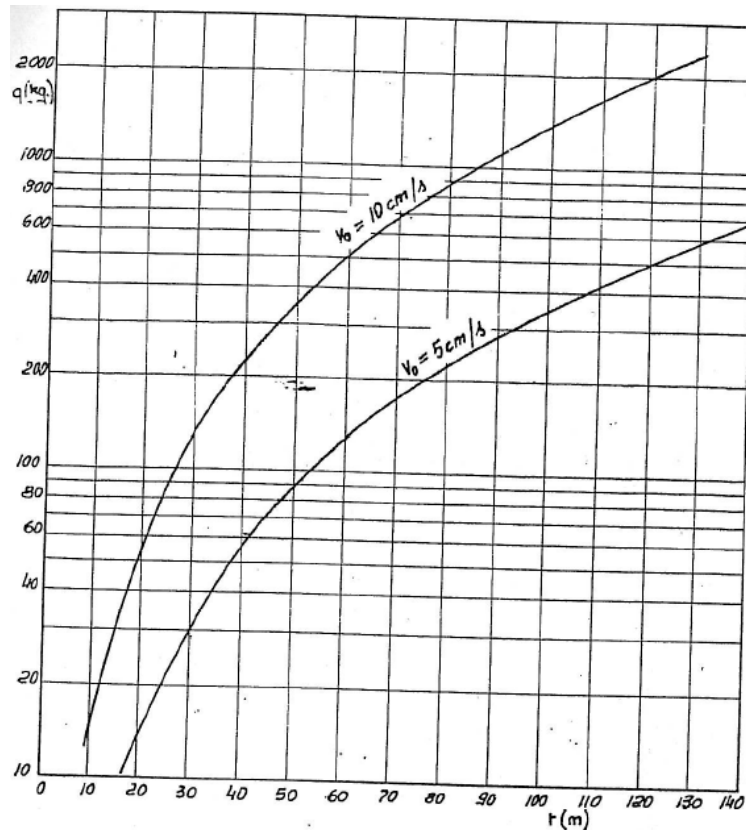


Figura 7 - relazione tra quantità d'esplosivo q e distanza r per cui si hanno vibrazioni di 5 e 10 cm/s

6.3 Controllo delle interferenze sul traforo esistente

Lo scavo dei rami di collegamento è previsto con il metodo tradizionale fino ad una distanza minima di ca. 6 m dal paramento esterno del traforo autostradale (derivante dalla lunghezza massima dei bulloni messi in opera). La zona interessata dallo scavo dei rifugi longitudinalmente al Traforo si riduce così, sin da circa 1 raggio del Traforo, da 5.6m a 3.4m (pari a circa $\frac{1}{2}$ del raggio di scavo del Traforo).

La fase della connessione tra ramo di collegamento e Traforo è prevista con l'esecuzione degli ultimi metri mediante taglio dei contorni con filo diamantato e successiva demolizione controllata.

Si è previsto un piano di monitoraggio che dovrà stabilire già nelle tratte iniziali, a minore copertura, gli effetti su Traforo ed utenti, sia in termini di sollecitazioni, che di vibrazioni ed acustiche. In caso di problemi si prevede di intervenire, in ordine di priorità, su:

- velocità della vibrazione indotta dalla volata;
- lunghezza della volata;
- incremento delle misure di sostegno in prossimità del traforo (chiodi più lunghi, ed a maggiore densità);
- lunghezza della tratta delimitata da taglio (min 6 m);

7. ANALISI CON IL METODO DELLE LINEE CARATTERISTICHE

La valutazione della stabilità globale del cavo ed il dimensionamento degli spessori di rivestimento sono stati effettuati con il metodo delle linee caratteristiche. Dapprima si è verificata la validità del modello controllandone la corrispondenza tra convergenze misurate e pressioni di confinamento applicate nel tunnel stradale. In seguito si sono dimensionati i rivestimenti da imporre nei vari elementi della galleria di sicurezza.

Le approssimazioni insite in questo approccio sono le seguenti:

1. Si considerano sistemi a simmetria radiale per la modellazione del cavo. Per questa ragione la stima degli sforzi normali nei rivestimenti potrebbe essere conservativa (asimmetria di comportamento del massiccio).
2. Il fluage del massiccio è essenzialmente modellato con decadimento dei parametri e riduzione del modulo elastico in campo plastico. Nel caso di scavo con fresa è lecito attendersi una influenza minore del fluage, sia a causa di un minore disturbo della roccia allo scavo ed una velocità di avanzamento superiore, sia a causa del ridotto deconfinamento causato dall'inserimento di un rivestimento rigido in prossimità del fronte.

7.1 Back analysis su Tunnel stradale

Per la valutazione dell'adeguatezza dei parametri scelti per la roccia, si è realizzata una back analysis sulla costruzione del tunnel stradale. In particolare, per i calcescisti la stima è stata basata sulla sezione più critica.

La situazione deformativa in avanti al fronte (convergenza-sostegno del fronte) è valutata introducendo nel calcolo le forze equivalenti di sostegno del fronte secondo il metodo proposto in Lombardi G., Amberg W., Rechsteiner G.F.; "*Une méthode de calcul elasto-plastique de l'état de tension et de déformation autour*

d'une cavité souterraine", 3ème congrès international de la SMIR, Denver, Colorado USA 1974.

Il modello è quello di una cavità circolare di raggio di scavo 6.10. In particolare nei calcescisti, per i quali erano disponibili maggiori risultati di monitoraggio, si è schematizzato il comportamento viscoso a lungo termine con una riduzione del modulo elastico in zona di rottura. I parametri adottati sono quelli della Tabella 1. Si sono ricavati i valori in tabella, ed i diagrammi linee caratteristiche in appendice 2.

Tunnel Autostradale del Fréjus - Back analyses						
CLASSE	Litologia	Copertura	δ_{fronte} non sost.	δ_{cavo} N.B. su raggio	Δ_{f-c}	R_{pl}
		[m]	[cm]	[cm]	[cm]	[m]
A	Calcescisti (allegato 2 fig. 1)	1850	1.7	18.5 ⁽¹⁾	16.8	13.5
B	Anidridi (allegato 2 fig. 2)	900	3.0	16.0 ⁽³⁾	13.0 ⁽³⁾	15.9 ⁽³⁾
				14.4 ⁽²⁾	11.4 ⁽²⁾	14.4 ⁽²⁾
				12.1 ⁽¹⁾	9.1 ⁽¹⁾	11.5 ⁽¹⁾
C	Calcesc. Fratturati (allegato 2 fig. 3)	900	4.4	21.0 ⁽³⁾	16.6 ⁽³⁾	20.2 ⁽³⁾
				18.1 ⁽²⁾	13.7 ⁽²⁾	18.0 ⁽²⁾
	Anidridi fratturate (allegato 2 fig. 3)	900	15.0 ⁽¹⁾	10.6 ⁽¹⁾	14.8 ⁽¹⁾	
D	Scisti verdi (allegato 2 fig. 4)	500	1.7	7.0 ⁽³⁾	5.3 ⁽³⁾	13.1 ⁽³⁾
				6.2 ⁽²⁾	4.5 ⁽²⁾	12.5 ⁽²⁾
				5.1 ⁽¹⁾	3.4 ⁽¹⁾	11.4 ⁽¹⁾
E	Corniole (allegato 2 fig. 5)	500	6.7	46.0 ⁽³⁾	39.3 ⁽³⁾	30.9 ⁽³⁾
				34.2 ⁽²⁾	27.5 ⁽²⁾	26.8 ⁽²⁾
				22.6 ⁽¹⁾	15.9 ⁽¹⁾	21.7 ⁽¹⁾
E	Morene (allegato 2 fig. 6)	150	5.2	18.0 ⁽²⁾	12.8 ⁽²⁾	26.8 ⁽²⁾
				6.9 ⁽¹⁾	1.7 ⁽¹⁾	21.8 ⁽¹⁾

(1) Press. confinamento 300 kPa (forte bullonatura)
 (2) Press. confinamento 100 kPa (bullonatura leggera)
 (3) Cavo non sostenuto

I parametri scelti conducono a stimare convergenze per cavo sostenuto da una chiodatura equivalente di 1 bullone/m², dell'ordine delle convergenze massime registrate durante la costruzione (30-35 cm su diametro in calcescisti).

7.2 Sezione corrente Galleria di Sicurezza

Cautelativamente viene assunta una sezione di scavo di diametro 9.20 m. Si ricavano le linee caratteristiche riportate in appendice, e di cui si riassumono qui di seguito i risultati principali.

In particolare mentre nelle litologie B, C, D ed E si è proceduto a stimare le convergenze per tre tipologie di bullonatura (maglie 2.5x2.5 e 1.5x1.5 ed 1x1). Per il calcescisto (classe A), in cui si scaverà in maniera preponderante con la TBM si sono stimati i carichi sul rivestimento ammettendo che sia possibile sviluppare una certa percentuale della convergenza a cavo non sostenuto senza caricare il rivestimento. Si indicano dunque la convergenza finale e la pressione radiale sul rivestimento deformabile (per il quale sono assunti spessore 40 cm e modulo elastico 20 GPa).

Si indicano anche le tensioni di compressione nei rivestimenti.

Galleria di Sicurezza del Tunnel del Fréjus - Analisi con linee caratteristiche							
CLASSE	Litologia	Copertura	δ_{fronte} non sost.	δ_{cavo} N.B. su raggio	Δ_{f-c}	$P_{\text{rivest.}}$	R_{pl}
		[m]	[cm]	[cm]	[cm]	[kPa]	[m]
A	Calcescisti (allegato 2 fig. 7)	1850	1.3	16.5	15.2 ⁽¹⁾	0	16.5
				13.5	12.2 ⁽²⁾	360	13.5
				10.6	9.3 ⁽³⁾	925	10.5
				7.7	6.4 ⁽⁴⁾	1860	7.8
A	Calcescisti (allegato 2 fig. 8)	1350	0.8	9.0	8.2 ⁽¹⁾	0	9.6
				7.4	6.6 ⁽²⁾	335	7.4
				5.9	5.1 ⁽³⁾	840	5.8
				4.3	3.5 ⁽⁴⁾	1635	4.3
A	Calcescisti (allegato 2 fig. 9)	900	0.5	3.9	3.4 ⁽¹⁾	0	7.9
				3.3	2.8 ⁽²⁾	265	7.4
				2.8	2.3 ⁽³⁾	620	6.9
				2.2	1.7 ⁽⁴⁾	1085	6.4
				1.7	1.2 ⁽⁵⁾	1725	5.8
(1) Convergenza interamente sviluppata (2) Convergenza sviluppata all'80% (3) Convergenza sviluppata al 60% (4) Convergenza sviluppata al 40% (5) Convergenza sviluppata al 20%							
B	Anidridi (allegato 2 fig. 10)	900	2.2	12.1	9.9	0	13.2
				10.9	8.7	100	12.6
				9.9	7.7	200	9.7
				6.9	6.9	300	9.1
C	Calcesc. Fratturati (allegato 2 fig. 11)	900	2.2	15.3	13.1	0	12.4
				13.7	11.4	100	11.8
	Anidridi fratturate (allegato 2 fig. 11)	900		12.4	10.2	200	11.2
				11.3	9.1	300	10.8
	Scisti verdi (allegato 2 fig. 12)	500		1.3	5.3	4.0	0
4.7			3.5		100	9.4	
4.2			3.0		200	9.0	
				3.9	2.6	300	8.7

Galleria di Sicurezza del Tunnel del Fréjus - Analisi con linee caratteristiche							
		Copertura	δ_{fronte} non sost.	δ_{cavo} N.B. su raggio	$\Delta_{\text{f-c}}$	P_{rivest.}	R_{pl}
D	Corniole (allegato 2 fig. 13)	500	5.1	34.7	29.7	0	23.3
				26.3	21.2	100	20.2
				20.9	15.9	200	18.3
				17.3	12.2	300	16.5
E	Morene (allegato 2 fig. 14)	150	3.1	27.8	24.7	0	30.3
				6.1	3.0	100	19.3
				3.1	0.0	350	11.7

Tabella 2 - Pressioni di sostegno al bordo scavo della galleria di sicurezza

Si ricava che, a livello globale, il fronte è stabile, e le convergenze attese tra fronte di scavo e cavo con bullonatura opportuna sono, salvo che nelle corniole, inferiori a 15 cm (4% del raggio).

Infine, dalla linea caratteristica delle morene, si ricava la necessità di una pressione di confinamento importante in prossimità del fronte.

7.3 Dimensionamento dei rivestimenti

7.3.1 Metodo di dimensionamento

Le verifiche sono state svolte mediante il metodo delle linee caratteristiche.

Per il dimensionamento degli spessori dei conci prefabbricati nella tratta da scavarsi con fresa si prende in considerazione la curva più gravosa (parametri minimi e massima copertura).

Analogamente, per la parte in tradizionale si sono dimensionati i rivestimenti provvisori in funzione delle pressioni radiali attese. In queste tratte si procede alla verifica dei rivestimenti assumendo che l'integralità del sostegno applicato dal rivestimento provvisorio vada, a lungo termine, a caricare il rivestimento definitivo di spessore 40 a 60 cm.

La rigidità del rivestimento è stimata secondo la:

$$k = \frac{E\delta}{r^2}$$

in cui r è il raggio interno dell'anello ($r=4200$ mm), E è il modulo elastico del calcestruzzo e δ è lo spessore del rivestimento ($\delta=400$ a 600 mm)

7.3.2 Calcolo pressioni resistenti

La pressione resistente di progetto per i vari rivestimenti viene calcolata utilizzando la formula di Mariotte per i tubi di piccolo spessore.

La tensione resistente di progetto è funzione dei materiali utilizzati; in conformità con l'EC2 si assume:

$$f_{cd} = \frac{0.83 \times R_{ck}}{\gamma_c} = 28.53 \text{ MPa (Prefabbricati) e } 18.15 \text{ MPa (CCS e gettato in opera)}$$

dove:

$R_{ck} = 55$ MPa (cls prefabbricato) e 35 MPa (cls in opera o spruzzato)

$\gamma_c = 1.6$ coefficiente di sicurezza sui materiali (c.a.=1.5)

Nota la tensione resistente di progetto la pressione radiale resistente risulta pari a:

$$p = \frac{2 \cdot f_{cd} \cdot \delta}{D} / FS =$$

1.76 MPa (anelli prefabbricati) o

1.08 MPa (40 cm gettato in opera, gall. principale/PHT)

1.61 MPa (60 cm gettato in opera, gall. principale/PHT)

1.38 MPa (30 cm gettato in opera, rifugi)

1.17 MPa (30 cm spruzzato B35, by-pass)

avendo assunto:

f_{cd} = tensione resistente di progetto (30.43 MPa o 19.36 MPa);

δ = spessore equivalente (40 cm in conci o 40/60 cm in galleria tradizionale, 30 cm in rifugi,);

D = diametro della cavità (assunto cautelativamente 9.60 m per tratta in tradizionale e PHT, 9.20 m per tratta in TBM, 5.60 m per rifugi e 6.60 m per bypass);

FS = coefficiente di sicurezza che tiene conto delle eccentricità di posa e carico (assunto pari ad 1.4).

7.4 Risultati delle analisi - Scavo Tradizionale

Il comportamento dei calcescisti durante lo scavo della galleria autostradale ha messo in evidenza una marcata tendenza a scollarsi degli strati con frequenti sfornellamenti al rene ovest su entrambi i cantieri I ed F.

Per la verifica geotecnica e per i dimensionamenti si è proceduto alla valutazione della stabilità globale del cavo ed al dimensionamento degli spessori di rivestimento con il metodo delle linee caratteristiche.

I calcoli dimostrano che lo spessore del rivestimento in calcestruzzo tra 40 e 60 cm è sufficiente a sopportare i carichi di progetto sull'anello nelle tratte in tradizionale.

Ad entrambi gli imbocchi è previsto di iniziare lo scavo con metodo tradizionale all'esplosivo. Tali tratte sono assunte di 1655 m circa (lato Francia) e 960 m (lato

italia) considerando che la fornitura della TBM avvenga al 9 mese dall'inizio dei lavori di scavo. Per tali tratte sono previste 5 tipologie di sostegno in base alle informazioni geotecniche dedotte dai quaderni di cantiere relativi alla costruzione del traforo, in particolare:

Sezione	Misure di sostegno previste
T1	Sezioni tipo T1 40% per un totale stimato di 1046 m Calcestruzzo spruzzato 5-8 cm ancoraggi superswellex M 24, L= 3 m, 1.5 pz/m rete elettrosaldata 8 mm 15 x 15 cm
T2	Sezioni tipo T2 30% per un totale stimato di 785 m Calcestruzzo spruzzato 10 cm ancoraggi superswellex M 24, L= 3 m, 5 pz/m rete elettrosaldata 8 mm 15 x 15 cm
T3	Sezioni tipo T3 20% per un totale stimato di 523 m Calcestruzzo spruzzato 15 cm ancoraggi superswellex M 24, L= 3 m, 10 pz/m rete elettrosaldata 8 mm 15 x 15 cm
T4	Sezioni tipo T4 5% per un totale stimato di 134 m Calcestruzzo spruzzato 20 cm Centine HEB 140 int. 1.5 m rete elettrosaldata 8 mm 15 x 15 cm
T4b	Sezioni tipo T4b 5% per un totale stimato di 134 m Calcestruzzo spruzzato 25 cm Centine HEB 180 int. 1.0 m rete elettrosaldata 8 mm 15 x 15 cm infilaggi 21 ROR 76.5/5, l= 15 m /10 m

Le tavole descrittive sono contenute negli elaborati di progetto definitivo.

7.5 Risultati delle analisi - Scavo TBM

In base alle pressioni resistenti dei rivestimenti nella tratta da scavarsi con TBM, occorre garantire che il rivestimento entri in carico dopo aver scontato una convergenza minima dell'ordine di:

- 6.6 cm su raggio con 1800 m di copertura;
- 3.4 cm su raggio con 1350 m di copertura;
- 1.2 cm su raggio con 900 m di copertura;

Allo scopo di non sovraccaricare i conci nelle tratte ad alta copertura è necessario prevedere un sovrascavo della fresa dell'ordine di 5 cm sul raggio, ottenibile, ad esempio, con una sostituzione di dischi perimetrali. Un sovrascavo di ulteriori 5 cm sarà opportuno per evitare il blocco della fresa in caso di arresto prolungato per manutenzioni ad alte coperture.

7.5.1 Simulazione del fenomeno viscoso nei calcescisti

Come accennato lo sviluppo di pressioni e convergenze lungo il cavo dipende da vari fattori quali (Lombardi G., Amberg W.; *"L'influence de la methode de construction sur l'equilibre final d'un tunnel"*, Int. Congr. On Rock Mechanics, Motreaux, CH, 1979):

- Velocità di avanzamento
- Distanza dal fronte della posa in opera del rivestimento
- Gioco di posa del rivestimento
- Rigidezza e confinamento del supporto messo in opera

Si può ritenere ancora valida l'espressione dell'andamento della convergenza lungo il cavo, ricavata nel tunnel autostradale, anche nel caso della galleria di sicurezza trascurando l'effetto benefico della maggiore velocità di avanzamento del fronte nel caso della TBM, e ammettendo l'ipotesi che rigidezza e confinamento del supporto (bulloni) messo in opera nel tunnel stradale in prossimità del fronte, contribuisca in maniera trascurabile alla definizione della forma della funzione proposta (cioè che la forza di sostegno del fronte renda trascurabile l'apporto in prossimità del fronte della bullonatura).

Tale ipotesi è peraltro giustificata dalla formula per la stima delle convergenze da squeezing proposta da Hoek (Hoek E., "Big Tunnels in bad Rock", Draft to a paper submitted for publication in ASCE journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2000 Terzaghi Lecture, Seattle, 2000) in cui

$$\varepsilon(\%) = 0.15 \cdot \left(1 - \frac{p_1}{p_0}\right) \frac{\sigma_{cm}}{p_0} \frac{\frac{3p_{i+1}}{p_0}}{\frac{3.8p_i + 0.54}{p_0}}$$

dove

σ_m = Resistenza a compressione monoassiale in laboratorio

p_0 = stato litostatico in sito

p_1 = pressione di confinamento a bordo cavità

In base a questa teoria la pressione di confinamento applicata dai bulloni p_1 risulta trascurabile nel rapporto con la pressione preesistente in sito p_0 .

Allo scopo di quantificare il carico di convergenza lungo il cavo ci si avvale della formulazione dell'andamento delle deformazioni lungo il cavo proposta da M. Panet et al. per il tunnel autostradale del Fréjus, e descritta nel capitolo 5.2.4.

$$C(x, t) = A_1 \left\{ 1 - \left(\frac{X}{x + X} \right)^2 \right\} \cdot \left\{ 1 + A_2 \cdot \left[1 - \left(\frac{T}{T + t} \right)^n \right] \right\} = A_1 \cdot F(x) \cdot (1 + A_2 \cdot G(t))$$

in cui:

$$F(x) = 1 - \left(\frac{X}{x + X} \right)^2 \quad \text{e} \quad G(t) = 1 - \left(\frac{T}{t + T} \right)^n$$

Sapendo che, per il tunnel del Fréjus, che:

$$C_{fin} = A_1 (1 + A_2) = 5 A_1$$

si ricava la seguente:

$$G(t) = \left(\frac{C(x, t)}{A_1 \cdot F(x)} - 1 \right) \frac{1}{A_2} = \left(\frac{C(x, t)}{C_{fin}} \cdot \frac{5}{F(x)} - 1 \right) \frac{1}{A_2} = \left(\%C \cdot \frac{5}{F(x)} - 1 \right) \frac{1}{A}$$

Dalla quale, è possibile, fissando $\%C=C/C_{fin}$ (percentuale della convergenza totale a lungo termine) determinare le curve in funzione di x e t dei punti dove quella data percentuale di convergenza è raggiunta lungo il cavo. Tali curve sono rappresentate nella figura 8, in cui per una data distanza dal fronte, si esprime la percentuale di convergenza scontata in funzione del tempo d'arresto del fronte di scavo, si considerano le convergenze a 10, 12, 15 e 20 m dal fronte.

Dalla figura 8 si desume in particolare che, ipotizzando una lunghezza dello scudo di 10 m, la convergenza istantanea alla coda dello scudo espressa in percentuale della convergenza totale, sarà dell'ordine del 14% a 2 h e, in caso di fermo macchina, passerà al 20% per un fermo di 2 giorni ed al 30% per fermo di 8 giorni.

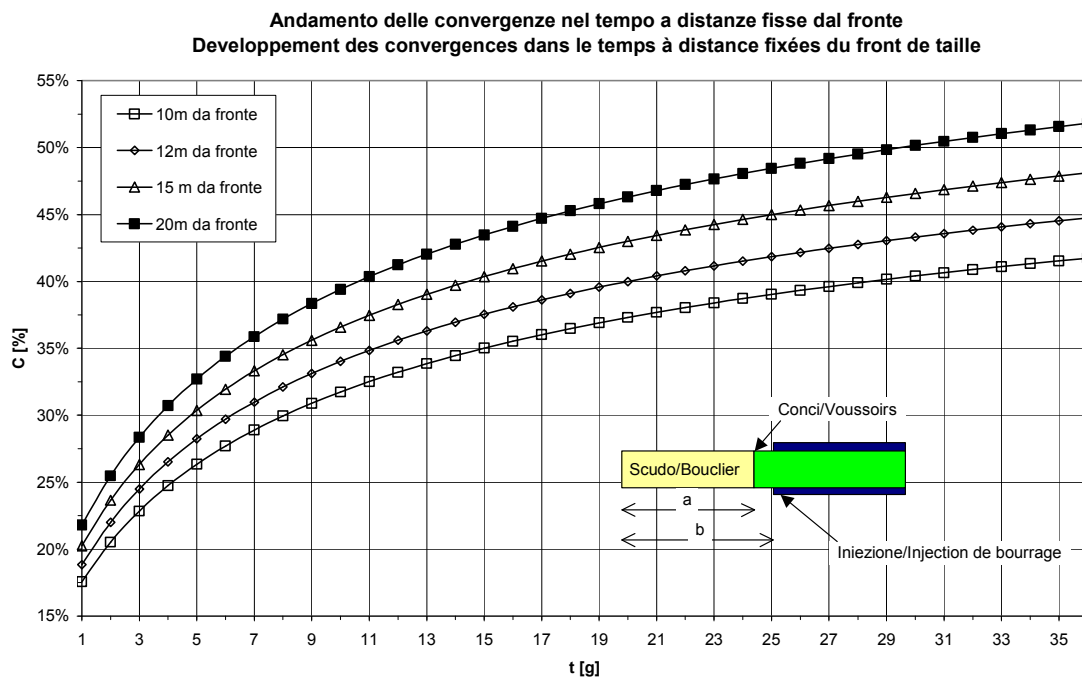


Figura 8 - Andamento delle convergenze in funzione del tempo in punti fissi dal fronte

In particolare, ipotizzando una lunghezza della parte scudata della TBM dell'ordine dei 10-12 m e che la sezione di intasamento con ghiaietto sia posta a 15-20 m dal fronte, stimando una convergenza massima a lungo termine dell'ordine del 5% del diametro (in maniera simile a quanto riscontrato nel tunnel stradale) è possibile ricavare i seguenti valori:

Tempo d'arresto [g]	CONVERGENZE SVILUPPATE (su raggio) [mm/% conv. finale]									
	A termine scudo				A messa in carico dei conci					
	10m da fronte		12m da fronte		15m da fronte		20m da fronte		30m da fronte	
2 ^{h30m}	32	14%	35	15%	37	16%	40	17%	43	19%
1	40	17%	43	19%	47	20%	50	22%	54	23%
3	53	23%	56	24%	61	26%	65	28%	70	30%
5	61	26%	65	28%	70	30%	75	33%	81	35%
7	66	29%	72	31%	77	33%	83	36%	89	39%
10	73	32%	78	34%	84	37%	91	39%	97	42%
15	80	35%	86	37%	93	40%	100	43%	107	47%

Questo approccio permette, da un lato di dimensionare la conicità dello scudo per minimizzare il rischio di blocco della TBM, dall'altro di valutare, in funzione delle produttività di scavo ipotizzate, la percentuale di convergenza scontata ed il carico sui rivestimenti posti in opera.

7.6 Scelta della TBM

La TBM proposta in progetto è del tipo per roccia dura, doppioscudata. Tale scelta è motivata sia dalla maggiore garanzia di rispetto dei programmi, sia dalla maggiore flessibilità della macchina (lunghezza scudi ridotta, avanzamento contemporaneo al montaggio dei conci, e maggior percentuale di spinta e torques installati trasmissibile al fronte). Si precisa comunque che si lascia la possibilità di proporre una variante con fresa a semplice scudo, sotto opportune garanzie da parte dell'imprenditore in merito a regolarità di avanzamento (tempi di arresto) e adeguatezza delle spinte installate. Resta sconsigliata invece, stante l'elevata incidenza delle misure di sostegno necessarie, la scelta di una fresa aperta.

7.6.1 Tecnologia TBM

In associazione con la tecnologia di sovrascavo variabile tra 10 e 20 cm sul diametro (oltre ai 20 cm standard), va utilizzato, in particolare per le elevate coperture (oltre 1300 m circa) un riempimento radiale che consenta la deformazione controllata della roccia prima di caricare il rivestimento. Ciò può

essere garantito iniettando nel vuoto anulare a tergo dei conci, in luogo dell'usuale Pea-Gravel, bolle di argilla espansa tipo LECA secco di granulometria 3-8 mm che presenta una resistenza allo schiacciamento dell'ordine degli 1.5 MPa, minore della pressione di confinamento esplicabile dai conci (stimata a vantaggio di sicurezza in 1.8 MPa).

Tale riempimento dovrà essere iniettato per garantire il contatto a lungo termine, una volta scontata la convergenza richiesta.

7.6.2 Dimensionamento del sistema anello-vuoto anulare

Si considera ad esempio il prodotto LECA secco, nella tabella sono riportati i valori forniti dal produttore per le granulometria considerate per quanto riguarda densità e resistenza.

Si noti che tale scelta non è vincolante in quanto un qualsiasi prodotto che abbia una resistenza allo schiacciamento inferiore a quella dell'anello di conci e presenti una riduzione di volume può essere ritenuto idoneo allo scopo.

	Granulometria iniziale	Granulometria finale
Granulometria	3-8	0-2
Densità Kg/m³ circa	360	630
Resistenza allo schiacciamento dei granuli (UNI 7549/7) N/mm²	1.5	4.5

La riduzione di volume può essere stimata in base alla densità del materiale in sfere ed in polvere. Da una densità iniziale di $d_2=360$ kg/m³, il materiale ridotto in polvere raggiunge una densità di $d_1=630$ kg/m³, dai rapporti tra le densità finali e iniziali (1.75) si ricava che il rapporto tra il volume iniziale e finale del vuoto anulare è dell'ordine del 43% dell'iniziale. Detti V_1 e V_2 il volume del vuoto anulare iniziale e finale si ha:

$$V_1 = \pi \cdot (r_{sc}^2 - r_{ext}^2) \quad \text{e} \quad V_2 = \pi \cdot (r_{fin}^2 - r_{ext}^2)$$

in cui r_{sc} =raggio di scavo variabile tra 4.60 (minimo), 4.65 (ottenibile con sostituzione dischi) o 4.70

r_{fin} =raggio finale

r_{ext} =raggio esterno dei conci pari a 4.50 m

imponendo $V_2/V_1=d_1/d_2=1.75$, si ricava:

$$r_{fin}^2 = \frac{r_{sc}^2 + 0.75 \cdot r_{est}^2}{1.75}$$

nella tabella sono riportate le deformazioni ammissibili (su raggio) con il riempimento con bolle d'argilla espansa tipo LECA secco.

Sovrascavo su raggio [cm]	r_{sc} [m]	r_{ext} [m]	r_{fin} [m]	Convergenza ammissibile [cm]
0	4.60	4.50	4.56	4.26
5	4.65	4.50	4.59	6.37
10	4.70	4.50	4.62	8.47

Poiché nel caso più gravoso (coperture dell'ordine di 1850 m) una deformazione di 8.5 cm corrisponde ad un carico radiale dell'ordine di 1130-1280 kPa, il sistema è adeguato al rivestimento di conci progettato.

7.6.3 Valutazione spinte su scudo per distacco blocchi

I principali piani di fatturazione sono indicati in figura qui sotto.

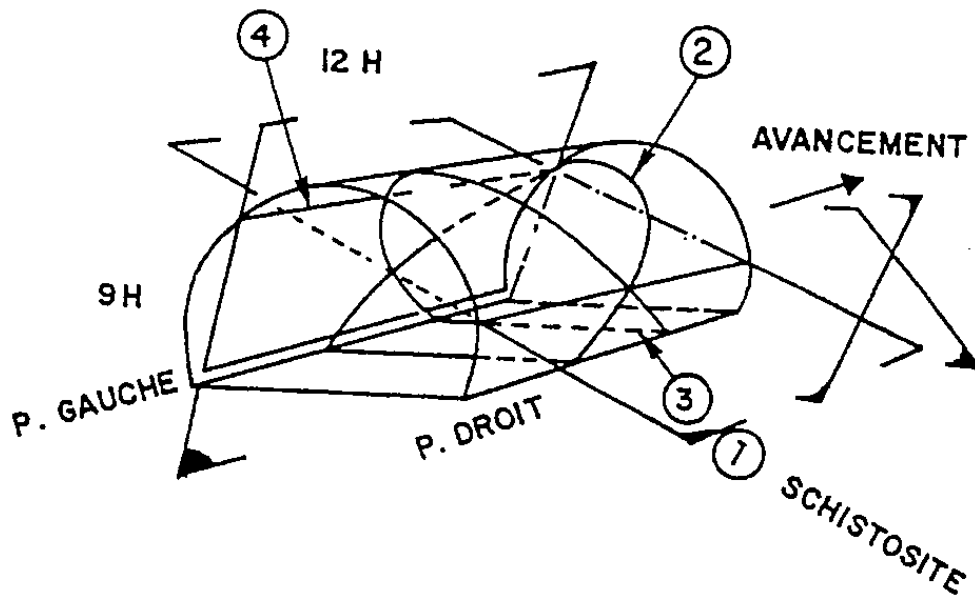


Figura 9 - Sistema di discontinuità nel massiccio (scavo tunnel autostradale)

Le discontinuità registrate nei calcescisti sono le seguenti:

- discontinuità n° 1. Scistosità regionale. I piani immergono mediamente verso Ovest con inclinazione avente valori medi passanti da 25° a 70°. Dai rilievi di fronte e pareti l'interspazio medio di tali discontinuità è assunto 90 cm c.a.
- discontinuità n° 2. Diaclasi aventi direzione Est-Ovest (disposte perpendicolarmente all'asse del traforo) ed immergenti verso Sud con un'inclinazione di 45° dai rilievi di fronte e pareti l'interspazio medio di tali discontinuità è assunto 280 cm c.a.;
- discontinuità n° 3. Fratture disposte perpendicolarmente all'asse del traforo (Est-Ovest). I piani di discontinuità immergono verso Nord (immersione opposta a quella della famiglia n° 2) con inclinazione di 45°, dai rilievi di fronte e pareti l'interspazio medio di tali discontinuità è assunto 260 cm c.a.;
- discontinuità n° 4. Caratterizzata da giacitura corrispondente alla direzione di sviluppo del tunnel (Nord-Sud), i cui piani subverticali (inclinazione media 50°÷70°) immergono verso Est. Dai rilievi di fronte e pareti l'interspazio medio di tali discontinuità è assunto 80 cm c.a.

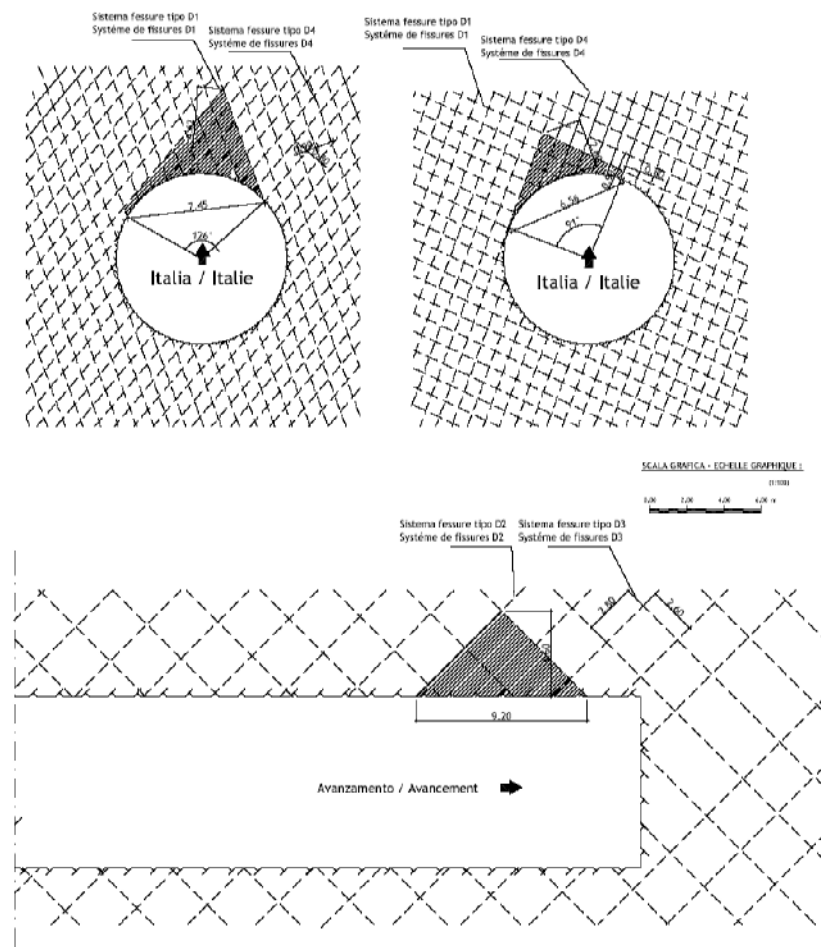


Figura 10 - Stima della dimensione verticale del blocco suscettibile di instabilità

Ipotizzando che i blocchi siano delineati dagli intrecci delle diaclasi, nel caso più sfavorevole, il blocco suscettibile di staccarsi in corrispondenza dello scudo, come mostrato in figura, può variare tra una altezza tra 2.6 e 4.6 m su una impronta di 6.6-7.6 m x 9.2 m.

Di conseguenza la pressione σ esercitata dal blocco sull'area di contatto dello scudo può essere dell'ordine del

$$\sigma = V_{bloc} \cdot \frac{\gamma}{A} = \left(A \cdot \frac{h}{3} \right) \frac{\gamma}{A} = \gamma \cdot \frac{h}{3} = 25-50 \text{ kPa}$$

V_{bloc} =volume del blocco; γ =densità roccia; A=area di base; h= altezza del blocco.

Di conseguenza si ritiene adeguato dimensionare la resistenza dello scudo ad una spinta asimmetrica dell'ordine dei 100 kPa su un angolo tra gli 80 ed i 130°. D'altra parte, per quanto riguarda le spinte istallate, il calcolo della spinta in caso di blocco e roccia spingente appare, con le ipotesi in progetto, quello più gravoso.

7.7 Posizione dei rami di collegamento

Nell'elaborazione del progetto definitivo la posizione dei rami di collegamento è stata scelta a valle di un'analisi che ha preso in considerazione i seguenti aspetti:

- Caratteristiche geotecniche incontrate;
- Misure di sostegno messe in opera nel traforo (evitate le zone con centine, posizione ottimizzata di rifugi nelle zone con i tiranti, etc...);
- Posizione delle opere esistenti che devono essere mantenute ed integrate nel progetto (Locali Tecnici, Laboratorio sotterraneo, rifugi esistenti);
- Interdistanza il più possibile regolare tra i vari rami in modo da garantire agli utenti un intervallo regolare tra i rifugi.

Nr. Rifugio	PM [m]	Copertura [m]	Osservazioni
1	377.707	238	Galleria scavata all'esplosivo
2	758.737	449	Galleria scavata all'esplosivo
3	1145.887	539	Galleria scavata all'esplosivo
4	1519.377	691	Galleria scavata all'esplosivo
ST 3/18	1559.887	692	Galleria scavata all'esplosivo
5	1849.877	840	Scavo TBM
BP1	2180.882	900	Scavo TBM, Collegamento con rifugio esistente n° 2
6	2210.887	977	Scavo TBM
7	2544.267	1150	Scavo TBM
ST 5/16	2866.617	1105	Scavo TBM
8	2907.117	1063	Scavo TBM
9	3249.617	949	Scavo TBM
10	3585.617	824	Scavo TBM
11	3925.117	774	Scavo TBM
12	4187.619	823	Scavo TBM
BP2	4227.619	850	Scavo TBM
ST 7/14	4311.397	850	Scavo TBM
13	4589.148	1009	Scavo TBM
14	4971.057	1318	Scavo TBM
15	5354.766	1405	Scavo TBM
ST 9/12	5639.667	1405	Scavo TBM
16	5740.267	1390	Scavo TBM
17	6120.648	1527	Scavo TBM
18	6505.547	1715	Scavo TBM, zona camera smontaggio, collegamento con laboratorio LSM
BP3	6574.769	1715	Scavo TBM,
19	6869.407	1581	Scavo TBM, Traforo con trattamento con tiranti
20	7218.267	1396	Scavo TBM
21	7626.267	1219	Scavo TBM, Traforo con trattamento tiranti
22	8034.927	954	Scavo TBM, Traforo con trattamento tiranti
23	8442.597	738	Scavo TBM
24	8850.217	600	Scavo TBM

Nr. Rifugio	PM [m]	Copertura [m]	Osservazioni
BP4	8890.714	697	Scavo TBM
ST 13/8	8974.497	697	Scavo TBM
25	9268.717	697	Scavo TBM
26	9649.717	690	Scavo TBM
27	10030.817	641	Scavo TBM
ST 15/6	10071.317	650	Scavo TBM
28	10381.817	687	Scavo TBM
29	10692.817	734	Scavo TBM,
BP5	10732.814	700	Scavo TBM, Collegamento con rifugio esistente n° 10
30	11097.717	698	Scavo TBM
ST 17/4	11422.117	670	Scavo TBM
31	11462.617	621	Scavo TBM
32	11812.717	485	Scavo TBM
33	12167.617	273	Galleria scavata all'esplosivo
34	12520.117	127	Galleria scavata all'esplosivo

Va premesso che la direzione dello scavo dei rami, che attraversano ortogonalmente gli strati, pone problematiche di stabilità locale ridotte rispetto allo scavo della galleria principale, come desumibile dai documenti di cantiere della galleria stradale e del laboratorio LSM (scavato in buona parte trasversalmente al Tunnel quando questo era in esercizio). Difatti in questa direzione è pressoché annullato l'effetto scollamento degli strati che è caratteristico delle formazioni attraversate.

7.8 Rami ST/PHT e rifugi

Nelle stazioni tecniche la sezione scavata è uguale a quella in tradizionale agli imbocchi ($R=4.80$). Le stazioni tecniche sono alle progressive e con le coperture indicate in tabella. Tutte le ST sono in calcescisto tranne la 3/18 che è in anidridi. Le curve caratteristiche usate per il dimensionamento sono quelle indicate in figure 7-14 dell'allegato 2

ST	PM (circa)	Copertura [m]	Incidenza min. bullonaggio	Spessore min. rivest. def.
ST3/18	1+510.5	750.0	1 bull/1.0 m ²	40 cm
ST5/16	2+855.0	1200.0	1 bull/1.5 m ²	60 cm
ST7/14	4+216.0	800.0	1 bull/2 m ²	40 cm
ST9/12	5+635.4	1350.0	1 bull/1.0 m ²	60 cm
ST11/10	7+181.0	1350.0	1 bull/1.0 m ²	60 cm
ST13/8	8+852.5	600.0	1 bull/2 m ²	40 cm
ST15/6	10+076.6	650.0	1 bull/2 m ²	40 cm
ST17/4	11+427.4	600.0	1 bull/2 m ²	40 cm

7.9 Misure di sostegno rami di collegamento

Per il dimensionamento delle misure di sicurezza nei rami si sono definite 3 zone di intervento lungo i rifugi ed i rami di collegamento. In tali zone è stato applicata una pressione di confinamento a bordo scavo data dalle misure di sicurezza progettate e si è verificato l'effetto di queste sulle sollecitazioni indotte sulle strutture esistenti al momento dello scavo, e la accettabilità di queste ultime:

Zona Galleria di Sicurezza in particolare si definisce l'estensione di conci da chiodare e le lunghezze dei chiodi. Si noti che tale trattamento, stanti le capacità elevate di sostegno offerte dagli anelli lasciati in opera, ha l'unico effetto di realizzare una cucitura del massiccio per favorire la distribuzione delle tensioni longitudinalmente alla galleria.

Zona A: primi min 8 m del ramo. In tale zona di innesto nella galleria di sicurezza si realizza un sostegno particolare con cui viene garantita la stabilità con convergenze accettabili. Alla rimozione dei conci di rivestimento difatti la situazione di spinte radiali del massiccio, essendo garantita una certa convergenza, tende a ridursi. In tale zona la validità delle misure di sostegno è verificata sulla base dell'analisi 3D esposta nel seguito.

Zona B: lungo il rifugio. In tale zona le misure di sostegno messe in opera sono determinate sulla base delle pressioni di confinamento ottenute nel Traforo e la validità di queste è verificata con l'analisi 3D.

Zona C: min 8 m da estradosso Traforo. In questa zona, in cui l'avanzamento con metodi meccanici viene preceduto dalla delimitazione del taglio con filo, si sono

dimensionate le misure di sostegno sulla base delle analisi 3D, allo scopo di ridurre il carico generalizzato sui rivestimenti del traforo.

Nella tabella allegata si riportano misure messe in opera nel traforo e interventi dimensionati nelle tre zone per ciascun rifugio.

			Misure in traforo/Mesures en tunnel			Galleria di sic./Galerie de Sec.			Zona A/Zone A 10 m				Zona B/Zone B Variable				Zona C/Zone C 10 m			
			Longhezza media bulloni	Densità Bulloni (m perf./m)	Convergenza misurata	Longhezza bulloni	Maglia bulloni	Longhezza chiodata	Longueur de tir	Maglia bulloni	Spessore CCS	Longhezza volata	Longueur de tir	Maglia bulloni	Spessore CCS	Longhezza volata	Longueur de tir	Maglia bulloni	Spessore CCS	Longhezza volata
Rifugio/Abri		Copertura																		
1	377.707	238	3.8	100	10	3	1.5x1.5	16	3	1.5x1.25	10	2.5	2	2.0x1.5	10	3	1.5x1.0	10	2	2
2	758.737	449	n.d.	n.d.	n.d.	3	2x2	16	3	1.5x2.5	10	2.5	2	2.5x1.5	10	3	2.0x1.0	10	2	2
3	1145.887	539	n.d.	n.d.	n.d.	3	2x2	16	3	1.5x2.5	10	2.5	2	2.5x1.5	10	3	2.0x1.0	10	2	2
4	1519.377	691	3.8	100	10	3	1.5x1.5	16	3	1.5x1.25	10	2.5	2	2.0x1.5	10	3	1.5x1.0	10	2	2
ST 3/18	1559.887	692	4.3	88	10	4	1.5x1.5	16	4	1.5x1.25	15	2.5	4	2.0x1.5	15	3	1.5x1.0	15	2	2
5	1849.877	840	4.5	100	10	3	1.5x1.5	16	3	1.5x1.25	10	2.5	2	2.0x1.5	10	3	1.5x1.0	10	2	2
BP1	2180.882	900	4.5	100	10	4	1.5x1.5	16	4	1.5x1.25	15	2.5	4	1.5x1.5	15	3	1.5x1.0	15	2	2
6	2210.887	977	4.2	100	12	3	1.5x1.5	16	3	1.5x1.25	10	2.5	2	2.0x1.5	10	3	1.5x1.0	10	2	2
7	2544.267	1150	4.5	80	15	3	1.5x1.5	16	3	1.5x1.25	10	2.5	2	2.0x1.5	10	3	1.5x1.0	10	2	2
ST 5/16	2866.617	1105	4.5	80	5	4	1.5x1.5	16	4	1.5x1.25	15	2.5	4	1.5x1.5	15	3	1.5x1.0	15	2	2
8	2907.117	1063	4.5	80	5	3	1.5x1.5	16	3	1.5x1.25	10	2.5	2	2.0x1.5	10	3	1.5x1.0	10	2	2
9	3249.617	949	4.5	90	0	3	1.5x1.5	16	3	1.5x1.25	10	2.5	2	2.0x1.5	10	3	1.5x1.0	10	2	2
10	3585.617	824	4.5	90	0	3	1.5x1.5	19.2	3	1.5x1.25	10	2.5	2	2.0x1.5	10	3	1.5x1.0	10	2	2
11	3925.117	774	4.5	75	5	3	1.5x1.5	19.2	3	1.5x1.25	10	2.5	2	2.0x1.5	10	3	1.5x1.0	10	2	2
12	4187.619	823	4.5	75	15	3	1.5x1.5	19.2	3	1.5x1.25	10	2.5	2	2.0x1.5	10	3	1.5x1.0	10	2	2
BP2	4227.619	850	4.5	80	10	4	1.5x1.5	19.2	4	1x1.25	15	2.5	4	1.5x1.5	15	3	1.5x1.0	15	2	2
ST 7/14	4311.397	850	4.5	80	10	4	1.5x1.5	19.2	4	1x1.25	15	2.5	4	1.5x1.5	15	3	1.5x1.0	15	2	2
13	4589.148	1009	4.5	120	10	3	1.5x1.5	19.2	3	1.5x1.25	10	2.5	2	2.0x1.5	10	3	1.5x1.0	10	2	2
14	4971.057	1318	4.5	95	40	3	1x1	22.4	3	1.0x1.0	10	2	2	1.5x1.25	10	2.5	1x0.75	10	1.5	1.5
15	5354.766	1405	4.5	150	10	3	1x1	22.4	3	1.0x1.0	10	2	2	1.5x1.25	10	2.5	1x0.75	10	1.5	1.5
ST 9/12	5639.667	1405	4.5	120	8	5	1x1	22.4	5	1.0x1.0	20	2	5	1.5x1.0	20	2	1x0.75	20	1.5	1.5
16	5740.267	1390	4.5	70	10	3	1x1	22.4	3	1.0x1.0	10	2	2	1.5x1.25	10	2.5	1x0.75	10	1.5	1.5
17	6120.648	1527	4.5	150	10	3	1x1	22.4	3	1.0x1.0	10	2	2	1.5x1.25	10	2.5	1x0.75	10	1.5	1.5
18	6505.547	1715	4.8	50	20	3	1x1	22.4	3	1.0x1.0	10	2	2	1.25x1.2	10	2.5	1x0.75	10	1.5	1.5
BP3	6574.769	1715	4.5	100	15	5	1x1	22.4	5	1.0x1.0	20	2	5	1.25x1.2	20	2.5	1x0.75	20	1.5	1.5
19	6869.407	1581	4.2	100	20	3	1.5x1.5	19.2	3	1.5x1.25	10	2.5	2	2.0x1.25	10	3	1.5x1.0	10	2	2
20	7218.267	1396	4.2	100	20	3	1.5x1.5	19.2	3	1.5x1.25	10	2.5	2	2.0x1.25	10	3	1.5x1.0	10	2	2
21	7626.267	1219	4.2	170	18	3	1x1	22.4	3	1.0x1.0	10	2	2	1.5x1.25	10	2.5	1x0.75	10	1.5	1.5

Ritugio/Abri	Copertura	Misure in traforo/Mesures en tunnel			Galleria di sic./Galerie de Sec.			Zona A/Zone A				Zona B/Zone B				Zona C/Zone C			
		Longhezza media boulons	Densità Bouloni (m per/m)	Convergenza misurata	Longueur Boulons	Maglia boulons	Longueur de traitement	Longhezza bouloni	Maglia boulons	Spessore CCS	Longhezza volata	Longueur boulons	Maglia boulons	Spessore CCS	Longhezza volata	Longueur boulons	Maglia boulons	Spessore CCS	Longhezza volata
22	954	4	80	15	3	1.5x1.5	16	3	1.5x1.25	10	2.5	2	2.0x1.5	10	3	3	1.5x1.0	10	2
23	738	4	80	15	3	1.5x1.5	19.2	3	1.5x1.25	10	2.5	2	2.0x1.5	10	3	3	1.5x1.0	10	2
24	600	3.5	70	10	3	1.5x1.5	19.2	3	1.5x1.25	10	2.5	2	2.0x1.5	10	3	3	1.5x1.0	10	2
BP4	697	3.5	80	10	4	1.5x1.5	19.2	4	1.5x1.25	20	2.5	4	1.5x1.5	20	3	4	1.5x1.0	20	2
ST 13/8	697	3.5	80	10	4	1.5x1.5	19.2	4	1.5x1.25	20	2.5	4	1.5x1.5	20	3	4	1.5x1.0	20	2
25	697	3.5	60	10	3	1.5x1.5	19.2	3	1.5x1.25	10	2.5	2	2.0x1.5	10	3	3	1.5x1.0	10	2
26	690	3.5	70	10	3	1.5x1.5	19.2	3	1.5x1.25	10	2.5	2	2.0x1.5	10	3	3	1.5x1.0	10	2
27	641	4	100	10	3	1.5x1.5	16	3	1.5x1.25	10	2.5	2	2.0x1.5	10	3	3	1.5x1.0	10	2
ST 15/6	650	4	100	14	4	1.5x1.5	16	4	1.5x1.25	15	2.5	4	1.5x1.5	15	3	4	1.5x1.0	15	2
28	687	4	90	10	3	1.5x1.5	16	3	1.5x1.25	10	2.5	2	2.0x1.5	10	3	3	1.5x1.5	10	2
29	734	3.8	45	10	3	2x2	16	3	1.5x2.5	10	2.5	2	2.5x1.5	10	3	3	2.0x1.0	10	2
BP5	700	4	50	10	4	2x2	16	4	1.5x1.25	15	2.5	4	2.0x1.5	15	3	4	2.0x1.0	15	2
30	698	3.5	40	10	3	2x2	16	3	1.5x2.5	10	2.5	2	2.5x1.5	10	3	3	2.0x1.0	10	2
ST 17/4	670	3.6	40	10	4	2x2	16	4	1.5x1.25	15	2.5	4	2.0x1.5	15	3	4	2.0x1.0	15	2
31	621	3.5	40	10	3	2x2	16	3	1.5x2.5	10	2.5	2	2.5x1.5	10	3	3	2.0x1.0	10	2
32	485	3.5	45	10	3	2x2	16	3	1.5x2.5	10	2.5	2	2.5x1.5	10	3	3	2.0x1.0	10	2
33	273	3.5	30	10	3	2x2	16	3	1.5x2.5	10	2.5	2	2.5x1.5	10	3	3	2.0x1.0	10	2
34	127	2.5	15	10	3	2x2	16	3	1.5x2.5	10	2.5	2	2.5x1.5	10	3	3	2.0x1.0	10	2

8. ULTERIORI SCENARI DI RISCHIO POTENZIALE

Nel seguito sono riportate le situazioni di rischio potenziale sia nei tratti di galleria da scavarsi con fresa, sia nei tratti da scavarsi in tradizionale.

8.1 Rilasci gravitativi di materiale

In generale nel caso di scavo con fresa doppio-scudata non si hanno problemi legati al rilascio gravitativo dei blocchi.

Nelle tratte di scavo in tradizionale si prevede di controllare i problemi di rilascio gravitativo incrementando la struttura di sostegno. In particolare al ridursi della dimensione dei blocchi sono adeguate misure di sostegno che passano dai chiodi alle centine e spritzbeton. Le tipologie di sostegni proposte, in particolare le più leggere, sono state dimensionate per queste tipologie di rilasci.

Causa:	Rimedio:
intreccio di giunti,	chiodi e rete (giunti spazati)
flessione di lastre in calotta o paramenti	chiodature
presenza di elemento disgiuntivo (faglia longitudinale alla sezione)	chiodi e centine parziali o totali
materiale poco cementato	centine con rete o spritzbeton
restringimento plastico della cavità	chiodi e centine con rete e/o spritzbeton

8.2 Rockburst

Anche se non riscontrato durante l'avanzamento del tunnel autostradale, nel caso di un avanzamento con TBM, è possibile che si producano delle punte di tensione tangenziale a bordo della cavità. In tali condizioni è possibile che si verifichino fenomeni di espulsione di scaglie (spalling), in particolare nella direzione ortogonale agli strati (Lombardi G.: *"Aspects de la mécanique de la roche lors d'un avancement à l'explosif et par Tunnelier"* 3eme Symposium Européen de la Construction de Tunnels, Berne, 1996).

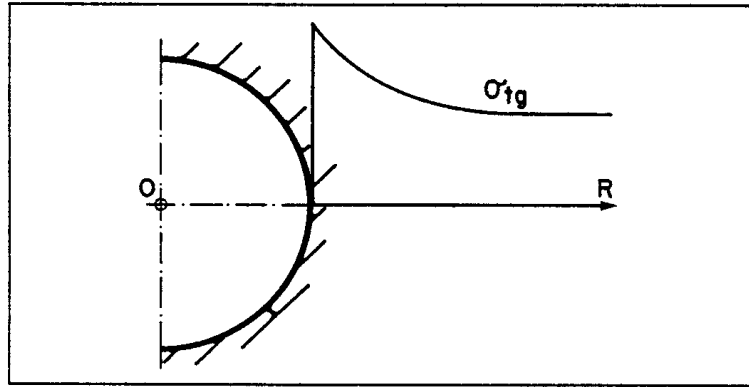


Figura 11 - Andamento delle tensioni tangenziali in caso di scavo con TBM

Il fenomeno di rockburst è suscettibile di verificarsi quando la massima tensione $\sigma_t > 0.4 \pm 0.1 \sigma_c$ (Martin C.D., Kaiser P.K., McCreath D.R. "Hoek-Brown parameters for predicting the depth of brittle failure around tunnels" Canadian Geotechnical Journal n. 39, 1999). La gravità del fenomeno varia secondo la Figura 12.

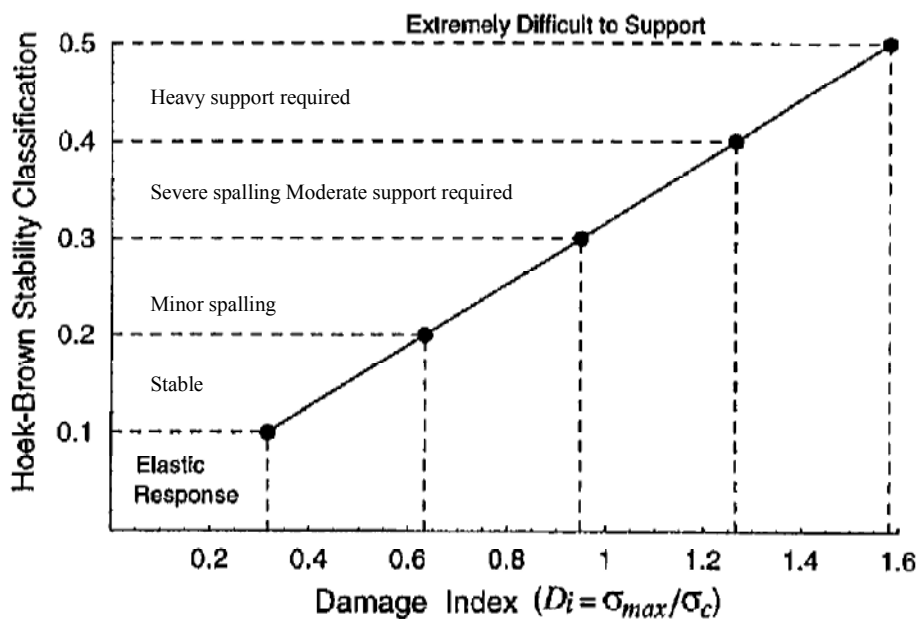


Figura 12 - Andamento del fenomeno rockburst con la tensione massima (Martin C.D. et al, 1999)

In base alle tensioni massime litostatiche indotte in sito, assumendo una resistenza a compressione di 32-38 MPa (minima), sono possibili fenomeni minori di splaccaggi per a coperture in calotta a partire da 750-880 m, tali diventano più probabili a partire da 1200-1450 m di copertura.

Nel caso di scavo con TBM scudata, il pericolo per le maestranze è ridotto , occorre tuttavia che il progetto di dettaglio della TBM tenga presenti tali carichi in particolare nel dimensionamento delle spinte e dei torques installati.

8.3 Deformazioni anomale della sezione (stati tensio-deformativi fortemente dissimmetrici)

Il rivestimento in conci (tratta scavata a TBM) sarà dimensionato per poter resistere a spinte dissimmetriche con $K_{0\text{equivalente}}$ pari a 1.6-1.7 con picco nella direzione della scistosità. Nelle tratte da scavarsi in tradizionale (coperture inferiori a 700 m), anche poiché le convergenze sono scontate interamente prima del getto del rivestimento definitivo, non si prevedono asimmetrie critiche di carico.

Si veda anche il paragrafo roccia spingente per soluzione in caso di blocco della TBM per spinte radiali.

8.4 Roccia spingente

Qualora in fase esecutiva si riscontrino comportamenti spingenti si contrasterà la tendenza a convergere del cavo con:

1. sovrascavo fino a 20 cm sul diametro (diametro esterno conci 6.10 m, diametro di scavo TBM 6.30 m estensibile a 6.50 m)
2. installazione spinte e torques installati adeguati
3. utilizzo di TBM a doppio scudo

8.5 Instabilità localizzata del fronte

I parametri del massiccio e le esperienze della galleria autostradale fanno ritenere poco probabile il problema di instabilità del fronte. La TBM dovrà comunque essere attrezzata per poter sostenere il fronte con infilaggi in calotta ed iniezioni in limitate tratte in cui possa verificarsi il fenomeno.

In generale l'avanzamento della fresa da roccia dura potrebbe essere compromesso per essenzialmente due tipi di cause connesse con il fronte:

- la testa non gira perché il materiale si raccoglie contro la testa stessa impedendole di ruotare
- la TBM non riesce ad avanzare perché il fronte, franando causa una cavità in avanti che si estende verso l'alto.

In tal caso si procederà all'arresto della TBM, ed al riempimento della cavità che si è creata con l'iniezione di materiali opportuni di riempimento attraverso la testa.

Tra le misure di prevenzione contro questi fenomeni, principalmente si controllerà la coerenza del volume di smarino con l'avanzamento in maniera ordinaria e continua durante lo scavo. Inoltre si terrà conto, nel dimensionamento delle spinte istallate, di coefficienti di sicurezza adeguati (min 30% per il thrust minimo installato).

9. INFLUENZA DELLO SCAVO DELLA GALLERIA DI SICUREZZA SUL RIVESTIMENTO DELLA GALLERIA STRADALE ESISTENTE

Per analizzare l'ordine di grandezza dell'influenza dello scavo della galleria di sicurezza sullo stato tensionale agente nel rivestimento della galleria stradale del Fréjus si è ricorsi ad una analisi alle differenze finite con il programma FLAC.

Le tensioni e deformazioni sono state valutate in un mezzo ideale (continuo, isotropo ed omogeneo) in cui viene assunto $K_0=1$ e la pressione verticale è pari a γh . La presenza della galleria ferroviaria non è stata presa in considerazione.

Sebbene nel nostro caso lo stato attuale delle tensioni in valore assoluto sia difficile a definire, è però possibile valutare le deformazioni relative e le variazioni di stato tensionale indotte che risultano dalla perturbazione dal massiccio roccioso, in modo da stimare le influenze sui risultati dei parametri in gioco.

9.1 Modellazione

9.1.1 Ipotesi e modello di calcolo

Nel calcolo si sono fatte le seguenti ipotesi:

- mezzo continuo, isotropo ed omogeneo,

- la pressione orizzontale è uguale alla pressione verticale ($K_0=1$),
- il comportamento del suolo è elasto-plastico. Il modello costitutivo ammesso per la presente analisi è il modello " strain-softening/hardening ", basato sul modello di rottura di Mohr, che permette la variazione delle proprietà della roccia in funzione della deformazione post picco elastico,
- la pressione idrostatica non è considerata,
- i lavori si trovano sotto la copertura massima di circa 1800 m,
- la galleria ferroviaria non è presa in considerazione.

9.1.2 Modello e geometrie

Come illustrato nell'allegato 4, pagine 1 e 2 la " mesh " è costituita da 11040 elementi e copre una zona di 338 m di lunghezza per 280 m di altezza. Si distinguono due zone:

- Una griglia centrale di dimensione 98x40 m (3920 elementi) di forma essenzialmente quadrata di lato 1 m (Allegato 4 pag. 2).
- Una griglia esterna che si distende fino a 120 m per parte (Allegato 4 pag. 1), le cui condizioni di vincolo sono cerniere sui bordi orizzontale e verticale

La galleria stradale ha profilo a ferro di cavallo di diametro di 13.6 m per 9.9 m di altezza.

Il rivestimento è in calcestruzzo (non armato) gettato in opera di spessore di 0.6 m (medio in opera). Ad una distanza di 50 m dell'asse della galleria stradale si trova l'asse della futura galleria di sicurezza di cui il profilo è circolare di diametro cautelativamente assunto 9.2 m il cui centro è a 3.05 m al di sopra del piede della sezione della galleria stradale.

9.2 Parametri di calcolo

Le caratteristiche della roccia corrispondono ai calcescisti del Fréjus coi parametri seguenti:

- Modulo di elasticità $E_R=15, 25 \text{ e } 30 \text{ GPa}$, rappresentativo del valore medio dei moduli ortogonali e paralleli alla scistosità,
- Coefficiente di Poisson $\nu=0.2 [-]$
- Peso dell'unità di volume, $\gamma=27 \text{ kN/m}^3$,
- Angolo di dilatanza $\psi=0^\circ$
- Angolo di attrito $\varphi=40^\circ$ (valore di picco)
 $\varphi=35^\circ$ (valore residuo)
- Coesione $c=5 \text{ MPa}$ (valore di picco)
 $c=1 \text{ MPa}$ (valore residuo)

Il modulo di elasticità del calcestruzzo del rivestimento della galleria stradale è stato assunto $E_B=20 \text{ GPa}$, ed il peso dell'unità di volume 25 kN/m^3 .

Le proprietà dell'interfaccia tra le superfici della cavità e l'estradosso del rivestimento sono state ammesse come segue :

- Angolo di attrito $\varphi=35^\circ$
- Coesione $c=0 \text{ MPa}$

Non è stato considerato alcun gioco tra le superfici della cavità e l'estradosso del rivestimento (a vantaggio di sicurezza).

9.2.1 Fasi di calcolo

Il calcolo è elaborato in 4 fasi di calcolo successive, nelle prime tre si ricostituisce lo stato attuale delle tensioni nel massiccio nel rivestimento della galleria stradale prima dello scavo della galleria di sicurezza, la quarta simula lo scavo della galleria di sicurezza.

Fase 1 : La prima fase consiste nel ricostruire lo stato delle tensioni naturali preesistenti allo scavo del tunnel a copertura 1800 m ($\sigma_v= 48 \text{ MPa}$ circa).

Fase 2 : Nella seconda fase si modella lo stato tensionale nel massiccio a seguito dello scavo del tunnel stradale. La decompressione è simulata progressivamente fino ad applicare la pressione dei bulloni (300 kPa uniforme).

Tappa 3 : Si modella la messa in opera del rivestimento del tunnel ed il carico su di esso.

Tappa 4 : Si modella lo scavo della galleria di sicurezza con decompressione progressiva del massiccio roccioso in modo analogo a quella della tappa 2 per la galleria stradale. Si giunge ad una pressione di sostegno uguale a 0 od a 500 kPa, analoga a quella stimata con le curve caratteristiche.

Ad ogni fase il programma di calcolo raggiunge l'equilibrio e memorizza l'insieme dei risultati ottenuti.

Ulteriori calcoli sono stati impostati per valutare l'influenza sul modello della variazione di modulo elastico del massiccio (variabile tra 15, 25 e 30 GPa) e della pressione di confinamento applicata sulla galleria di sicurezza (variabile tra 0 e 500 kPa).

9.3 Risultati

Di seguito si presentano i risultati dell'analisi per le fasi 3 e 4 definite al capitolo precedente. I risultati sono illustrati graficamente nell'allegato 4, dove si riportano alla fine della tappa 3 e 4 per ciascuno dei casi studiati i diagrammi seguenti:

- sforzo normale nel rivestimento della galleria stradale,
- tensioni principali massime e minime nel massiccio roccioso, e
- deformazioni dell'insieme struttura-massiccio roccioso.

I risultati significativi dei casi analizzati sono riassunti nella tabella seguente, in cui si sono adottate le seguenti convenzioni:

$N_{\max,voûte}/\sigma_{\max,voûte} = N$ e σ massimi in calotta

$N_{\max,piédroit}/\sigma_{\max,piédroit} = N$ e σ massimi al piedritto EST

$\Delta\sigma_{\max,voûte}$ = Aumento massimo della σ in calotta dopo lo scavo GDS (non è per forza pari alla differenza tra le σ massime)

$\Delta\sigma_{\max,piédroit}$ = Aumento massimo della σ al piedritto EST dopo lo scavo GDS (non è per forza pari alla differenza tra le σ massime)

$\delta_{voûte, tunnel}$ = deformazione radiale in calotta nel tunnel

$\delta_{piédroit, tunnel}$ = deformazione radiale al rene EST del tunnel

$\delta_{voûte, galerie}$ = deformazione radiale in calotta nella galleria di sicurezza

$\delta_{piédroit, galerie}$ = deformazione radiale al piedritto OVEST della galleria di sicurezza

	Modulo elastico	E=15 GPa		E=25 GPa		E=30 GPa	
Stato attuale	$N_{max, voûte}$ [kN]	2080		1330		1020	
	$N_{max, piédroit}$ [kN]	1015		720		592	
	$\sigma_{max, voûte}$ [MPa]	3.5		2.2		1.7	
	$\sigma_{max, piédroit}$ [MPa]	1.7		1.2		0.9	
	$\delta_{voûte}$ [cm]	11.5		3.9		2.8	
	$\delta_{piédroit}$ [cm]	11.7		4.6		2.6	
	R_{pl} tunnel [m]	~7.0		~5.0		~4.0	
	Figure in allegato 4	4a.3 a 4a.7		4b.1 a 4b.4		4c.1 a 4c.4	
Pressione di confinamento G.D.S. [kPa]	P=500	P=0	P=500	P=0	P=500	P=0	
Stato dopo scavo della Galleria di sicurezza	$N_{max, voûte}$ [kN]	3070	3925	1795	1970	1382	1455
	$N_{max, piédroit}$ [kN]	3180	4115	1900	2070	1286	1356
	$\sigma_{max, voûte}$ [MPa]	5.1	6.5	3.0	3.3	2.3	2.4
	$\sigma_{max, piédroit}$ [MPa]	5.3	6.8	3.2	3.4	2.1	2.3
	$\Delta\sigma_{max, voûte}$ [MPa]	3.3	4.8	1.8	2.1	1.2	1.3
	$\Delta\sigma_{max, piédroit}$ [MPa]	3.6	5.2	2.0	2.3	1.2	1.3
	$\delta_{voûte, tunnel}$ [cm]	11.8	12.0	4.1	4.1	2.9	2.9
	$\delta_{piédroit, tunnel}$ [cm]	11.7	11.8	4.7	4.7	2.7	2.7
	$\delta_{voûte, galerie}$ [cm]	5.1	6.5	2.3	2.7	1.7	1.9
	$\delta_{piédroit, galerie}$ [cm]	6.9	11.5	2.3	2.9	1.6	1.9
	R_{pl} tunnel [m]	~7.0	~7.0	~5.0	~5.0	~4.0	~4.0
	R_{pl} galerie [m]	~4.5	~5.5	~3.5	~3.5	~3.0	~3.0
	Figure in allegato 4	4a.8 à 4a.11	4a.12 à 4a.16	4b.5 à 4b.8	4b.9 à 4b.12	4c.5 à 4c.8	4c.9 à 4c.12

9.4 Conclusioni

A causa delle approssimazioni del modello, e dell'impossibilità di definire lo stato attuale delle tensioni, i risultati dei calcoli proposti non possono che essere

utilizzati per confronti relativi, e solo marginalmente in valore assoluto. Lo scopo delle analisi proposte è quello di determinare l'influenza relativa di alcuni parametri sul fenomeno dell'incremento di carico indotto dallo scavo della galleria di sicurezza sui rivestimenti del tunnel autostradale.

In particolare le analisi proposte ci permettono di stimare che:

- Lo scavo della galleria di sicurezza induce una redistribuzione delle tensioni nel rivestimento del tunnel autostradale.
- L'incremento di sollecitazione è tanto minore quanto maggiore è il modulo elastico del massiccio.
- Con le ipotesi del modello l'incremento maggiore è conseguito in corrispondenza del piedritto EST nel tunnel
- La pressione di confinamento applicata alla galleria di sicurezza gioca un ruolo minore al crescere del modulo elastico della roccia.

Occorrerà porre in opera un appropriato sistema di monitoraggio degli effetti indotti dallo scavo della galleria di sicurezza sul tunnel autostradale. Il sistema dovrà comprendere:

- misure delle vibrazioni indotte dallo scavo sui rivestimenti e sulla soletta intermedia, per mezzo di accelerometri, installati ad esempio nel vano aria fresca, in particolare andrà verificato l'effetto delle volate nello scavo dei rami di collegamento in prossimità del tunnel;
- misure delle deformazioni indotte nei rivestimenti, per mezzo di estensimetri posti in opera prima del passaggio della fresa;
- misure delle variazioni di sollecitazioni indotte nell'arco di calotta (in particolare piedritto EST e chiave di calotta).

10. SCAVO DELLA GALLERIA DI SICUREZZA E DEI RAMI DI COLLEGAMENTO

10.1 Inquadramento della problematica da esaminare

Si ritiene includere una valutazione degli effetti indotti dallo scavo delle opere in progetto sulla galleria stradale con in particolare riferimento allo scavo dei rami di collegamento ed alla connessione:

- galleria di sicurezza - ramo
- ramo -traforo

Si integrano, in particolare, valutazioni geotecniche mirate e calcoli specifici che tenessero in considerazione l'importante volume di informazioni geologiche-geotecniche disponibili e derivanti dallo scavo del traforo.

10.2 Calcoli geotecnici dei rami di collegamento

Per analizzare in dettaglio le tensioni e gli effetti indotti dallo scavo dei rami di collegamento, si è fatto ricorso ad una analisi 3D che consenta tra l'altro di stimare l'adeguatezza delle misure di sostegno previste agli innesti delle giunzioni con le gallerie trasversali.

Per tale calcolo si è utilizzato il programma di calcolo P0759 di proprietà della Lombardi SA, che permette, in maniera flessibile, di implementare un qualunque legame costitutivo

10.2.1 Modello di calcolo

Si è effettuata l'analisi per la litologia dei calcescisti, con copertura di 700 e 1500m. In particolare si è proceduto secondo le seguenti fasi.

1. Inizializzazione del modello sulla base dei risultati in termini tensionali e di deformazione derivati dall'analisi 2D già presentata in progetto definitivo.
2. Scavo progressivo del by-pass con applicazione delle misure di sicurezza, schematizzate come pressione di confinamento.
3. Controllo delle zone in campo plastico con applicazione di riduzione progressiva del modulo elastico del massiccio
4. Risultati

10.2.1.1 Geometria

Il dominio utilizzato per l'analisi è un parallelepipedo rettangolo di dimensioni trasversale, longitudinale e verticale, rispettivamente 150, 50 e 50 m.

Il tunnel stradale, la galleria di sicurezza ed il ramo di collegamento sono assunti circolari e disposti in modo da sfruttare tutti gli assi di simmetria che si presentano. Ciò permette di evitare una maglia troppo grande e una certa flessibilità nell'interpretazione grafica dei risultati. Si sono individuati due piani di simmetria. Uno orizzontale che contiene l'asse delle tre gallerie ed uno verticale che include l'asse del ramo di collegamento. Tali piani sono assunti alla faccia inferiore e nord del parallelepipedo, in tal modo basta includere nel modello unicamente la metà superiore della calotta di tunnel e galleria di sicurezza ed un quarto del ramo di collegamento. I dati geometrici sono i seguenti:

	Tunnel	Galleria di sicurezza	Ramo di collegamento.
Raggio [m]	6.1	4.6	2.7
Spessore rivestimento [m]	0.6	0.4	-
Distanza tra gli assi [m]	50		-

10.2.1.2 Direzioni e segni

Nelle tre direzioni trasversali, longitudinale e verticale sono orientati i tre assi risp. X,y,e z orientati positivi rispettivamente da Ovest verso Est, da Sud verso Nord e dal basso in alto.

Le tensioni negative sono di compressione, quelle positive di trazione. Gli indici delle tensioni trasversale, longitudinale e verticale sono quelli degli assi corrispondenti.

10.2.1.3 Maglia

Il numero degli elementi della maglia è variabile tra lo stato iniziale e finale. La maglia dello stato iniziale prende in considerazione la presenza del tunnel e della galleria. La maglia finale prende in considerazione il ramo di collegamento e la sua intersezione con le gallerie esistenti. La maglia è costituita di elementi cubici. Il numero di nodo ed elementi è indicato in tabella nel seguito.

	Numero di gallerie	Numero di elementi	Numero di nodi	Numero di elementi per i rivestimenti	Numero di elementi per i rami di collegamento
Stato iniziale	2	15072	17713	600	-
Stato finale	3	14544	17065	552	144

10.2.2 Dati geometrici e fisici

Il modello elasto-plastico dello stato iniziale si basa su misure reali di convergenza e tensioni relative allo scavo del tunnel stradale. Anche la scelta dei parametri è stata volta a ricreare la realtà osservata nella condizione peggiore con una back analysis. Le misure di convergenza radiale sono dunque prossime ai 100 mm, e le tensioni nei rivestimenti del tunnel sono dell'ordine di 5 MPa (tangenziali) e dunque 0.5 MPa radiali. I parametri assunti sono i seguenti:

- Tensioni iniziali isotrope di 50 Mpa ; $K_0=1$
- Peso della roccia 27000 N/m³
- Modulo elastico della roccia 10 Mpa
- Coefficiente di Poisson 0.2
- Parametro alpha di Drucker Prager 0.148
- Parametro kappa di Drucker-Prager 122470Pa
- Parametro β per snervamento plastico uguale a 0
- Modulo del rivestimento 30 Gpa

Si è ritenuto adoperare una legge tipo Drucker-Prager meglio adeguata al calcolo tridimensionale. La legge costitutiva Drucker-Prager è differente da quella Mohr-Coulomb perché le tre tensioni principali sono attive alla rottura e nella deformazione plastica. I coefficienti alpha e beta del modello plastico entrano in gioco come segue:

$$F = 3\alpha\sigma_m + J - \kappa$$

dove σ_m è il valore medio delle tensioni principali e J è il secondo invariante del tensore tensioni. Tali variabili sono:

$$\sigma_m = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}$$

$$J = \sqrt{\frac{1}{6}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]}$$

in cui le σ_i sono le tre tensioni principali

Il parametri beta della legge di plasticità è nullo e ciò significa ammettere che il potenziale plastico si comporti secondo:

$$G = J$$

Il coefficiente di poisson basso deriva dalla fessurazione della roccia e dalla scistosità.

10.2.3 Stato iniziale

Per stato iniziale si intende lo stato in cui si trova la roccia dopo lo scavo di tunnel e della galleria di sicurezza. Questo è ricostruito a partire dallo stato preesistente di tensione (uniforme a -50 MPa). Da questo si effettuano gli scavi di tunnel stradale e galleria di sicurezza con posa istantanea del rivestimento. Quest'ultimo è assunto qui con modulo di elasticità ridotto al fine di permettere le deformazioni rilevate. In tal modo il calcolo ha riprodotto le tensioni e deformazioni misurate. Ad esempio le tensioni verticali sul rivestimento del tunnel sono dell'ordine di 0.5 MPa in calotta (tensione radiale) e 5 MPa alle reni (dove la direzione verticale coincide con la tangenziale). Le tensioni tangenziali della roccia raggiungono -16 MPa. Questo a causa del ridotto modulo elastico in questa fase. Le deformazioni verticali in calotta sono di 110 mm nel tunnel e 75 mm in galleria.

10.2.4 Lo stato finale

Allo stato finale si perviene scavando il ramo di collegamento. Non si è simulato rivestimento del cunicolo. Lo scavo del ramo è fortemente tridimensionale. Le tensioni radiale e tangenziale attorno al collegamento variano lungo l'asse a causa della vicinanza con tunnel e galleria e per la rotazione delle tensioni principali. Alle giunzioni occorre concentrarsi anche in considerazione dei forti gradienti che si sviluppano su qualche decina di centimetri.

Nei rivestimenti le tensioni non variano granché, salvo alle giunzioni con il ramo. La parte più sollecitata è il piedritto, non in calotta, fino a circa 30 cm dai giunti. Le tensioni variano in maniera significativa con forti gradienti. Insorgono alcune trazioni sino a 16 MPa. Sul bordo della giunzione, si arriva a trazioni dell'ordine di 11 MPa.

Questo effetto di trazione longitudinale (in direzione dell'asse del tunnel) sembra però numerico, in quanto il tunnel e la galleria si comporterebbero come ancoraggi con l'effetto di opporsi alla deformazione attorno al cavo del ramo e prendere una certa trazione.

Anche le deformazioni si sviluppano essenzialmente in prossimità del tunnel e della galleria, ai giunti, dove si evidenziano alcuni centimetri di deformazione sviluppata. Al tunnel ed alla galleria si sviluppano 1-2 cm di deformazione. Queste deformazioni si sviluppano su qualche decina di centimetri sul lato del ramo. A causa del forte gradiente si richiede un trattamento particolare per rinforzare il rivestimento ed impedire la formazione di fessure. Giova notare però che tali fessure avrebbero l'effetto di rilascio delle tensioni con effetto benefico sui rivestimenti

10.3 Conclusioni

I risultati ottenuti sono riportati in allegato 4. Si riportano gli sviluppi di tensioni iniziali e finali nel massiccio e nei rivestimenti. Sono incluse le figure seguenti:

- Fig. 4-1. Maglia
- Fig. 4- 2. Spostamenti verticali della roccia allo stato iniziale.
- Fig. 4- 3. Spostamenti trasversali della roccia allo stato iniziale.
- Fig. 4- 4. Spostamenti longitudinali della roccia allo stato iniziale.
- Fig. 4- 5. Spostamenti verticali del rivestimento allo stato iniziale.
- Fig. 4- 6. Spostamenti trasversali del rivestimento allo stato iniziale.
- Fig. 4- 7. Spostamenti longitudinali del rivestimento allo stato iniziale.
- Fig. 4- 8. Tensioni verticali della roccia allo stato iniziale.
- Fig. 4- 9. Tensioni trasversali della roccia allo stato iniziale.
- Fig. 4- 10. Tensioni longitudinali della roccia allo stato iniziale.
- Fig. 4- 11. Tensioni verticali del rivestimento allo stato iniziale.
- Fig. 4- 12. Tensioni trasversali del rivestimento allo stato iniziale.
- Fig. 4- 13. Tensioni longitudinali del rivestimento allo stato iniziale.
- Fig. 4- 14. Spostamenti verticali della roccia allo stato finale.
- Fig. 4- 15. Spostamenti trasversali della roccia allo stato finale.
- Fig. 4- 16. Spostamenti longitudinali della roccia allo stato finale.
- Fig. 4- 17. Spostamenti verticali del rivestimento allo stato finale.

- Fig. 4- 18. Spostamenti trasversali del rivestimento allo stato finale.
- Fig. 4- 19. Spostamenti longitudinali del rivestimento allo stato finale.
- Fig. 4- 20. Tensioni verticali della roccia allo stato finale.
- Fig. 4- 21. Tensioni trasversali della roccia allo stato finale.
- Fig. 4- 22. Tensioni longitudinali della roccia allo stato finale.
- Fig. 4- 23. Tensioni verticali del rivestimento allo stato finale.
- Fig. 4- 24. Tensioni trasversali del rivestimento allo stato finale.
- Fig. 4- 25. Tensioni longitudinali del rivestimento allo stato finale.

Le zone di giunzione tra Tunnel e rami di collegamento e galleria di sicurezza e rami di collegamento sono delicate. Si rileva un aumento della tensione nel rivestimento del Traforo ad alta copertura al rene dell'apertura. Tale aumento, seppure localizzato, potrebbe portare la sollecitazione agente nel rivestimento ai valori limite per il calcestruzzo. Il modello mostra l'insorgere di tensioni di trazione ai lati dell'apertura. Comunque la fessurazione del calcestruzzo del rivestimento potrebbe rilasciare le tensioni di trazione e, in tal modo, ridurre il carico sul rivestimento stesso. Si ritiene opportuno prevedere un rinforzo localizzato del rivestimento, con piastre metalliche all'intradosso nelle tratte ad elevata copertura (rifugi 14-19, bypass 5 e ST 11/10).

11. SISTEMA DI DRENAGGIO DELLE ACQUE

La galleria di sicurezza è sufficientemente vicina al tunnel autostradale per cui, essendo il massiccio già drenato da quest'ultimo, non si prevedono incrementi significativi della portata drenata totale a seguito della costruzione dell'opera.

Dal tunnel autostradale viene drenata, sull'intera lunghezza una portata dell'ordine dei 30÷60 l/s. Cautelativamente si dimensiona per la medesima portata il sistema di smaltimento acque chiare dalla galleria di sicurezza.

Il sistema di evacuazione previsto prevede la separazione delle acque di piattaforma e delle acque drenate, al contrario di quello misto attualmente adottato nel traforo autostradale.

Nella Circolare Francese 2000/63 è richiesto che il sistema di sifoni e collettori possa convogliare una portata di 100 l/s.

Il dimensionamento del sistema di allontanamento delle acque chiare viene basato sulla capacità di smaltimento di 60 l/s. Si ritiene dunque sufficiente un tubo di drenaggio DN300mm (diametro esterno min 315) che, con la pendenza dello 0.54% presenta la curva di deflusso in figura 2. Per le portate di piattaforma, considerando la portata richiesta dalla circolare francese (100 l/s), si utilizzerà un tubo di diametro minimo 350 (diametro esterno circa \varnothing 400 mm).

Il raccordo di tale sistema, dal lato Francia, con l'attuale sistema di smaltimento acque del traforo autostradale, che prevede una serranda motorizzata che viene chiusa in caso di sversamento accidentale di liquidi pericolosi, viene fatto collegando a monte della serranda il condotto acque nere ed a valle quello acque chiare. Il recapito definitivo è quello attuale (verso il recapito al Rieu Roux Francia).

L'attuale sistema di smaltimento a valle della serranda motorizzata consente l'evacuazione delle portate emunte previste anche aggiungendo il flusso previsto dalla galleria di sicurezza.

Tale sistema può essere utilizzato per la restituzione delle acque durante la fase di cantiere, a valle del previsto trattamento delle acque.

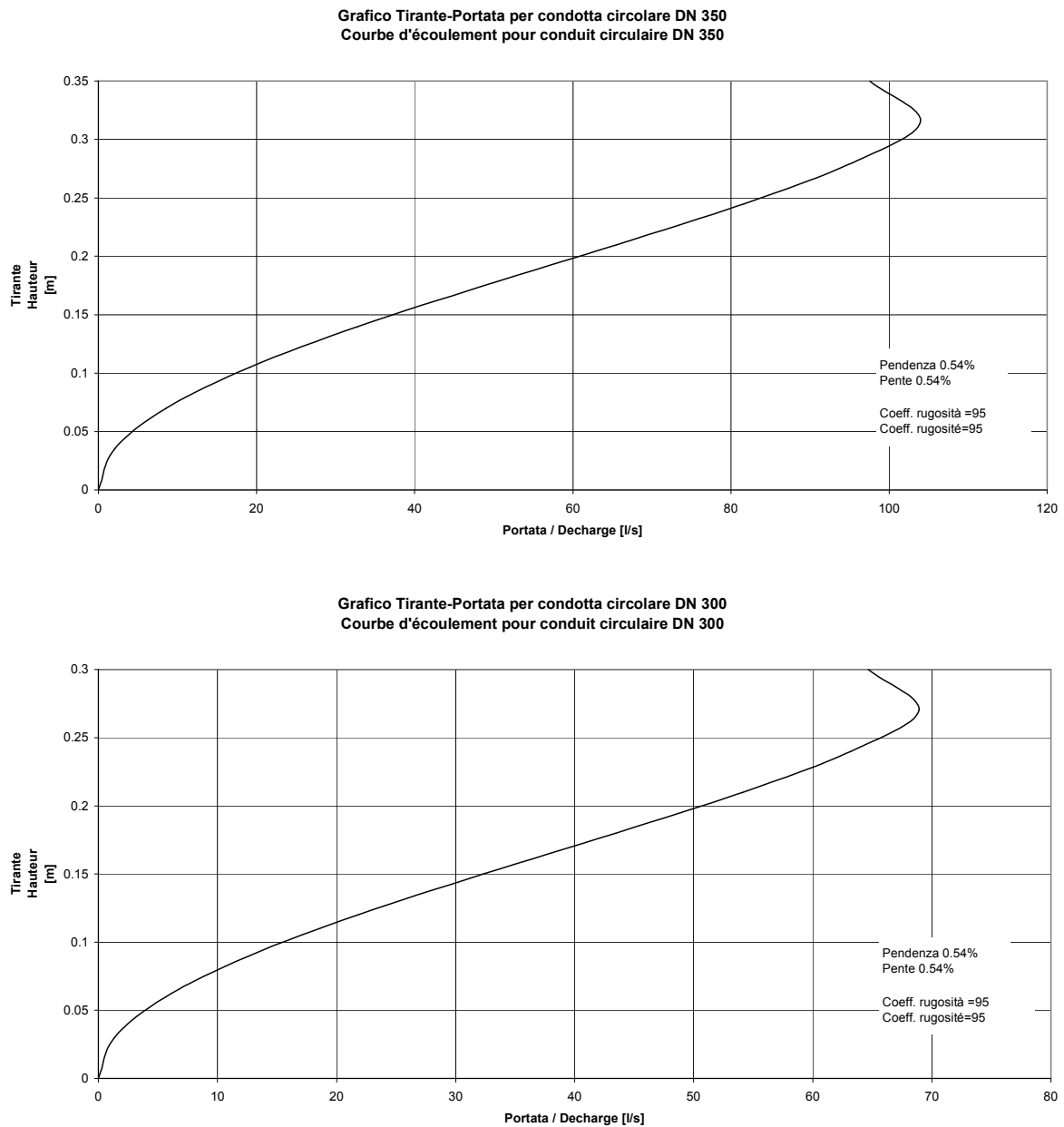


Figura 13 - Curva di deflusso del sistema di drenaggio per tubo $\varnothing 300$ e 350 mm

12. CONCLUSIONI

- Il comportamento della roccia registrato durante lo scavo della galleria autostradale comportava una tendenza allo scollamento degli strati al rene

ovest. Tale scollamento è stato efficacemente contrastato con l'incremento della bullonatura

- Le litologie attraversate dalla galleria di sicurezza del Tunnel autostradale del Fréjus sono state efficacemente caratterizzate durante lo scavo delle due gallerie ferroviaria e stradale, oltre che dalle indagini eseguite nel tempo durante la gestione del Traforo.
- L'andamento stimato delle convergenze lungo il cavo dovrà essere preso in considerazione sia per stimare le zone in cui procedere con una sovraescavazione per ridurre i sovraccarichi sui conci, sia per dimensionare correttamente geometrie, spinte e torques installati alla fresa per minimizzare il rischio di blocco per fermo prolungato.
- Lo spessore del rivestimento definitivo nella tratta da scavarsi con TBM è 40 cm, quello medio nella tratta da scavarsi in tradizionale è 40 cm
- Negli ST si prevede uno spessore del rivestimento di 30-60 cm.
- Si prevede, per l'allontanamento delle acque, un sistema di evacuazione separato per le portate drenate e per le acque di piattaforma. A valle della galleria di sicurezza il tubo di drenaggio ($\varnothing 350$ mm) viene raccordato all'attuale sistema inviando, all'occorrenza, il flusso in un serbatoio di raccolta.

1. INTRODUCTION

Le Tunnel Routier du Fréjus relie le Piémont (Bardonecchia, Italie) à la Savoie (Modane, France), sur l'axe Turin-Lyon. Il est caractérisé par une circulation bidirectionnelle, une largeur roulable de 9 mètres et une longueur de 12'867.814 mètres.

Pour augmenter la sécurité de l'ouvrage, une galerie de sécurité de diamètre intérieur utile 8.00 m, sera réalisée parallèlement au Tunnel actuel, à 50 m d'entraxe moyen avec le Tunnel routier. On réalisera en total:

- 34 abris, tous les 367 m environ dans les rameaux transversaux entre Tunnel et Galerie de Sécurité.
- 8 liaisons transversales en correspondance des PHT actuels, qui abriteront les nouveaux PHT à service tant du Tunnel que de la Galerie de Sécurité
- 5 liaisons carrossables tout les 2000 m environ
- 2 liaisons transversales qui abriteront des centrales d'extraction massive et PHT au droit des centrales actuelles du tunnel, et liaisons qui passe en dessus du tunnel à l'aval des ventilateurs.

En plus du Tunnel routier, dans la zone existe aussi le tunnel ferroviaire du Fréjus. La géologie le long de son tracé est donc bien connue et a fait l'objet d'études approfondies.

Au vu de l'imposante masse d'informations disponibles, nous nous limiterons, dans la suite, aux informations de nature géologiques-geotechniques présentant de l'intérêt pour l'estimation des caractéristiques de l'ouvrage examiné. Nous renvoyons à l'étude géologique du tracé et des têtes (documents gs96RT18, gs06RT16 et gs90 RT17 du projet préliminaire) ainsi qu'à la bibliographie pour de plus amples informations.

2. DOCUMENTATION CONSULTEE

[1.] Beaumont; "Sur les roches qu'on a rencontrées dans le creusement du tunnel des alpes occidentales entre Modane et Bardonnèche" 1871

- [2.] L. Peretti; "Geognosia schematica della regione alpina interessata dal Traforo Autostradale del Fréjus e suoi risvolti geoapplicativi", Bollettino della Associazione Min.eraria Subalpina anno XIV, num. 1, Marzo 1977.
- [3.] R. Amat-Chantoux; "Note et Compte rendu de visites au Tunnel autoroutier du Frejus Modane Savoie", 1978
- [4.] MUSI.NET; Progetto prelimin. are galleria di sicurezza; Relazione geotecnica geomeccanica del tracciato della galleria di sicurezza, gs96RT19
- [5.] Sondages carottés exécutés dans le tunnel ferroviaire 1.12.66; Etude des caractéristiques des échantillons en provenance du Tunnel du Frejus, 3.6.67
- [6.] Soc. de recherches géophysiques; "étude géotechnique du tunnel et la galerie de reconnaissance" Mai 1975
- [7.] Simecsol; "Rapport sur les essais de laboratoire d'échantillons en provenance du Tunnel du Fréjus" 21.05.75
- [8.] Politecnico di Torino "Tunnel del Frejus Misure di meccanica delle rocce e di geofisica effettuate nella galleria di riconoscimento lato I", 05.08.1966
- [9.] COGEFAR - Rapporto sugli studi effettuati nei primi 2000 m di avanzamento 03.1977
- [10.] MUSI.NET Progetto preliminare galleria di sicurezza "Indagini geotecniche in situ", gs96RT20
- [11.] Sulem, J; "Comportement Différé des Galeries Profondes" Thèse pour l'obtention du titre de Docteur de Recherche, ENPC 29.11.1983.
- [12.] Lombardi SA "Dossier d'avan-projet détaillé de la galerie de sécurité" 12.7.04
- [13.] SITAF-SFTRF "Studio sulla distanza minima tra galleria autostradale e ferroviaria" Prof. G. Ratti, 1968
- [14.] CTF Consorzio Traforo del Fréjus: "Traforo autostradale del Fréjus" Marzo 1982

Ainsi que des documents d'archive sur la construction du Tunnel Routier, mises à disposition par les Sociétés Concessionnaires.

2.1 Normes de référence

Les dimensionnements, les calculs géotechniques et structurels des ouvrages en projet dont traite cette rapport s'est fait selon les normes suivantes

- 1 Legge 05.11.1971, n.1086: "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica" e relative istruzioni (Circ. Min. LL.PP. 14.02.1974, n. 11951);
- 2 D.M. 14.02.1992: "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche";
- 3 D.M. 09.01.1996: "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche" e relative istruzioni (Circ. Min. LL.PP. 15.10.1996, n. 252 AA.GG./STC);
- 4 D.M. 16.01.1996: "Norme tecniche relative ai «Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi»" e relative istruzioni (Circ. Min. LL.PP. 04.07.1996, n. 156 AA.GG./STC);
- 5 D.M. 11.03.1988: "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" e relative istruzioni (Circ. Min. LL.PP. 24.09.1988, n. 30483);
- 6 Raccomandazioni A.I.C.A.P. "Ancoraggi nei terreni e nelle rocce", Maggio 1993;
- 7 Eurocodice 0: EN 1990 "Eurocode - Basis of structural design" (April 2002);
- 8 Eurocodice 1: EN 1991-1-1:2002 - "Eurocode1 - Actions on structures - Part 1-1: General actions - Densities, self-weight, imposed loads for buildings" (April 2002);
- 9 Eurocodice 2: prEN 1992-1-1:2003 - "Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings" (December 2003);
- 10 Eurocodice 2: UNI ENV 1992-1-5:1995 - "Eurocodice 2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo. Parte 1-5: Regole generali. Strutture con cavi non aderenti e cavi di precompressione esterna." (Dicembre 1995);
- 11 Eurocodice 7: prEN 1997-1 "Eurocode 7 - Geotechnical design - Part 1: General rules" (January 2004);

3. GEOMETRIE

La galerie de sécurité est un ouvrage 12875.02 m de longueur, d'un diamètre minimal d'excavation de min. 9.00 m pour un diamètre intérieur utile min. de 8.00 m. Le gabarit libre fait 6.60x4.00. La pente moyenne est en direction de la France et égale à 0.54% environ, à l'exception de la zone des têtes.

La cote de référence se trouve à l'intersection de l'axe de la galerie de sécurité et du revêtement de la chaussée.

La cote projet de la section de la tête côté Italie est 1301.00 (Tête SUD)

La cote projet de la section de la tête côté France est 1227.00 (Tête NORD).

Sont aussi prévus:

- 34 abris sont aménagés dans les rameaux de communication avec le tunnel routier, à une interdistance moyenne de 370 m.
- 8 stations techniques sont prévues rameaux de liaison avec le tunnel routier à une interdistance moyenne égale à 1430 m.
- 5 by-pass carrossables de gabarit libre 4.00x4.00 en correspondance des garages 1 et 5, des centrales souterraines et à la moitié du tunnel.
- 2 centrales d'extraction massive avec liaison au circuit air viciée du tunnel. Cette liaison passe en dessus du tunnel routier.

La distance moyenne entre l'axe de la galerie de sécurité et l'axe du Tunnel Autoroutier a été arrêtée à 50 m.

4. HISTORIQUE

Le massif a été percé à deux reprises, pour le tunnel ferroviaire et le tunnel autoroutier. Les coupes types des deux ouvrages sont reportées dans la Figure 1.

Le tunnel ferroviaire, d'une longueur de 12233 m, a été achevé en 1870 (début des travaux en 1857). Il présente une double pente de 3 % en direction des têtes. La section d'excavation est de l'ordre de 48 m², en fer de cheval, la largeur au plan des rails est de 7.90 m et la hauteur dans l'axe variable entre 6.00 et 6.30 m.

Le tunnel routier, de 12779 m de long, a été percé entre le 02.04.1975 et le 05.04.1978, avec une pente unique en montée de 0,54% dans le sens France/Italie.

La section utile est de 66,25 m² et les tronçons avec contrevoûte concentrés à proximité des têtes.

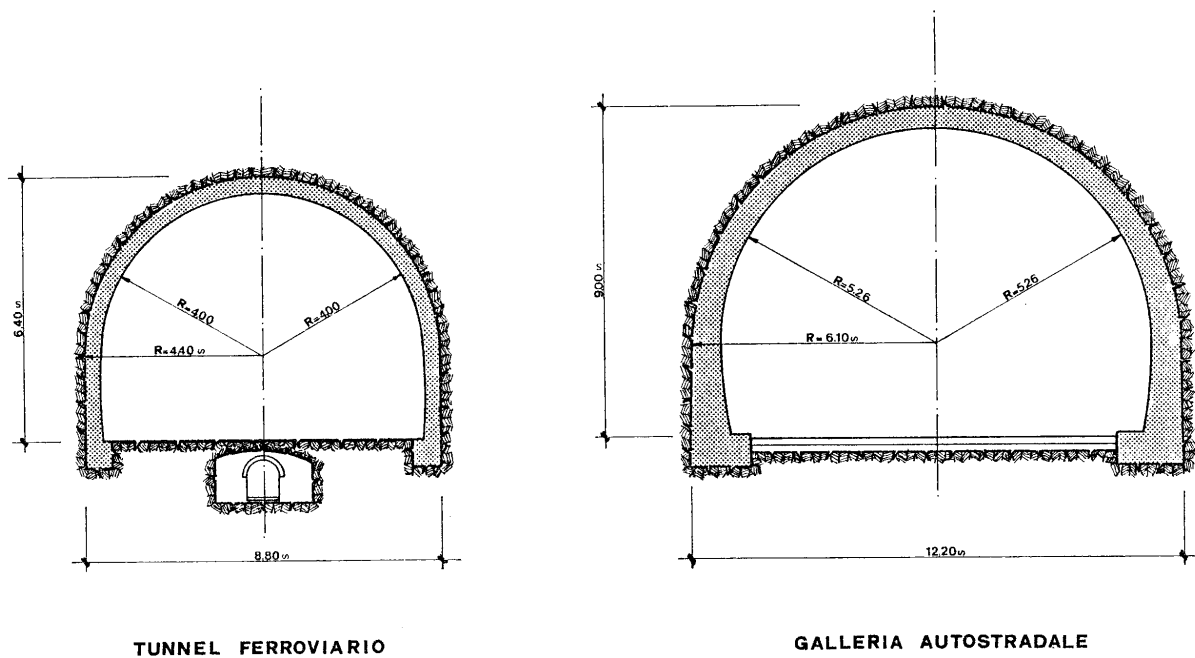


Figure 1 - gabarits des Tunnels Ferroviaire et Autoroutier du Fréjus

Les travaux de creusement du Tunnel autoroutier furent précédés par des campagnes de reconnaissance à partir du tunnel ferroviaire (carottages et essais aux vérins plats dans les revêtements). En plus, deux galeries de reconnaissance furent creusées préalablement aux dits travaux, l'une, côté français, à côté du tracé définitif, la seconde, côté italien, dans l'axe du tracé définitif.

Les galeries de reconnaissance étaient d'environ 3 x 3 m

- la galerie de reconnaissance côté F avait une longueur de 807 m. La tête de ce tunnel est située sous le remblai actuellement présent dans la zone où la nouvelle usine de ventilation au service de la galerie de sécurité est prévue.
- la galerie de reconnaissance côté I, percée entre le 23.10.63 et le mois d'avril 65, avait une longueur de 1008 m et une pente unique vers l'intérieur du massif (France).

5. GEOLOGIE

Le tracé du tunnel de sécurité du Fréjus traverse successivement, du nord au sud les séries du Trias (cargneules, gypses, anhydrites, dolomies, quartz, schistes verts), puis les séries des schistes lustrés ou calcschistes qui constituent l'ossature rocheuse du massif sur son versant italien, les 150 derniers m (côté italien) étant creusés dans la moraine du versant.

Entre les deux formations, on rencontre la dénommée "séries des écailles" constituée des roches des séries Triasiques et schistes lustrés.

Le comportement des calcschistes durant le percement de la galerie autoroutière a mis en évidence une nette tendance au décollement des couches liée à la grande section d'excavation. Ceci a entraîné de fréquents fontis au côté ouest de la calotte sur les chantiers aussi bien côté France que côté Italie.

Il faut aussi remarquer que, pendant les travaux de creusement du tunnel routier, les gênes pour l'avancement furent dues à ces phénomènes de décollement des couches au rein ouest. Ce phénomène semble dû à l'inflexion des couches de roche chargées avec un comportement "en poutre". Une amélioration importante à cet égard a été enregistrée lorsque furent utilisés des boulons plus longs et plus ductiles.

Dans la galerie de sécurité, à cause des dimensions de la cavité (rayon d'excavation inférieur à 5 m, contre les plus de 6 m du tunnel), ce problème devrait être réduit.

5.1 Séries lithologiques

Les relevés détaillés exécutés lors du percement du Tunnel Routier ont permis de déterminer de façon assez précise les informations suivantes quant aux lithologies rencontrées:

Point métrique tunnel routier de	à	Lithologie
0+000	0+025	Anhydrite fracturée avec formation de gypse
0+025	0+070	Anhydrite massive avec poches de dissolution
0+070	0+362	Anhydrite saine compacte
0+362	0+376	Cargneules terreuses friables avec peu de blocs
0+376	0+412	Cargneules rocheuses tendres fissurés avec blocs
0+412	0+448	Schistes verts quartzifères
0+448	1+480	Schistes noirs fracturés
1+480	1+700	Anhydrite massive avec brèches
1+700	1+720	Grés siliceux avec des couches calcaires
1+720	12+740	Calschistes composés de marbre e phyllades alternés
12+740	12+870	Dépôts glaciaires

5.2 Comportement des typologies de roches

Ci dessous sont résumés les enseignements tirés de la construction du Tunnel Routier, les plus significatifs au regard de ce projet.

5.2.1 Soutènement des parois et du front de taille

Le creusement a été effectué en pleine section sur l'intégralité du tunnel. Le front de taille, à l'exception de quelques tirs isolés ne s'est pas montré globalement instable et n'a pas demandé de mesures particulières (tels que voûte parapluies ou clouages, etc...).

Le soutènement des parois a été principalement effectué par des boulons à ancrage en tête de longueur variable entre 3 et 5 m. La ductilité des boulons a été progressivement variée pendant l'excavation afin de permettre un développement contrôlé des convergences.

Le boulonnage mis en oeuvre a été important et a dépassé les valeurs de 150 m de boulons par mètre de tunnel (côté Italie) et 200 m (côté France) dans les zones de fortes couvertures.

Les expériences de l'excavation du Tunnel routier permettent de noter que les tronçons cintrés se limitent à environ 200 m côté français, environ 600 m côté italien, têtes comprises, données qui témoignent de la nature massive, bien que poussante, des roches encaissantes. En outre, les tronçons qui ont requis des

cintres, à l'exception des tronçons de têtes, ne s'étendent jamais sur plus de 30 m, et représentent des zones localisées dans lesquelles le comportement de la roche ne peut être reproduit efficacement à l'aide d'un modèle bidimensionnel.

Les convergences les plus élevées ont été enregistrées entre les PM 4+500 et 5+800 (à partir de l'Italie), "non en correspondance des couvertures maximales ni suite à détérioration des conditions lithologiques et structurales" [14.]. La base de mesure orthogonale à la schistosité a fait presque toujours remarquer les valeurs les plus élevées de déformation.

Les revêtements définitifs côté Italie ont des épaisseurs variables entre 50 et 70 cm théoriques en voûte et 70-95 cm théoriques en piédroit. Le revêtement définitif était installé à distance moyenne de 470 m du front de taille (distance minimale 350 m) à 2-3 mois environ du creusement. Les boulons entraient en charge rapidement pour atteindre les tensions de travail à 2 diamètres du front de taille. Les mesures des vitesses de convergence montraient un valeur maximal de 10 mm/g à 3 diamètres, réduits à 1-2 mm/J lors de l'installation du revêtement définitif.

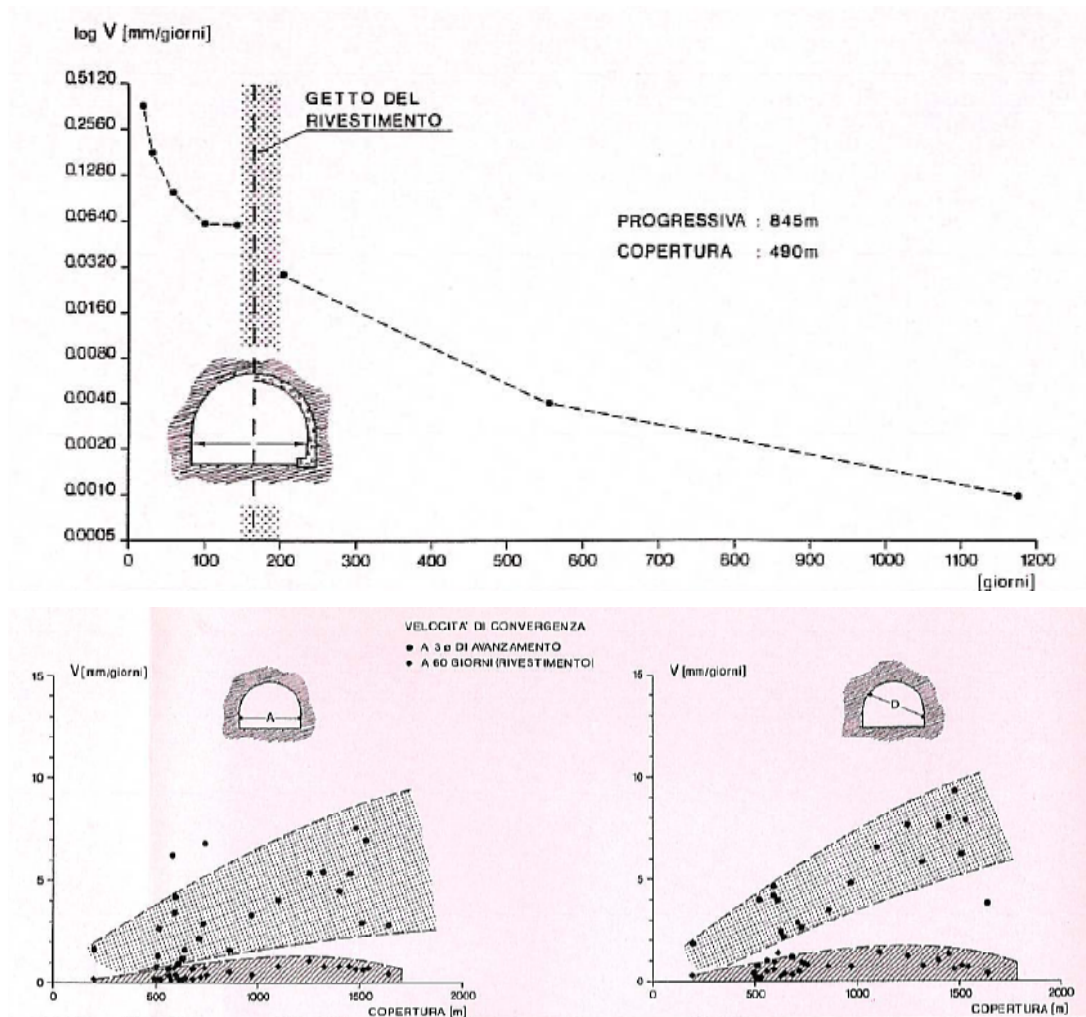


Figure 2 - Convergences e vitesse de conv. Enregistrées lors du creusement du Tunnel du Fréjus (côté I)

Côté France, l'épaisseur théorique du revêtement définitif était de 35 cm + 10 cm. Il est intéressant de remarquer que le chantier de bétonnage du revêtement définitif suivait de 3-4 mois environ l'excavation et que les vitesses des convergences étaient de 0.1-0.5 mm/j.

Les difficultés majeures dans l'avancement étaient dues à des écaillages à la naissance ouest de la voûte, dues aux décollements des couches des calcschistes. Ces phénomènes ont été essentiellement contrôlés par l'intensification de la densité de boulonnage, l'allongement et la plus grande ductilité des boulons, et côté Italie, en donnant une forme aiguë à la voûte à partir de 900 m de couverture .

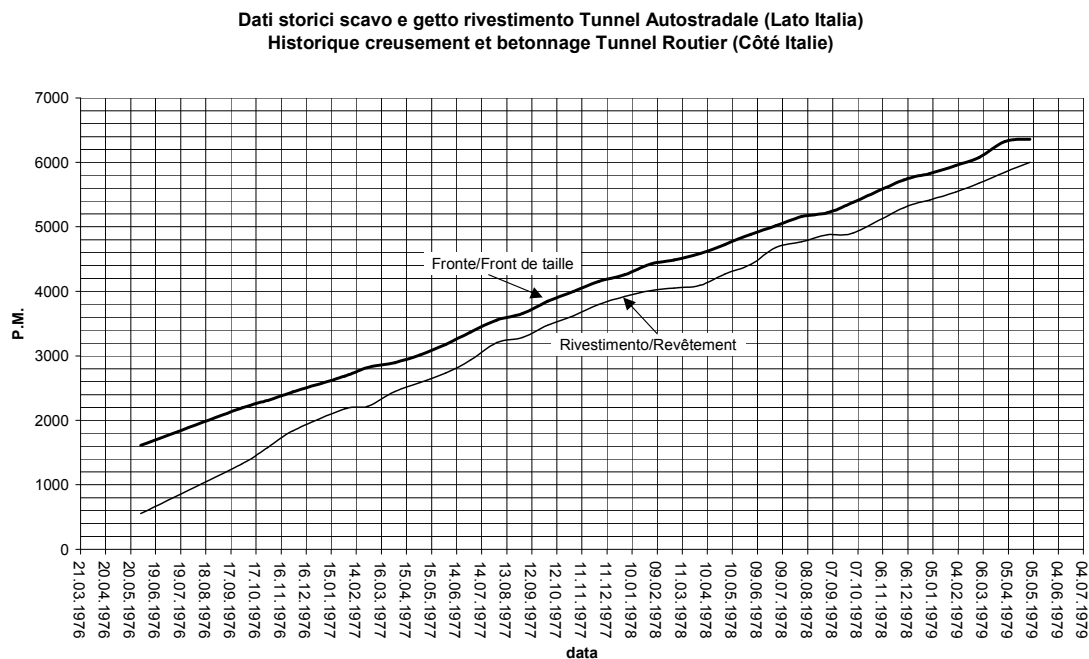


Figure 3 - Données historiques avancements/bétonnages côté Italie

5.2.2 Avancements

Au sujet des vitesses d'avancement il faut remarquer que, soit sur le chantier français, soit sur celui italien, on a enregistré plusieurs jours d'arrêt qui ne sont pas dus aux difficultés (grèves, fêtes etc...). Toutefois il est utile de rappeler le paramètre des vitesses moyennes d'avancement.

Côté Italie l'avancement moyen était de 7.5 m par jour travaillé (5 m par jour de calendrier). Les volées étaient en moyenne de longueur variable entre 4.3 et 5 m ; des réductions locales de la longueur furent néanmoins appliquées localement. La stabilité des parois a été principalement assurée par l'utilisation de boulons $\varnothing 24$ à tête expansive à six volets, de longueur variable entre 3.5 et 5 m. Le tronçon en moraine a été cintré sur les 250 premiers mètres environ.

Côté France, les avancements moyens étaient de 8.5 m/j par jour travaillé (6m/j par jour de calendrier). La stabilité des parois a été principalement assurée par l'utilisation de boulons à haute ductilité, principalement de 4.65 m de longueur, à tête ancrée.

Sur les deux tronçons, le rapport entre couverture et intensité de boulonnage est assez clair.

5.2.3 Considérations géologiques et de comportement de la cavité

Pendant les travaux furent mis en place une série de stations de convergence (150 stations côté France et plus de 25 côté Italie, ces dernières couplées avec des extensomètres à trois bases 3, 6 et 10 m) afin de caractériser la réponse du massif au creusement.

Il paraît utile, pour une interprétation correcte des valeurs absolues des convergences, de rappeler que, tandis que côté Italie les sections de mesure des convergences étaient à 5 points, côté France ces stations étaient à 4 points, et que le point 2 était placé de sorte à avoir la base 2-4 plus ou moins orthogonale aux couches.

Cette circonstance comporte une différence de fond dans les mesures (inférieures côté Italie en sens absolu), témoignant de la forte asymétrie des convergences du massif enregistrées, doit être correctement prise en compte dans l'interprétation des valeurs absolues des données de suivi (valeurs maximales enregistrées 20 cm côté Italie et 40 cm côté France).

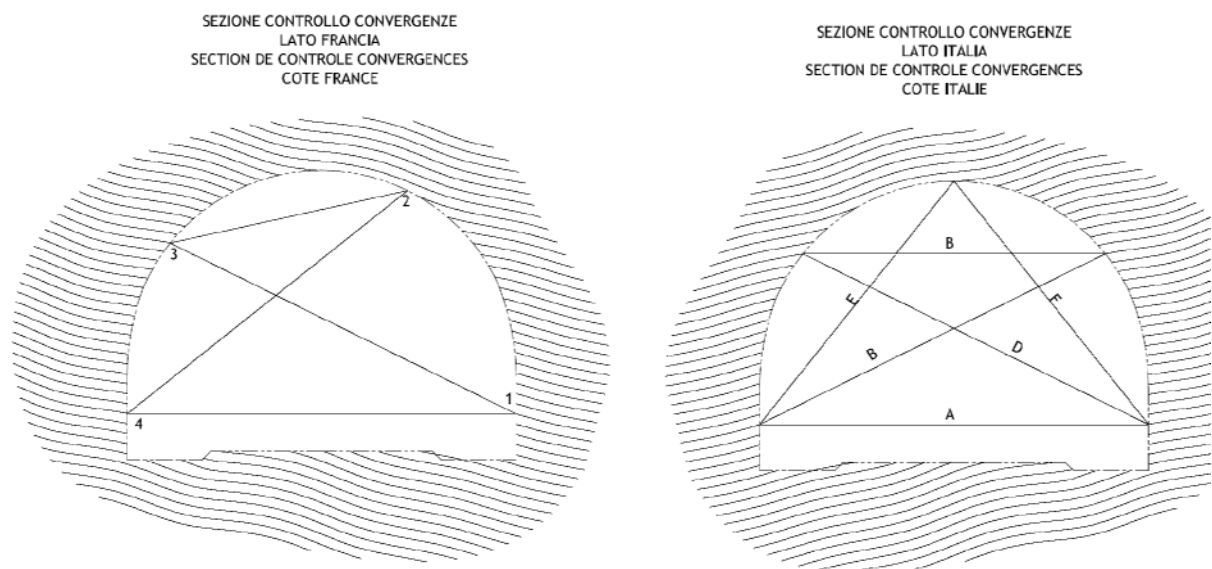


Figure 4 - Stations de mesure des convergences dans le tunnel routier, dans la direction d'avancement.

Des auscultations, des rapports de chantier périodiques (côté Italie) et des stations de mesure des convergences installées, on tire les considérations suivantes au sujet de la réponse du massif au creusement:

- La schistosité du massif (calcschiste) à pendage variable entre 10° et 25° sur l'horizontale (partie basse en piédroit ouest, voir Figure 3).

- Les mesures à l'aide d'extensomètres ont permis de remarquer que les boulons se chargeaient assez rapidement (dès le tir suivant, jusqu'à 2 diamètres du front). Des chutes de tension étaient remarquées lors des tirs jusqu'à 2 diamètres du front de taille.
- La zone plastique s'étend au maximum à 10 m de la cavité. Des mesures extensométriques, poursuivies après le bétonnage ont montré qu'un anneau d'environ 3 à 4 m de rocher se déformait immédiatement et que, après le bétonnage, le massif, pour un anneau de 10 m, se re-compacte contre le revêtement en le chargeant. Les résultats sur le versant italien ont permis d'estimer la durée du processus de stabilisation de la masse rocheuse à environ 900÷1000 jours après l'excavation.
- En général les écaillages autour de la cavité (sur-excavation) se sont produits à partir de 600 m. Ces écaillages se sont vérifiés surtout à la naissance OUEST de la voûte, de façon conforme au pendage des couches.
- La convergence maximale enregistrée augmentait de façon assez cohérente avec l'augmentation des couvertures. Le diamètre le long duquel les convergences les plus importantes ont été enregistrées a été la base D dans la Figure 3 (tronçon italien) et le 2-4 (tronçon français). Les convergences maximales enregistrées sur le tronçon italien étaient de 20÷25 cm environ (2% du diamètre), tandis que sur le tronçon français les convergences enregistrées ont dépassé les 45 cm (3.7% du diamètre).
- Les asymétries de convergence dans la section sont assez constantes, de façon indépendante de la couverture: la direction de convergence maximale a toujours été la base 2-4, tandis que la direction minimale a toujours été la base 1-4. Le rapport minimal entre convergence maximale et minimale dans la section a été de 1.6 environ, cette asymétrie correspond assez bien au rapport entre les modules d'élasticité mesurés parallèlement et orthogonalement aux couches.

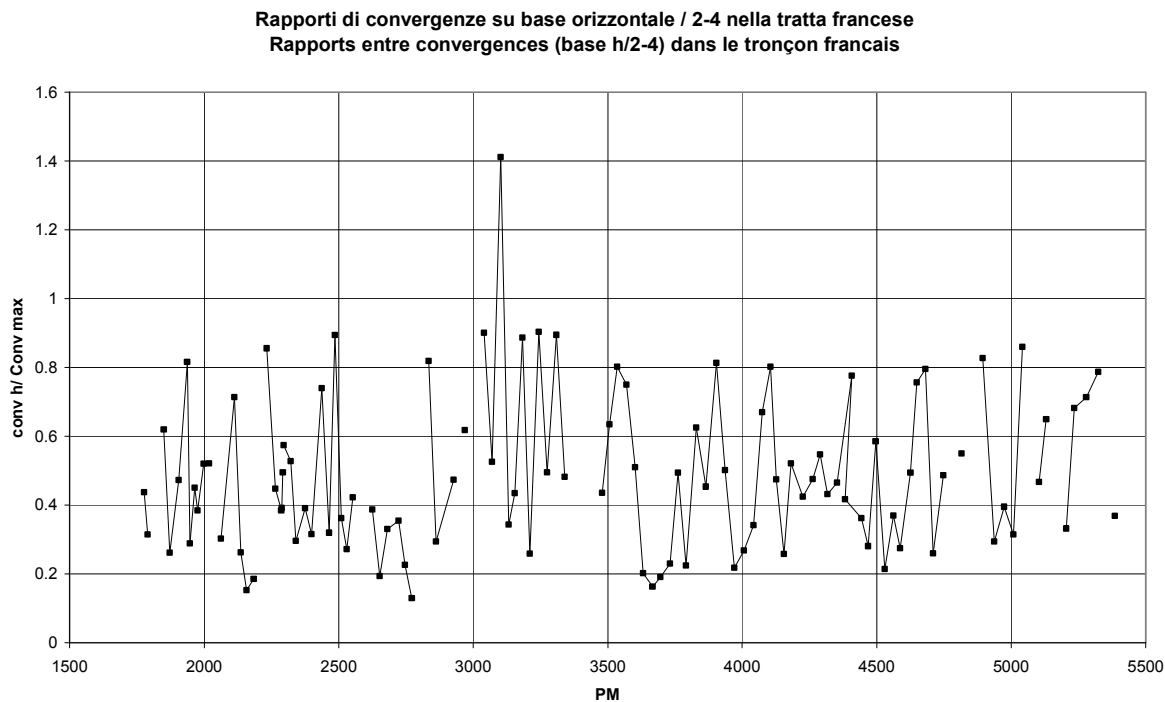


Figure 5 - Relation entre les convergences enregistrées sur bases 2-4 et 1-4

Enfin, des rapports de chantier côté Italie on peut déduire:

Point Métrique T.S.F. (F->I)		Evènement
de	à	
6783	6853	Faille
6958	6978	Forts écaillages en voûte
7118	7140	Déconfinement soudain
7618	7768	Caractéristiques de mauvaise qualité, problèmes d'ovalisation du front de taille (localisés)
7788	7852	Massif de mauvaise qualité
7968	7998	Massif de mauvaise qualité
8383	8568	Massif de mauvaise qualité
8868	8968	Massif de mauvaise qualité i
9971	10053	Massif de mauvaise qualité

En terme de modélisation comportementale, ces informations, ajoutées à la dispersion des résultats en termes de caractéristiques élastiques relevées près de la cavité ou plus à l'intérieur du massif encaissant, incitent à retenir le mécanisme

de rupture du massif ductile avec décollement des couches avec un déclin du module et des paramètres de résistance dans le temps jusqu'au bétonnage du revêtement définitif (Lunardi 1980). Ce dernier en résulte donc chargé, comme témoigné par la campagne de sondages par vérins plats 2002.

5.2.4 Développement des convergences le long de la cavité

On a pris en compte 120 stations de mesures sur les 150 installées côté France entre le P.M. 1776 et le 5385. En général on a relevé que, à partir d'une vitesse de convergence d'environ 4 mm/j, les convergence étaient stabilisées à environ 500 m du front, à environ 120 jours à une vitesse de 0.5÷0.1 mm/j environ.

Des études assez pointues sur le développement des convergences le long du tunnel furent entreprises par le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (équipe M. Panet) et par l'Ecole des Mines de Paris (équipe G.Vouille), sur la base des 150 stations de mesure des convergences et sur les stations extensométriques installées côté France. Ces études ont mené à la définition d'une loi de développement des convergences le long du tunnel ayant la formulation suivante (Sulem J., Panet M., Guenot A.; "Closure Analysis in Deep Tunnels", Int. J. Rock Mech. Vol 24, pp. 145-154, 1987; et Panet M.; "Two case histories of tunnels through squeezing rocks" Rock Mechanics and Rock Engineering, 29, 3, pp. 155-164, 1996):

$$C(x,t) = A_1 \left\{ 1 - \left(\frac{X}{x+X} \right)^2 \right\} \cdot \left\{ 1 + A_2 \cdot \left[1 - \left(\frac{T}{T+t} \right)^n \right] \right\}$$

- Où T et X sont des paramètres représentatifs du comportement du massif et se sont révélés plus ou moins constants le long du tunnel dans le tronçon en calcschiste et égaux respectivement à X=13 m et T=3.5 jours.
- n est un exposant estimé égal à 0.3 dans plusieurs tunnels où la même loi a été appliquée.
- A₁ est représentatif de la convergence élasto-plastique à temps infini si le phénomène visqueux n'était pas présent ; il peut être estimé par exemple par les courbes convergence confinement avec les paramètres à court terme du massif.

- A_2 représente le pourcentage de la déformation visqueuse dans le temps en pourcentage de A_1 . Dans le tunnel du Fréjus, cette partie a été égale à 400% de la déformation élasto-plastique à long terme, soit $A_2=4$.

En particulier, puisque:

$$\lim_{x \rightarrow \infty} \left(1 - \left(\frac{X}{X+x} \right)^2 \right) = 1 \quad \text{e} \quad \lim_{t \rightarrow \infty} \left(1 - \left(\frac{T}{T+t} \right)^n \right) = 1$$

les auteurs cités donnent, pour le Tunnel du Fréjus, une loi des convergences le long du tunnel dans laquelle, si C_{fin} =convergence totale enregistrée (à temps infini et distance infinie du front de taille):

$$C_{fin} = A_1 (1 + A_2) = 5 A_1$$

Sur la base des informations disponibles, on a procédé à la confirmation de cette loi tout en comparant les valeurs mesurées à celles estimées entre la première et la dernière mesure disponible. Il en découle que l'estimation à long terme est fiable à environ 75% de façon plus ou moins constante. Cette marge inclut l'erreur dans les mesures due à la vitesse de convergence pas encore nulle bien que réduite.

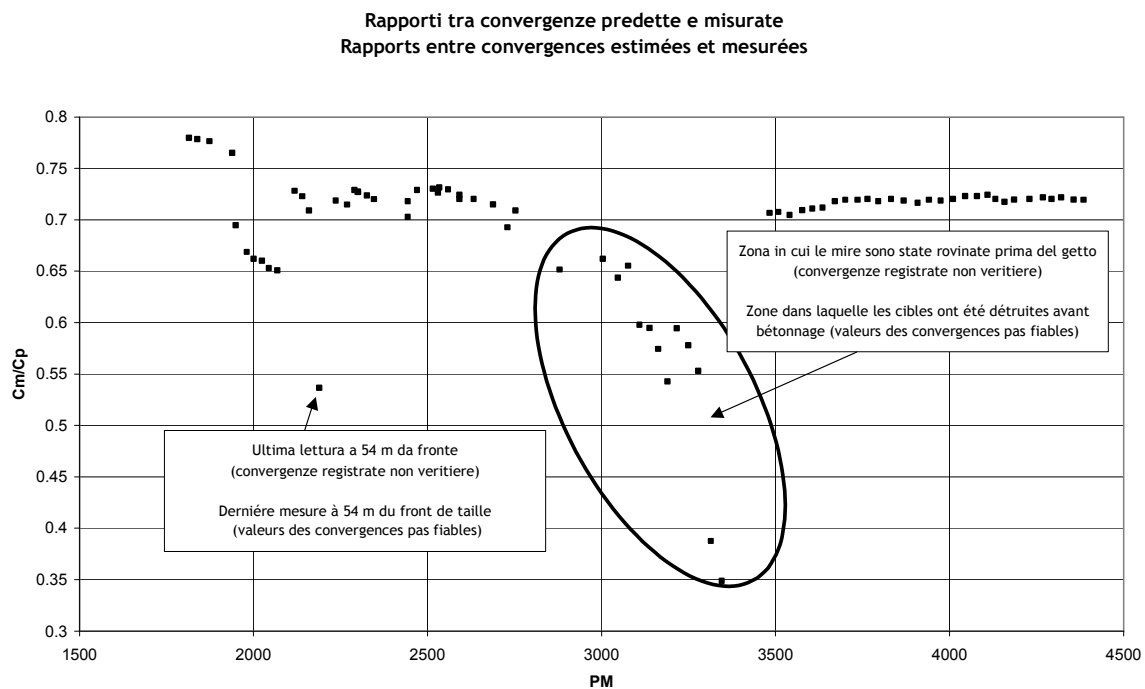


Figure 6 - Confirmation de la validité de la fonction de convergence proposée

Nous portons aussi ici mention du résultat de l'étude de M. G.Vouille de l'Ecole des Mines de Paris, qui a proposé, sur le premier tronçon du tunnel une loi du type:

$$y(t) = A + B \log(t + C)$$

Telle loi à permis d'estimer les expressions suivantes pour les bases dans les trois premières stations de convergence (t en jours et convergence en mm):

SM3 PM 1813 $y(t) = 176.05 + 32.33 \log(t + 18.88)$

SM7 PM 1872

Base (2-4) $y(t) = 152.91 + 36.74 \log(t + 15.92)$

Base (1-4) $y(t) = 49.46 + 7.63 \log(t + 9.67)$

Base(2-3) $y(t) = 5.75 + 24.63 \log(t + 8.49)$

SM8 PM1905

Base(1-4) $y(t) = 47.59 + 4.41 \log(t + 2.29)$

Base(1 -3) $y(t) = 30.95 + 3.85 \log(t + 1.83)$

Base (2-3) $y(t) = 66.84 + 7.87 \log(t + 1.11)$

Base (2-4) $y(t) = 111.02 + 8.83 \log(t + 0.96)$

5.2.5 Venues d'eau

Dans le tronçon italien on a répertorié les venues d'eau suivantes localisées et d'intensité modeste (max 7 l/s) : aux points métriques (à partir de la tête France) 8+868 10+068 10+568.

Dans le tronçon français des venues d'eau dans le calcschiste ont été répertoriées entre les PM 1+750 et 1+840.

5.3 Composition minéralogique du massif

L'enregistrement des données minéralogiques pendant l'excavation permet de donner la composition des calcschistes du tronçon français (les données ont été fournies par M D. Fourmaintraux et obtenues à partir des relevés du front et des parois):

Calcite 65% en moyenne, variable entre 52 et 88%

Quartz 15% en moyenne, variable entre 2 e 34% (coïncidant avec les données du tronçon italien entre 10 et 19%, en moyenne 15%)

Muscovite et clorite 10% en moyenne;

Accessoirement on a repéré albite, zoïsite, épidote, pyrite (forte teneur entre les PM 5200 et 5255) et graphite (surtout en zones laminées), en plus des nombreux filons de calcaires quartzifères apparaissant en couches ou discordants, en alignements lenticulaires aplatis.

On rapporte aussi de nombreux replis et accidents de zones tectonisées finement broyées, enrichies en graphite et pyrite (vers les PM 5200 à 5255 et suivants, des difficultés de mise à feu électrique ont été rencontrées à cause de fortes teneurs en pyrite)

Un essai d'abrasion a été effectué au droit du LSM ; le résultat a été une consommation d'acier de 350 à 650 gr/m³ de rocher (LCPC) ou 1-2 points CERCHAR.

5.4 Caractéristiques géotechniques

L'ensemble des analyses - en laboratoire et in situ - disponibles est reporté en Annexe 1. Lithologiquement, on peut distinguer les classes et les paramètres moyens de résistance et d'élasticité suivants:

CLASSES	Lithologie	Couv. max.	γ	E	Er	σ_c	Vc	ν
		[m]	KN/m ³	GPa	GPa	MPa	m/s	
A	Schistes lustrés	1850	27.0	15.0÷10.0	7.5	50-150	5500	0.20
B	Anhydrites	900	29.0	12.0÷10.0	4.5	40÷60	4500	0.30
C	Schistes lustrés fracturés	900	26.0	8.0÷6.0	5.0	25-50	2000	0.15
	Anhydrites fracturées	900	26.0	8.0	7.0	30÷40	3000	0.20
	Schistes verts (Huiller)	500	27.0	8.0	7.0	40÷45	2000	0.15
D	Cargneules	500	23.0	8.0÷6.0	7.0	40-60	2000	0.2
E	Moraine	150	22.0	3÷2.5	2.5	-	-	0.2

Les modules élastiques reportés résultent de la vitesse des ondes sismiques plutôt que des essais en laboratoires. Ces derniers donnent en général des valeurs plus

fortes (de l'ordre de 40-45 GPa), représentatives du comportement de la matrice rocheuse du massif.

Au vu du comportement du massif encaissant, des lois de comportement engendrant des paramètres résiduels en termes de résistance du massif dès son entrée en champ plastique, sont prises en considération. Des lois de comportement de type Mohr-Coulomb ont été définies afin d'évaluer la réponse globale du massif à l'excavation (y compris pour l'effet visqueux de déformation à long terme). Les paramètres proposés ont été calibrés afin d'obtenir des résistances mono-axiales de pic et résiduelles compatibles avec les valeurs relevées in situ. Les lois moyennes de comportement des lithologies rencontrées ont été définies comme suit:

CLASSES	Lithologie	Couv. max.	γ	E	Er	φ_p	φ_r	Cp	Cr	σ_c eq max./min.
		[m]	kN/m ³	GPa	GPa	°	°	MPa	MPa	MPa
A	Schistes lustrés	1850	27.0	15.0	7.5	40	35	5	1	21.4/3.8
B	Anhydrites	900	29.0	11.0	9.0	37	30	2.5	0.6	10.0/2.1
C	Schistes lustrés fracturés	900	26.0	7.0	5.0	35	35	1	0.5	3.8/1.9
	Anhydrites fracturées	900	26.0							
	Schistes verts	500	27.0							
D	Cargneules	500	23.0	6.0	4.0	30	28	0.5	0.2	1.7/0.67
E	Moraine	150	22.0	3÷2.5	2.5	30	25	0.2	0.05	0.7/0.16

Tableau 1 - Classes de roche et paramètres de dimensionnement

6. CHOIX DE L'ENTRAXE TUNNEL-GALERIE DE SECURITE

L'entraxe optimale entre Tunnel et galerie de sécurité est défini afin de rendre possible, bien que nécessitant des précautions particulières, l'excavation de la

galerie de sécurité en induisant des effets négligeables sur les structures du tunnel.

Les causes possibles d'endommagement sont:

- La redistribution des tensions dans le massif que l'excavation d'une galerie adjacente comporte
- Les vibrations produites par l'explosion de charges d'explosif

6.1 Redistributions des tensions dans le massif

Les tensions qui dérivent de l'excavation d'une cavité dépendent de la pression de soutènement appliquée au bord de la cavité.

L'entraxe entre les ouvrages est choisi de façon à comporter que les zones plastiques autour des cavités ne se superposent pas.

De telle façon, on parte de l'expression du rayon de la zone plastique:

$$r_p = r_0 \cdot \left[\frac{\sigma_\infty (1 - \sin(\varphi)) - c \left(\cos(\varphi) - \frac{1}{\tan(\varphi)} \right)}{p + \frac{c}{\tan(\varphi)}} \right]^{\frac{1}{K_p - 1}}$$

Dans laquelle r_0 est le rayon d'excavation, σ_∞ est la contrainte naturelle pré-existante au bord de la cavité, et p est la pression de soutènement développée. Compte tenu du fait que, dans l'intervalle des pressions de soutènement développables, l'influence de la pression de soutènement est négligeable, on adopte $p=0$ (cavité non soutenue).

On en tire les rayons plastiques indiqués pour les différentes lithologies et couvertures maximales, estimés pour rayon de cavité tunnel routier 6.10 m et galerie de sécurité 4.60 m.

Lithologie	Couverture [m]	R _{pl} Tunnel [m]	R _{pl} Galerie [m]	R _{pl} t+R _{pl} g [m]
Calcschistes	1850	17.11	12.69	29.80
Anhydrides	900	22.40	16.62	39.03
Calcesc. fracturés	900	16.71	12.40	29.11
Anhydrides fracturées	900	16.71	12.40	29.11
Schistes verts	500	13.73	10.19	23.92
Cornieules	500	30.48	22.61	53.09
Morenes	150	45.24	33.57	78.81

D'où la distance de 50 m paraît adéquate à éviter une superposition entre les zones plastiques.

6.2 Vibrations entraînées par l'utilisation d'explosives

A cause de la proximité au tunnel routier en exploitation, l'entraxe minimal doit être suffisant à éviter que des vibrations anormales ne se transmettent à la structure du Tunnel routier. En particulier aux points sensibles dont la dalle et les piédroits.

Des seuils de vibrations acceptables sont définies dans les normes en vigueur, par exemple, pour structures souterraines (cavernes o tunnels) la norme suisse SN640 312, prescrit un seuil de vitesse de 30 mm/s pour fréquences entre 10 et 60 Hz et entre 30 et 40 mm/s pour fréquences entre 60 e 90 Hz, d'autres seuils, en général dédiées aux bâtiments, et plus restrictives sont données par les normes DIN, BS, Indienne, Suédoise et Australienne.

La technologie actuelle permet de contenir sous un seuil les vibrations engendrés, par exemple par le biais de systèmes de détonation à charges retardés, en agissant sur charge, type d'explosif et plan et schéma de tir.

Des différentes lois d'atténuation de la vibration en fonction des vitesses maximales en fonction des vitesses maximales admises. En particulier on reporte la loi proposée par le professeur G. Ratti lors de la définition de l'entraxe entre tunnel routier et ferroviaire (relative à une fréquence de 50 Hz). A une distance de 50 m l'explosion contemporaine de 50-60 kg d'explosif type "gelatina 1" utilisé dans la construction du tunnel routier, a comporté une vibration inférieure à 30 mm/s admissible par les normes en souterrain. Cette distance a donc été jugée appropriée en adoptant de microretards de l'ordre de la période minimale des vibrations dans les plan de tir.

Par les essais faits à l'occasion de l'excavation du LSM, en mars 1982, on a analysée les effets sur dalle et piédroit du tunnel lors d'un tir à 40 m du tunnel. On a remarqué que, tout en limitant la charge unitaire à 800 gr et en exécutant un tir de 20 kg, le niveau sonore dans le tunnel a été au maximum de 116 dB lin et la vibration de la dalle de 10 mm/s.

Il faudra prévoir un système d'auscultation des effets des vibrations sur dalle intermédiaire et piédroits, cela afin d'adapter le plan de tir tant pendant l'excavation des abris que lors de l'excavation des tronçons creusés à l'explosif.

Une fois que le choix de l'explosif sera faite, il faudra vérifier la compatibilité des vibrations sur la dalle (structure la plus sensible) et des niveaux sonores dans le tunnel routier avec les seuils proposées dans le projet (30 mm/s amplitude de la vibration et 120 dB sonores dans le tunnel)

La jonction entre tunnel et rameau de liaison sera toutefois excavé par moyen mécaniques après délimitation par coupe avec fil de diamant, selon plan du projet.

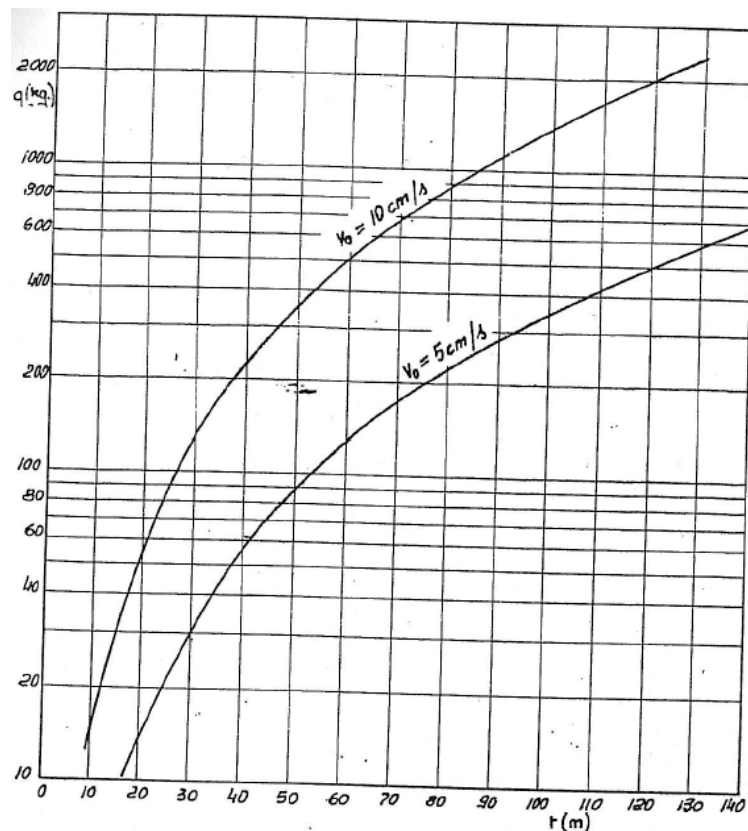


Figura 7 - relazione tra quantità d'esplosivo q e distanza r per cui si hanno vibrazioni di 5 e 10 cm/s

6.3 Contrôle des interférences sur le tunnel existant

L'excavation des rameaux de liaison est prévue à l'explosif jusqu'à une distance minimale de 6 m du parement extérieur du Tunnel (cela aussi en vu des boulons mis en place). La zone intéressée par l'excavation des abris sera donc réduite à partir d'une distance égale à 1.5 diamètres de l'abris de 5.6 à 3.4 m environ (égale à $\frac{1}{2}$ du rayon du tunnel).

La connexion entre rameau et tunnel est prévue en excavant les derniers mètres après délimitation de la roche par fil de diamant et abattage contrôlé au brise-roche.

Un plan d'auscultation est prévu pour définir depuis les tronçons initiales, à couverture mineure, les effets sur le tunnel et les usagers, tant en terme de charges que de vibration ou des niveaux sonores. En cas de dépassement des seuils on suggère d'agir en priorité sur:

- Vitesse de la vibration exercée par le tir
- Longueur du tir
- Supplément des mesures de soutènement à proximité du tunnel (boulons plus longs et a maillage réduit)
- Longueur du tronçon à abattre au brise-roche (min. 6 m)

7. ANALYSE SELON LA METHODE DE CONVERGENCE-CONFINEMENT

La méthode des courbes de convergence-confinement est employée pour évaluer la stabilité globale à distance du front de taille ainsi que pour le dimensionnement des épaisseurs du revêtement.

En premier lieu, on a estimé la validité du modèle en vérifiant la correspondance entre déformations mesurées et pressions de confinement appliquées lors du creusement du Tunnel Routier. Ensuite, les épaisseurs adoptées dans les différents tronçons et éléments de la galerie de sécurité ont été dimensionnés.

Les approximations dans cette approche sont les suivantes :

1. Le système considéré est à symétrie radiale. Pour cela l'estimation des efforts dans le revêtement pourrait être conservative (cela à cause de l'asymétrie dans le comportement du massif).

2. La loi de fluage du massif est essentiellement modélisée avec une chute des paramètres de résistance et module de Young en champ plastique. Dans le cas de l'excavation au tunnelier, on s'attend à une manifestation réduite du phénomène de fluage soit en raison de la perturbation réduite du massif autour de la cavité, soit à cause de son déconfinement réduit par l'insertion d'un revêtement rigide à proximité du front de taille.

7.1 Back analysis appliqué au tunnel routier

Une back analysis sur la construction du tunnel routier a été réalisée afin d'évaluer l'adéquation des paramètres retenus pour la roche. En particulier, sur les calcschistes, l'estimation est basée sur le tronçon le plus critique.

La convergence escomptée en avant du front de taille (convergence confinement du front de taille) a été estimée en introduisant au front de taille des forces équivalentes par la méthode proposée par Lombardi G., Amberg W., Rechsteiner G.F.; *"Une méthode de calcul élasto-plastique de l'état de tension et de déformation autour d'une cavité souterraine"*, 3ème congrès international de la SMIR, Denver, Colorado USA 1974.

Le modèle prend en compte une cavité circulaire d'un diamètre d'excavation de 6,10 m. En particulier dans les calcschistes, où la majeure partie des données de convergence était disponible, le comportement visqueux à long terme a été modélisé par une réduction du module d'élasticité dans la zone de rupture plastique. En découlent les valeurs reportées dans le tableau ci-dessous, ainsi que les diagrammes des courbes de convergence-confinement de l'annexe 2.

Tunnel Autoroutier du Fréjus - Back analyses						
CLASSE	Lithologie	Couverture	δ_{front} non sout.	δ_{cavo} N.B. sur rayon	Δ_{f-c}	R_{pl}
		[m]	[cm]	[cm]	[cm]	[m]
A	Calcschiste (annexe 2 fig. 1)	1850	1.7	18.5 ⁽¹⁾	16.8	13.5
B	Anhydrides (annexe 2 fig. 2)	900	3.0	16.0 ⁽³⁾	13.0 ⁽³⁾	15.9 ⁽³⁾
				14.4 ⁽²⁾	11.4 ⁽²⁾	14.4 ⁽²⁾
				12.1 ⁽¹⁾	9.1 ⁽¹⁾	11.5 ⁽¹⁾
C	Calcesc. Fracturés (annexe 2 fig. 3)	900	4.4	21.0 ⁽³⁾	16.6 ⁽³⁾	20.2 ⁽³⁾
	Anhydrides Fracturées (annexe 2 fig. 3)	900		18.1 ⁽²⁾	13.7 ⁽²⁾	18.0 ⁽²⁾
	Schistes verts (annexe 2 fig. 4)	500		15.0 ⁽¹⁾	10.6 ⁽¹⁾	14.8 ⁽¹⁾
				7.0 ⁽³⁾	5.3 ⁽³⁾	13.1 ⁽³⁾
D	Cornieules (annexe 2 fig. 5)	500	6.7	6.2 ⁽²⁾	4.5 ⁽²⁾	12.5 ⁽²⁾
				5.1 ⁽¹⁾	3.4 ⁽¹⁾	11.4 ⁽¹⁾
				46.0 ⁽³⁾	39.3 ⁽³⁾	30.9 ⁽³⁾
E	Morenes (annexe 2 fig. 6)	150	5.2	34.2 ⁽²⁾	27.5 ⁽²⁾	26.8 ⁽²⁾
				22.6 ⁽¹⁾	15.9 ⁽¹⁾	21.7 ⁽¹⁾
				18.0 ⁽²⁾	12.8 ⁽²⁾	26.8 ⁽²⁾
				6.9 ⁽¹⁾	1.7 ⁽¹⁾	21.8 ⁽¹⁾

(1) Press. confinement 300 kPa (fort boulonnage)
 (2) Press. confinement 100 kPa (boulonnage léger)
 (3) Cavité non soutenue

Les paramètres retenus conduisent à estimer que les convergences de la cavité non soutenue sont du même ordre que les convergences maximales enregistrées pendant la construction (30-35 cm par rapport au diamètre en calcschistes).

7.2 Section courante de la Galerie de Sécurité

Nous avons pris en compte une section d'excavation de 9.20 m de diamètre. Les courbes caractéristiques reportées en annexe 2 en découlent. Les résultats principaux sont rapportés ci-dessous.

En particulier, tandis que dans les lithologies B, C, D et E, nous avons procédé à l'estimation des convergences dans trois cas de boulonnage (maillage 2.5x2.5, 1.5x1.5 et 1x1). Pour le calcschiste (classe A), où l'excavation se fera en majorité au tunnelier, les charges sur le revêtement sont estimées en admettant qu'il se développe un certain pourcentage de la convergence maximale non soutenue avant que les voussoirs ne soient chargés. On indique ainsi une convergence finale et une pression de confinement radiale chargeant le revêtement déformable (pour lequel on a tablé sur une épaisseur de 40 cm et un module d'élasticité de 20 GPa).

On indique aussi les contraintes moyennes dans les revêtements.

Galerie de Sécurité du Tunnel du Fréjus - Analyse par courbes convergence - confinement							
CLASSE	Lithologie	Couverture	δ_{front} non sout.	δ_{cavo} N.B. sur rayon	Δ_{f-c}	$P_{\text{rivest.}}$	R_{pl}
		[m]	[cm]	[cm]	[cm]	[kPa]	[m]
A	Calcschistes (annexe 2 fig. 7)	1850	1.3	16.5	15.2 ⁽¹⁾	0	16.5
				13.5	12.2 ⁽²⁾	360	13.5
				10.6	9.3 ⁽³⁾	925	10.5
				7.7	6.4 ⁽⁴⁾	1860	7.8
A	Calcschistes (annexe 2 fig. 8)	1350	0.8	9.0	8.2 ⁽¹⁾	0	9.6
				7.4	6.6 ⁽²⁾	335	7.4
				5.9	5.1 ⁽³⁾	840	5.8
				4.3	3.5 ⁽⁴⁾	1635	4.3

Galerie de Sécurité du Tunnel du Fréjus - Analyse par courbes convergence - confinement								
		Couverture	δ_{front} non sout.	δ_{cavo} N.B. sur rayon	Δ_{f-c}	$P_{\text{rivest.}}$	R_{pl}	
A	Calcschistes (annexe 2 fig. 9)	900	0.5	3.9	3.4 ⁽¹⁾	0	7.9	
				3.3	2.8 ⁽²⁾	265	7.4	
				2.8	2.3 ⁽³⁾	620	6.9	
				2.2	1.7 ⁽⁴⁾	1085	6.4	
				1.7	1.2 ⁽⁵⁾	1725	5.8	
(1) Convergence complètement escomptée (2) Convergence escomptée à 80% (3) Convergence escomptée à 60% (4) Convergence escomptée à 40% (5) Convergence escomptée à 20%								
B	Anhydrides (annexe 2 fig. 10)	900	2.2	12.1	9.9	0	13.2	
				10.9	8.7	100	12.6	
				9.9	7.7	200	9.7	
				6.9	6.9	300	9.1	
C	Calcsc. Fracturés (annexe 2 fig. 11)	900	2.2	15.3	13.1	0	12.4	
				13.7	11.4	100	11.8	
	Anhydr. Fracturés (annexe 2 fig. 11)	900		12.4	10.2	200	11.2	
				11.3	9.1	300	10.8	
	Schistes verts (annexe 2 fig. 12)	500		1.3	5.3	4.0	0	9.9
					4.7	3.5	100	9.4
4.2			3.0		200	9.0		
				3.9	2.6	300	8.7	
D	Cornieules (annexe 2 fig. 13)	500	5.1	34.7	29.7	0	23.3	
				26.3	21.2	100	20.2	
				20.9	15.9	200	18.3	
				17.3	12.2	300	16.5	
E	Morenes (annexe 2 fig. 14)	150	3.1	27.8	24.7	0	30.3	
				6.1	3.0	100	19.3	
				3.1	0.0	350	11.7	

Tableau 3 - Pressions de confinement de la cavité, galerie de sécurité

Sur le plan général, le front est stable et les convergences attendues entre front et cavité, moyennant un boulonnage approprié, sont, à l'exception du tronçon dans les carnieules, inférieures à 15 cm (4% du rayon).

7.3 Dimensionnement des revêtements

7.3.1 Méthode de dimensionnement

Les analyses exposées ont été effectuées par la méthode des courbes convergence confinement.

Pour le dimensionnement du tronçon à creuser au tunnelier on prend en compte la situation la plus contraignante (bas paramètres et haute couverture).

D'autre part, dans les tronçons à creuser à l'explosif, les revêtements provisoires ont été dimensionnés en fonction des pressions radiales appliquées. Pour ces tronçons on estime que l'intégralité de la charge de soutènement provisoire sera transmise à long terme au revêtement de 40 à 60 cm d'épaisseur.

La rigidité de l'anneau de voussoirs ou du revêtement est estimée par

$$k = \frac{E\delta}{r^2}$$

où r est le rayon intérieur de l'anneau ($r=4200$ mm), E est le module d'élasticité du béton et δ est l'épaisseur du revêtement ($\delta=400$ mm à 600 mm)

7.3.2 Calcul des pressions de confinement maximales appliquées

La pression de confinement applicable pour les revêtements est calculée par la formule de Mariotte pour les tubes de faible épaisseur.

La pression résistante de projet est fonction des matériaux employés; en conformité avec l'Eurocode 2 on considère pour le béton:

$$f_{cd} = \frac{0.83 \times Rck}{\gamma_c} = 28.53 \text{ MPa (Préfabriqué) et } 18.15 \text{ MPa (béton projeté et coulé en place)}$$

dans laquelle:

$$R_{ck} = 55 \text{ MPa (béton préfabriqué) et } 35 \text{ MPa (béton projeté et coulé en place)}$$
$$\gamma_c = 1.6 \quad \text{coefficient de sécurité sur les matériaux (c.a.=1.6)}$$

Une fois définie la pression résistante dans l'anneau la tension de confinement applicable est égale à:

$$p = \frac{2 \cdot f_{cd} \cdot \delta}{D} / FS =$$

1.76 MPa (anneaux préfabriqués) o

1.08 MPa (40 cm coulé en place, galerie et PHT)

1.61 MPa (60 cm coulé en place, galerie et PHT)

1.30 MPa (30 cm coulé en place, abris)

1.17 MPa (30 cm béton projeté B35, by-pass)

en ayant défini:

f_{cd} = contrainte résistante de projet (30.43 MPa ou 19.36 MPa);

δ = épaisseur équivalente (40 cm en voussoirs, 40/60 cm en galerie 30 cm en abris);

D = diamètre du tunnel (9.60 m tronçon à l'explosif et PHT, 9.20 tronçon au tunnelier, 5.60 aux abris et 6.60 au by-pass);

FS = coefficient de sécurité tenant compte de l'excentricité de pose et des charges (égal à 1.4).

7.4 Résultats des calculs - tronçon à l'explosif

Le comportement des calcschistes pendant l'excavation du tunnel autoroutier a mis en évidence une tendance marquée des couches à se décoller. Cela a donné lieu à de fréquents fontis au rein ouest sur les deux chantiers I et F.

Pour le dimensionnement géotechnique des ouvrages, on a procédé à l'évaluation de la stabilité globale de la cavité et au dimensionnement des épaisseurs de revêtement par la méthode des lignes de convergence-confinement.

Les calculs montrent qu'une épaisseur du revêtement en béton de 40 à 60 cm est suffisante pour les charges de projet sur l'anneau dans le tronçon à l'explosif.

Aux deux têtes, l'excavation est prévue à l'explosif. Ces tronçons auront une longueur de 1655 m environ (côté France) et 960 m (côté Italie), dépendant du délai de fourniture des tunneliers (estimé à 9 mois après le début de l'excavation). Pour le premier tronçon, 5 classes de soutènement ont été prévues sur la base des informations géotechniques déduites des journaux de chantier relatifs à la construction du Tunnel Routier, en particulier :

Classe	Mesures de soutènement prévues
T1	Classe T1 40% pour une longueur totale estimée de 1046 m Béton projeté 5-8 cm Boulons superswellex M 24, L= 3 m, 1.5 pz/m Treillis soudées 8 mm 15 x 15 cm
T2	Classe T2 30% pour une longueur totale estimée de 785 m Béton projeté 10 cm Boulons superswellex M 24, L= 3 m, 5 pz/m Treillis soudées 8 mm 15 x 15 cm
T3	Classe T3 20% pour une longueur totale estimée de 523 m Béton projeté 15 cm Boulons superswellex M 24, L= 3 m, 10 pz/m Treillis soudées 8 mm 15 x 15 cm
T4	Classe T4 5% pour une longueur totale estimée de 134 m Béton projeté 20 cm Cintres HEB 140 int. 1.5 m Treillis soudé 8 mm 15 x 15 cm
T4b	Classe T4b 5% pour une longueur totale estimée de 134 m Béton projeté 25 cm Cintres HEB 180 int. 1.0 m Treillis soudé 8 mm 15 x 15 cm Voûte parapluie avec 21 ROR 76.5/5, l= 15 m /10 m

Les plans sont contenus dans les documents de projet.

7.5 Résultats des calculs - Tronçon au tunnelier

A partir des pressions résistantes des revêtements dans les tronçons à creuser au TBM, il faut s'assurer que le revêtement sera chargé une fois que les convergences suivantes seront obtenues :

- 6 cm sur rayon à 1800 m de couverture;
- 4 cm sur rayon à 1350 m de couverture;
- 2 cm sur rayon à 900 m de couverture;

Dans le but de ne pas surcharger les voussoirs dans le tronçon à haute couverture, il est nécessaire de prévoir une sur-excavation du tunnelier de l'ordre de 5 cm sur rayon, qui peut être simplement obtenue par la substitution des disques extérieurs. Une sur-excavation supplémentaire de 5 cm est souhaitable pour réduire les risques de blocage sous hautes couvertures en cas d'arrêt prolongé pour maintenance.

7.5.1 Simulation du phénomène visqueux dans les calcschistes

Comme décrit, le développement des pressions et des convergences le long du tunnel dépend de plusieurs facteurs comme (Lombardi G., Amberg W.; *"L'influence de la méthode de construction sur l'équilibre final d'un tunnel"*, Int. Congr. On Rock Mechanics, Motreux, CH, 1979):

- Vitesse d'avancement
- Distance de l'entrée en charge du revêtement à partir du front de taille
- Déformation admise entre revêtement et massif avant son entrée en charge
- Caractéristiques de rigidité et confinement du soutènement mis en place.

On peut baser les estimations pour la galerie de sécurité sur l'expression de la fonction de convergence le long du tunnel décrite pour le tunnel autoroutier, tout en négligeant l'effet favorable de la plus grande vitesse d'avancement garantie lors d'un creusement au tunnelier, et en faisant l'hypothèse que la rigidité et le soutien du boulonnage installé dans le tunnel à proximité du front de taille contribue de façon négligeable à la forme de la fonction proposée (c'est-à-dire que la force de soutènement des boulons est négligeable par rapport au soutènement propre du front de taille).

Une telle hypothèse est, par ailleurs, justifiée par l'estimation des convergence de squeezing, proposée par M. Hoek dans sa Terzaghi lecture en 2000 (Hoek E., *"Big*

"Tunnels in bad Rock", Draft to a paper submitted for publication in ASCE journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2000 Terzaghi Lecture, Seattle, 2000) où:

$$\varepsilon(\%) = 0.15 \cdot \left(1 - \frac{p_1}{p_0}\right) \frac{\sigma_{cm}}{p_0} \frac{\frac{3p_i+1}{p_0}}{\frac{3.8 \cdot p_i + 0.54}{p_0}}$$

dans laquelle

σ_m = Résistance à compression du massif en laboratoire,

p_0 = état de contrainte litho-statique en place

p_1 = pression de confinement au bord de la cavité

Par cette loi la pression de confinement appliquée par le boulonnage p_1 est négligeable par rapport à la contrainte litho-statique p_0 à ces profondeurs.

Pour estimer l'évolution des convergences le long du tunnel, on a donc recours à l'expression proposée, pour le tunnel routier, par M. Panet et al et décrite au chapitre 5.2.4.

$$C(x, t) = A_1 \left\{ 1 - \left(\frac{X}{x+X} \right)^2 \right\} \cdot \left\{ 1 + A_2 \cdot \left[1 - \left(\frac{T}{T+t} \right)^n \right] \right\} = A_1 \cdot F(x) \cdot (1 + A_2 \cdot G(t))$$

où:

$$F(x) = 1 - \left(\frac{X}{x+X} \right)^2 \quad \text{et} \quad G(t) = 1 - \left(\frac{T}{t+T} \right)^n$$

En considérant que, dans le massif du tunnel du Fréjus:

$$C_{fin} = A_1 (1 + A_2) = 5 A_1$$

On obtient:

$$G(t) = \left(\frac{C(x, t)}{A_1 \cdot F(x)} - 1 \right) \frac{1}{A_2} = \left(\frac{C(x, t)}{C_{fin}} \cdot \frac{5}{F(x)} - 1 \right) \frac{1}{A_2} = \left(\%C \cdot \frac{5}{F(x)} - 1 \right) \frac{1}{A}$$

A partir de laquelle, tout en fixant $\%C=C/C_{fin}$ (pourcentage de la convergence totale à long terme), il est possible de tirer les courbes, en fonction de x et t , représentatives des points le long du tunnel où ce pourcentage de la convergence totale est atteinte.

Dans la figure 8, pour une certaine distance du front de faille, on exprime le pourcentage de convergence escomptée en fonction de l'arrêt pour un temps t du front de taille à 10, 12, 15 et 20 m du front de taille.

En particulier, en faisant l'hypothèse d'une longueur du bouclier de 10 m, le pourcentage instantané à l'extrémité du bouclier correspond à 14% à 2 h du passage du front, à 20% pour un arrêt de deux jours, et atteindra 30% pour un arrêt de 8 jours du front de taille.

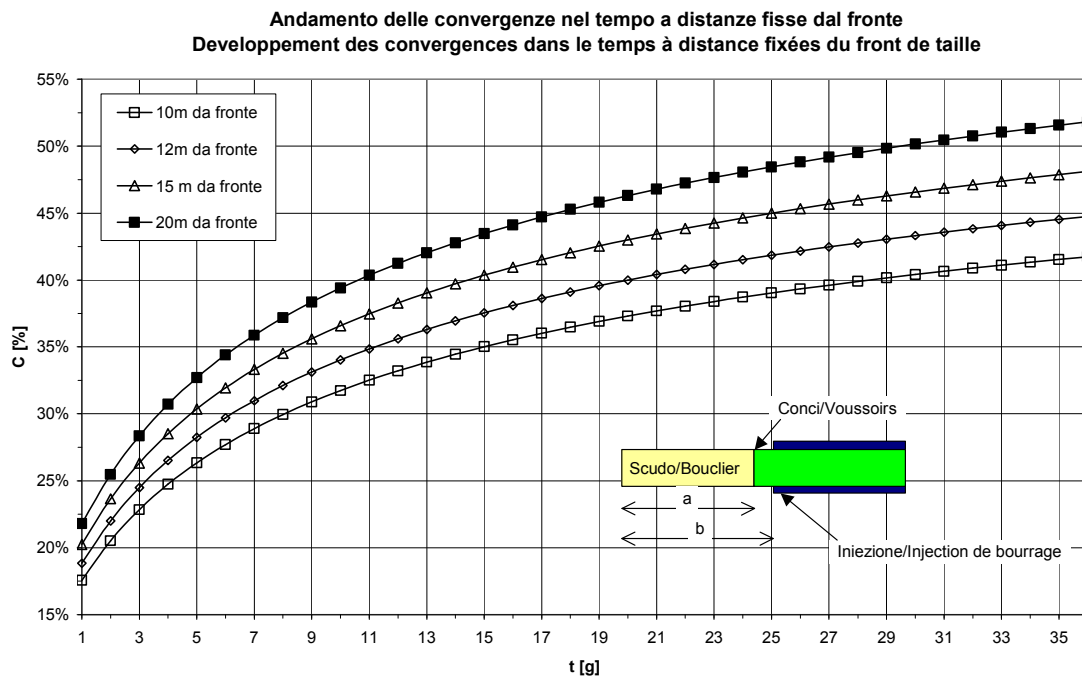


Figura 8 - Convergenze in funzione del tempo a dei punti caratteristici del front de taille.

En particulier, en faisant l'hypothèse que la longueur du bouclier est comprise entre 10 et 12 m, et que le revêtement commence à être chargé à 15-20 m du front et, en estimant une convergence à long terme de 5% du rayon (égale à celle enregistrée lors du creusement du tunnel routier) on tire les valeurs suivantes de convergence attendues:

Temps d'arrêt	CONVERGENCES (sur rayon) [mm/% conv. finale]									
	A extrémité bouclier				A la mise en charge des voussoirs					
	10m du front		12m du front		15m du front		20m du front		30m du front	
2 ^{h30m}	32	14%	35	15%	37	16%	40	17%	43	19%
1	40	17%	43	19%	47	20%	50	22%	54	23%
3	53	23%	56	24%	61	26%	65	28%	70	30%
5	61	26%	65	28%	70	30%	75	33%	81	35%
7	66	29%	72	31%	77	33%	83	36%	89	39%
10	73	32%	78	34%	84	37%	91	39%	97	42%
15	80	35%	86	37%	93	40%	100	43%	107	47%

Ce type d'estimation permet d'une part d'estimer la conicité à donner au bouclier pour minimiser le risque de blocage, et d'autre part d'estimer, en fonction des productivités instantanées du creusement, le pourcentage de convergence escomptée à la mise en charge des voussoirs et la charge qui en découle sur les revêtements.

7.6 Choix du Tunnelier

Le tunnelier proposé dans le projet est du type à double bouclier pour roche dure, ou "bouclier mécanisé ouvert à appui mixte" (dénomination AFTES). Ce choix est motivé soit par une meilleure garantie de respect des délais, soit de la souplesse accrue de la machine (longueur boucliers réduite, avancement contemporain à l'assemblage des voussoirs et grand pourcentage de poussé et torques installés transmissibles au front). On précise de toute façon que, sous opportunes garanties de la part de l'entrepreneur au sujet de la régularité d'avancement (temps d'arrêt) et correcte proportion des poussés installés, on pourra laisser ouverte la possibilité de proposer une variante avec tunnelier à bouclier simple. Il reste par contre déconseillée, suite à l'incidence élevée des mesures de soutènement nécessaire, le choix d'un tunnelier ouvert.

7.6.1 Technologie tunnelier

En association avec la technologie de sur-excavation variable entre 10 et 20 cm sur le diamètre (plus 20 cm standard), il doit être utilisé un remplissage radial qui permet la déformation contrôlée de la roche avant de charger le revêtement. Ceci peut être garanti en injectant dans le vide annulaire derrière les voussoirs, au lieu de l'usuel Pea-Gravel, des bulles d'argile expansée type LECA séchés de granulométrie 3-8 mm qui présentent une résistance à l'écrasement de l'ordre des 1.5 MPa, inférieure à la pression de confinement explicable des voussoirs, (estimée à avantage de sécurité en 1.8 MPa).

Tel remplissage sera ensuite injecté pour garantir le contact à long terme, une fois escomptée la convergence demandé.

7.6.2 Dimensionnement du système anneau-vide

On considère apte le produit LECA séché, dans le tableau ils sont reportés les valeurs fournies par le producteur pour les granulométries considérées en ce qui concerne densité et résistance.

Telle choix n'est pas contraignante et l'entrepreneur pourra proposer un produit ayant une résistance à l'écrasement inférieure à celle de l'anneau de voussoirs et une réduction de volume adéquate.

	Granulométrie initiale	Granulométrie finale
Granulométrie	3-8	0-2
Densité Kg/m³ environ	360	630
résistance à l'écrasement des grains (UNI 7549/7) N/mm²	1.5	4.5

La réduction de volume peut être estimée en base à la densité du matériel en sphères et en poussière. D'une densité initiale de 360 kg/m³, le matériel réduit en poussière atteint une densité de 630 kg/m³, des rapports entre les densités finales et initiales (1.75) on tire le rapport entre le volume initial et final du vide annulaire de l'ordre de 43% de l'initial. Dits V₁ et V₂ le volume du vide annulaire initial et final on a:

$$V_1 = \pi \cdot (r_{sc}^2 - r_{ext}^2) \quad e \quad V_2 = \pi \cdot (r_{fin}^2 - r_{ext}^2)$$

avec r_{sc} =rayon d'excavation variable entre 4.60 (minimum), 4.65 (qu'on obtient avec substitution des disques) ou 4.70

r_{fin} =rayon finale

r_{ext} =rayon extérieur des voussoirs égale à 4.50 m

en imposant $V_2/V_1=d_1/d_2=1.75$, on obtient:

$$r_{fin}^2 = \frac{r_{sc}^2 + 0.75 \cdot r_{ext}^2}{1.75}$$

dans le tableau sont reportés les déformations admissibles (sur rayon) avec le remplissage avec bulles d'argile répandues type LECA.

Sur excavation sur rayon [cm]	r_{sc} [m]	r_{ext} [m]	r_{fin} [m]	Convergenza ammissibile [cm]
0	4.60	4.50	4.56	4.26
5	4.65	4.50	4.59	6.37
10	4.70	4.50	4.62	8.47

Dans le cas plus défavorable (couvertures de l'ordre de 1850 m), une déformation de 8.5 cm correspond à une charge radiale de 1130-1280 kPa, le système est donc apte en relation au revêtement proposé.

7.6.3 Définition des pressions sur le bouclier en cas de détachement des blocs

Les principaux plans de facturation sont indiqués dans la figure suivante.

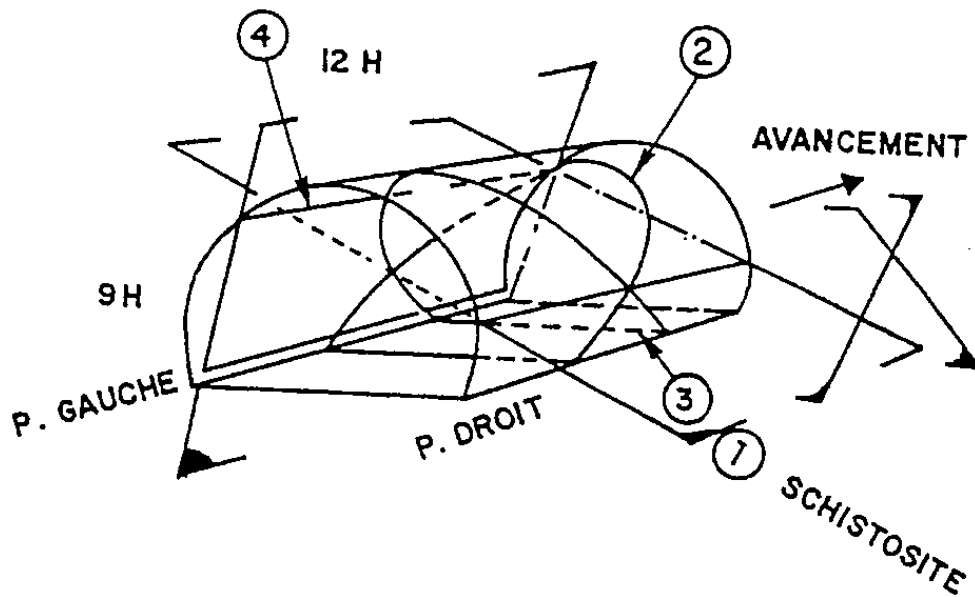


Figure 9 - système de discontinuités dans le massif (excavation du tunnel routier)

Les discontinuités inscrites dans les calcschistes sont les suivantes:

- discontinuité n° 1. Schistosité régionale. Les plans plongent en moyenne vers l'ouest avec inclinaison de valeurs moyennes passants de 25° à 70°. Sur la base des relevés du front et des parois l'espacement moyen de ces discontinuités est assumé à environ 90 cm.
- discontinuité n° 2. Diaclase avec direction Est-ouest perpendiculairement disposé à l'axe du tunnel et plongeant vers le sud avec une inclinaison de 45°. Sur la base des relevés du front et des parois l'espacement moyen de ces discontinuités est assumé à environ 280 cm;
- discontinuité n° 3. Fractures disposées perpendiculairement à l'axe du tunnel (Est-ouest). Les plans de discontinuité plongent vers le nord, (direction opposée à celle de la famille n° 2, avec inclinaison de 45°. Sur la base des relevés du front et des parois l'espacement moyen de ces discontinuités est assumé à environ 260 cm;
- discontinuité n° 4. Caractérisée par la position des couchés correspondante à la direction du tunnel, Nord-sud, avec plans subverticaux, inclinaison moyenne 50°- 70° qui plonge vers l'est. Sur la base des relevés du front et des parois l'espacement moyen de ces discontinuités est assumé à environ 80 cm.

En supposant que les blocs soient délimités par les entrelacements des diaclases, dans le cas le plus défavorable, le bloc susceptible de se détacher, comme montré en illustration, a des dimensions d'ordre entre hauteur de 2.6 à 4.6 m, sur une surface de 6.6-7.6 m x 9.2 m.

Par conséquent la pression de contact σ exercée par le bloc sur le bouclier peut être de l'ordre de

$$\sigma = V_{bloc} \cdot \frac{\gamma}{A} = \left(A \cdot \frac{h}{3} \right) \frac{\gamma}{A} = \gamma \cdot \frac{h}{3} = 25-50 \text{ kPa}$$

V_{bloc} =volume du bloc; γ =densité rocher; A=surface de base; h= hauteur du bloc.

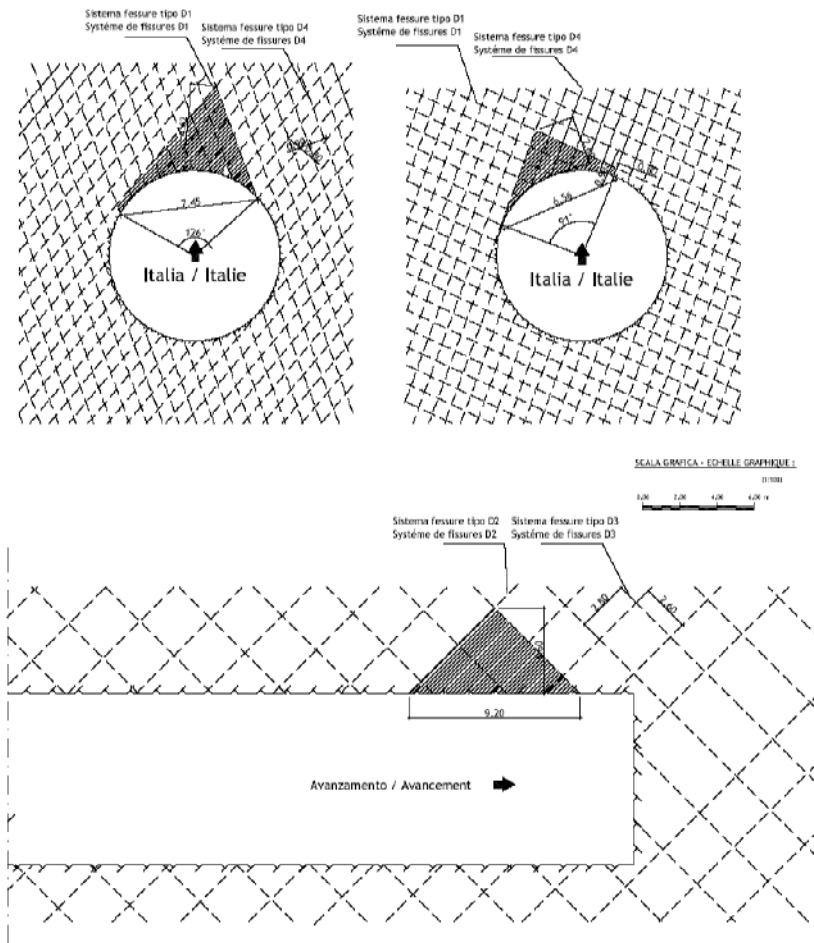


Figura 10 - Stima della dimensione verticale del blocco suscettibile di instabilità

Par conséquent nous considérons de dimensionner la résistance du bouclier pour une poussé asymétrique de l'ordre des 100 kPa sur un angle entre les $80^\circ \div 130^\circ$. D'autre part, en ce qui concerne les poussés installés, le calcul du poussé en cas de

bloc et roche poussant apparaît, avec les hypothèses en projet, le plus contraignant.

7.7 Position des rameaux de liaison

Dans l'élaboration du projet la position des rameaux de liaison a été choisie par une analyse qui a considéré les aspects suivants:

- Caractéristiques géotechniques rencontrés;
- Mesures de soutènement mises en oeuvre dans le tunnel (les zones avec des cintres ont été évitées et aussi la position de quelques refuges dans les zones avec les tirants a été optimisée, etc..);
- Position des ouvrages existants qui doivent être maintenues et intégrées dans le projet (Locaux Techniciens, Laboratoire souterrain, refuges existants);
- Interdistance la plus possible régulière entre les rameaux de façon à garantir aux usagers une distance régulière entre les refuges.

Nr. Rifugio	PM [m]	Copertura [m]	Osservazioni
1	377.707	238	Galerie creusée à l'explosif
2	758.737	449	Galerie creusée à l'explosif
3	1145.887	539	Galerie creusée à l'explosif
4	1519.377	691	Galerie creusée à l'explosif
ST 3/18	1559.887	692	Galerie creusée à l'explosif
5	1849.877	840	Excavation avec TBM
BP1	2180.882	900	Excavation avec TBM, Liaison abris existent n° 2
6	2210.887	977	Excavation avec TBM
7	2544.267	1150	Excavation avec TBM
ST 5/16	2866.617	1105	Excavation avec TBM
8	2907.117	1063	Excavation avec TBM
9	3249.617	949	Excavation avec TBM
10	3585.617	824	Excavation avec TBM
11	3925.117	774	Excavation avec TBM
12	4187.619	823	Excavation avec TBM
BP2	4227.619	850	Excavation avec TBM
ST 7/14	4311.397	850	Excavation avec TBM
13	4589.148	1009	Excavation avec TBM
14	4971.057	1318	Excavation avec TBM
15	5354.766	1405	Excavation avec TBM
ST 9/12	5639.667	1405	Excavation avec TBM
16	5740.267	1390	Excavation avec TBM
17	6120.648	1527	Excavation avec TBM
18	6505.547	1715	Excavation avec TBM, zone chambre démontage, liaison avec labo LSM

Nr. Rifugio	PM [m]	Copertura [m]	Osservazioni
BP3	6574.769	1715	Excavation avec TBM
19	6869.407	1581	Exc. TBM, Traitement avec tirants dans le tunnel
20	7218.267	1396	Excavation avec TBM
21	7626.267	1219	Exc. TBM, Traitement avec tirants dans le tunnel
22	8034.927	954	Exc. TBM, Traitement avec tirants dans le tunnel
23	8442.597	738	Excavation avec TBM
24	8850.217	600	Excavation avec TBM
BP4	8890.714	697	Excavation avec TBM
ST 13/8	8974.497	697	Excavation avec TBM
25	9268.717	697	Excavation avec TBM
26	9649.717	690	Excavation avec TBM
27	10030.817	641	Excavation avec TBM
ST 15/6	10071.317	650	Excavation avec TBM
28	10381.817	687	Excavation avec TBM
29	10692.817	734	Excavation avec TBM
BP5	10732.814	700	Excavation avec TBM, liaison abri existant n° 10
30	11097.717	698	Excavation avec TBM
ST 17/4	11422.117	670	Excavation avec TBM
31	11462.617	621	Excavation avec TBM
32	11812.717	485	Excavation avec TBM
33	12167.617	273	Galerie creusée à l'explosif
34	12520.117	127	Galerie creusée à l'explosif

Il faut dire d'abord que la direction du creusement des rameaux, qui traversent orthogonalement les couches, réduit les problématiques de stabilité par rapport au creusement de la galerie principale, comme indiqué dans les documents de chantier du tunnel routier et du laboratoire LSM (creusé transversalement au Tunnel en exploitation). En effet dans cette direction est quasiment annulé l'effet de décollement des couches qui est caractéristique des formations traversées.

7.8 Rameaux ST/PHT et Abris

Dans les ST la section d'excavation est la même que aux têtes ($R=4.80$). Les stations techniques sont aux PM et couvertures indiquées dans le tableau ci-dessous. Toutes les ST sont dans le calcschiste sauf la 3/18 qui est dans les anydrithes. Les courbes caractéristiques utilisées pour le dimensionnement sont celles dans les figures 7-14 de l'annexe 2.

ST	PM (env.)	Couverture [m]	Incidence min. boulonso	Epaisseur min. révêt. déf.
ST3/18	1+510.5	750.0	1 bull/1.0 m ²	40 cm
ST5/16	2+855.0	1200.0	1 bull/1.5 m ²	60 cm
ST7/14	4+216.0	800.0	1 bull/2 m ²	40 cm
ST9/12	5+635.4	1350.0	1 bull/1.0 m ²	60 cm
ST11/10	7+181.0	1350.0	1 bull/1.0 m ²	60 cm
ST13/8	8+852.5	600.0	1 bull/2 m ²	40 cm
ST15/6	10+076.6	650.0	1 bull/2 m ²	40 cm
ST17/4	11+427.4	600.0	1 bull/2 m ²	40 cm

7.9 Mesures de soutènement des rameaux de liaison

Pour le dimensionnement des soutènements dans les rameaux on a défini 3 tronçons le long du rameau. Dans telles zones une pression de confinement a été appliquée au bord creusement donné par les mesures de soutènement en projet et on a vérifié l'effet de celles-ci sur les contraintes sur les structures existantes au moment du creusement et l'acceptabilité de ces dernières:

Zone Galerie de Sécurité - on définit l'étendue des voussoirs à clouer et les longueurs des clous. On remarque que tel traitement, en considérant les capacités élevées de soutènement offertes par les anneaux laissés en œuvre, ont le seul effet de réaliser un renforcement du massif afin de favoriser la distribution des tensions longitudinalement à la galerie.

Zone A: min premiers 8 m du rameau. Dans la zone de connexion avec la galerie de sécurité on met en œuvre un soutènement particulier par lequel on garantit la stabilité avec des convergences acceptables. A la démolition des voussoirs de revêtement, en effet, ayant permise une certaine convergence, la situation de poussés du massif vient à se réduire. Dans telle zone la validité des mesures de soutènement est vérifiée sur la base de l'analyse 3D dans la suite.

Zone B: le long du rameau. Dans cette zone les mesures de soutènement mises en œuvre sont déterminées sur la base des pressions de confinement obtenue dans le Tunnel et la validité de celles-ci elle est vérifiée avec l'analyse 3D.

Zone C: min 8 m du extrados du tunnel. Dans cette zone dans laquelle l'avancement avec des méthodes mécaniques est précédé par la délimitation du contour par coupe avec fil, les mesures de soutènement sont dimensionnées sur la

base des analyses 3D, dans le but de réduire la charge généralisée sur les revêtements du tunnel.

Dans le tableau joint sont résumées les mesures mises en oeuvre dans le tunnel et les interventions prévues dans les trois zones pour chaque refuge.

	Misure in traforo/Mesures en tunnel			Galleria di sic./Galerie de Sec.			Zona A/Zone A 10 m				Zona B/Zone B Variable				Zona C/Zone C 10 m			
	Lunghezza media boulons	Densità Boulons (m per/m)	Convergenza misurata	Lunghezza Boulons	Mattage Boulons	Longueur de traitement	Lunghezza boulons	Mattage boulons	Epaisseur béton projeté	Longueur de tir	Lunghezza Boulons	Mattage boulons	Epaisseur béton projeté	Longueur de tir	Lunghezza boulons	Mattage boulons	Epaisseur béton projeté	Longueur de tir
Rifugio/Abri																		
1	377.707	238	3.8	100	10	16	3	1.5x1.5	16	2.5	3	1.5x1.25	10	2.5	3	1.5x1.0	10	2
2	758.737	449	n.d.	n.d.	n.d.	16	3	2x2	16	2.5	3	1.5x2.5	10	2.5	3	2.0x1.0	10	2
3	1145.887	539	n.d.	n.d.	n.d.	16	3	2x2	16	2.5	3	1.5x2.5	10	2.5	3	2.0x1.0	10	2
4	1519.377	691	3.8	100	10	16	3	1.5x1.5	16	2.5	3	1.5x1.25	10	2.5	3	1.5x1.0	10	2
ST 3/18	1559.887	692	4.3	88	10	16	4	1.5x1.5	16	2.5	4	1.5x1.25	15	2.5	4	1.5x1.0	15	2
5	1849.877	840	4.5	100	10	16	3	1.5x1.5	16	2.5	3	1.5x1.25	10	2.5	3	1.5x1.0	10	2
BP1	2180.882	900	4.5	100	10	16	4	1.5x1.5	16	2.5	4	1.5x1.25	15	2.5	4	1.5x1.0	15	2
6	2210.887	977	4.2	100	12	16	3	1.5x1.5	16	2.5	3	1.5x1.25	10	2.5	3	1.5x1.0	10	2
7	2544.267	1150	4.5	80	15	16	3	1.5x1.5	16	2.5	3	1.5x1.25	10	2.5	3	1.5x1.0	10	2
ST 5/16	2866.617	1105	4.5	80	5	16	4	1.5x1.5	16	2.5	4	1.5x1.25	15	2.5	4	1.5x1.0	15	2
8	2907.117	1063	4.5	80	5	16	3	1.5x1.5	16	2.5	3	1.5x1.25	10	2.5	3	1.5x1.0	10	2
9	3249.617	949	4.5	90	0	16	3	1.5x1.5	16	2.5	3	1.5x1.25	10	2.5	3	1.5x1.0	10	2
10	3585.617	824	4.5	90	0	19.2	3	1.5x1.5	19.2	2.5	3	1.5x1.25	10	2.5	3	1.5x1.0	10	2
11	3925.117	774	4.5	75	5	19.2	3	1.5x1.5	19.2	2.5	3	1.5x1.25	10	2.5	3	1.5x1.0	10	2
12	4187.619	823	4.5	75	15	19.2	3	1.5x1.5	19.2	2.5	3	1.5x1.25	10	2.5	3	1.5x1.0	10	2
BP2	4227.619	850	4.5	80	10	19.2	4	1.5x1.5	19.2	2.5	4	1x1.25	15	2.5	4	1.5x1.0	15	2
ST 7/14	4311.397	850	4.5	80	10	19.2	4	1.5x1.5	19.2	2.5	4	1x1.25	15	2.5	4	1.5x1.0	15	2
13	4589.148	1009	4.5	120	10	19.2	3	1.5x1.5	19.2	2.5	3	1.5x1.25	10	2.5	3	1.5x1.0	10	2
14	4971.057	1318	4.5	95	40	22.4	3	1x1	22.4	2	2	1.5x1.25	10	2.5	3	1x0.75	10	1.5
15	5354.766	1405	4.5	150	10	22.4	3	1x1	22.4	2	2	1.5x1.25	10	2.5	3	1x0.75	10	1.5
ST 9/12	5639.667	1405	4.5	120	8	22.4	5	1x1	22.4	2	5	1.5x1.0	20	2	5	1x0.75	20	1.5
16	5740.267	1390	4.5	70	10	22.4	3	1x1	22.4	2	2	1.5x1.25	10	2.5	3	1x0.75	10	1.5
17	6120.648	1527	4.5	150	10	22.4	3	1x1	22.4	2	2	1.5x1.25	10	2.5	3	1x0.75	10	1.5
18	6505.547	1715	4.8	50	20	22.4	3	1x1	22.4	2	2	1.25x1.2	10	2.5	3	1x0.75	10	1.5
BP3	6574.769	1715	4.5	100	15	22.4	5	1x1	22.4	2	5	1.25x1.2	20	2.5	5	1x0.75	20	1.5
19	6869.407	1581	4.2	100	20	19.2	3	1.5x1.5	19.2	2.5	2	1.5x1.25	10	2.5	3	1.5x1.0	10	2
20	7218.267	1396	4.2	100	20	19.2	3	1.5x1.5	19.2	2.5	2	1.5x1.25	10	2.5	3	1.5x1.0	10	2
21	7626.267	1219	4.2	170	18	22.4	3	1x1	22.4	2	2	1.5x1.25	10	2.5	3	1x0.75	10	1.5

Ritugio/Abri	Copertura	Misure in traforo/Mesures en tunnel			Galleria di sic./Galerie de Sec.			Zona A/Zone A 10 m				Zona B/Zone B Variable				Zona C/Zone C 10 m			
		Lunghezza media boulons	Densità Boulons (m perf./m)	Convergenza misurata	Lunghezza Boulons	Maglia boulons	Longueur de traitement	Lunghezza boulons	Maglia boulons	Spessore CCS	Lunghezza volata	Lunghezza boulons	Maglia boulons	Spessore CCS	Lunghezza volata	Lunghezza boulons	Maglia boulons	Spessore CCS	Lunghezza volata
22	8034.927	4	80	15	3	1.5x1.5	16	3	1.5x1.25	10	2.5	2	2.0x1.5	10	3	3	1.5x1.0	10	2
23	8442.597	4	80	15	3	1.5x1.5	19.2	3	1.5x1.25	10	2.5	2	2.0x1.5	10	3	3	1.5x1.0	10	2
24	8850.217	3.5	70	10	3	1.5x1.5	19.2	3	1.5x1.25	10	2.5	2	2.0x1.5	10	3	3	1.5x1.0	10	2
BP4	8890.714	3.5	80	10	4	1.5x1.5	19.2	4	1.5x1.25	20	2.5	4	1.5x1.5	20	3	4	1.5x1.0	20	2
ST 13/8	8974.497	3.5	80	10	4	1.5x1.5	19.2	4	1.5x1.25	20	2.5	4	1.5x1.5	20	3	4	1.5x1.0	20	2
25	9268.717	3.5	60	10	3	1.5x1.5	19.2	3	1.5x1.25	10	2.5	2	2.0x1.5	10	3	3	1.5x1.0	10	2
26	9649.717	3.5	70	10	3	1.5x1.5	19.2	3	1.5x1.25	10	2.5	2	2.0x1.5	10	3	3	1.5x1.0	10	2
27	10030.817	4	100	10	3	1.5x1.5	16	3	1.5x1.25	10	2.5	2	2.0x1.5	10	3	3	1.5x1.0	10	2
ST 15/6	10071.317	4	100	14	4	1.5x1.5	16	4	1.5x1.25	15	2.5	4	1.5x1.5	15	3	4	1.5x1.0	15	2
28	10381.817	4	90	10	3	1.5x1.5	16	3	1.5x1.25	10	2.5	2	2.0x1.5	10	3	3	1.5x1.5	10	2
29	10692.817	3.8	45	10	3	2x2	16	3	1.5x2.5	10	2.5	2	2.5x1.5	10	3	3	2.0x1.0	10	2
BP5	10732.814	4	50	10	4	2x2	16	4	1.5x1.25	15	2.5	4	2.0x1.5	15	3	4	2.0x1.0	15	2
30	11097.717	3.5	40	10	3	2x2	16	3	1.5x2.5	10	2.5	2	2.5x1.5	10	3	3	2.0x1.0	10	2
ST 17/4	11422.117	3.6	40	10	4	2x2	16	4	1.5x1.25	15	2.5	4	2.0x1.5	15	3	4	2.0x1.0	15	2
31	11462.617	3.5	40	10	3	2x2	16	3	1.5x2.5	10	2.5	2	2.5x1.5	10	3	3	2.0x1.0	10	2
32	11812.717	3.5	45	10	3	2x2	16	3	1.5x2.5	10	2.5	2	2.5x1.5	10	3	3	2.0x1.0	10	2
33	12167.617	3.5	30	10	3	2x2	16	3	1.5x2.5	10	2.5	2	2.5x1.5	10	3	3	2.0x1.0	10	2
34	12520.117	2.5	15	10	3	2x2	16	3	1.5x2.5	10	2.5	2	2.5x1.5	10	3	3	2.0x1.0	10	2

8. AUTRES SCENARIOS DE RISQUES POTENTIELS

Ci-après sont reportées des situations de risque potentiel aussi bien dans les zones excavées au tunnelier que dans les tronçons percés à l'explosif.

8.1 Chutes des blocs de calotte

De manière générale, dans le cas d'excavation avec tunnelier à double bouclier on ne rencontre pas de problèmes de chutes des blocs de calotte.

On prévoit de contrôler les éventuels problèmes de chutes des blocs de calotte dans les tronçons percés à l'explosif en renforçant les structures de soutènement. Plus spécifiquement, on peut compenser la réduction de taille des blocs par des mesures de soutènement qui vont des clous aux cintres et au béton projeté. La typologie de soutènement proposé, en particulier les plus légers, a été élaborée en fonction des typologies de chutes des blocs:

Cause:	Solution:
enchevêtrement/superposition de joints	clous et treillis soudés (joints espacés)
Flexion de couches en calotte ou aux piédroits	boulonnage
Faïlle longitudinale	clous et cintres partiels ou entiers
Matériaux peu liés	cintres avec grillage ou béton projeté
Convergence plastique de la cavité	clous et cintres avec grillage et/ou béton projeté

8.2 Rockburst

Bien que non répertorié lors du creusement du tunnel routier, dans le cas d'avancement par tunnelier, il est possible que des pics de contraintes tangentielles se produisent au bord de la cavité. Dans ces conditions, il est possible que des phénomènes d'écaillage se produisent (spalling), en particulier dans la direction orthogonale à la schistosité (Lombardi G.: *"Aspects de la*

mécanique de la roche lors d'un avancement à l'explosif et par Tunnelier" 3eme Symposium Européen de la Construction de Tunnels, Berne, 1996).

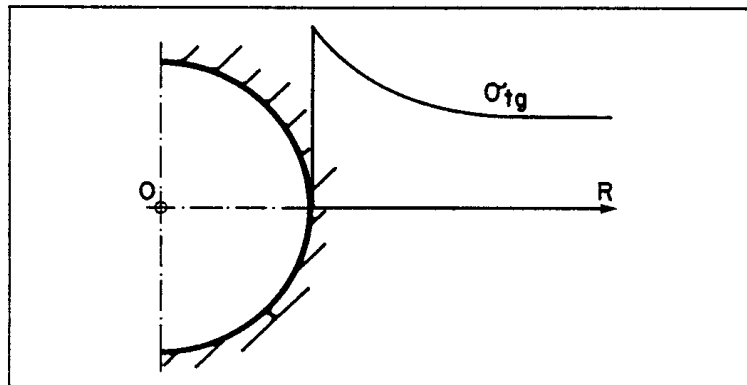


Figura 11 - Contraintes tangentielles lors du creusement au tunnelier

Le phénomène de rockburst peut se vérifier lorsque la contrainte maximale atteint $\sigma_t > 0.4 \pm 0.1 \sigma_c$ (Martin C.D., Kaiser P.K., McCreath D.R. "Hoek-Brown paramenters for predicting the depth of brittle failure around tunnels" Canadian Geotechnical Journal n. 39, 1999). La gravité du phénomène peut être estimée par le diagramme dans la figure 8.

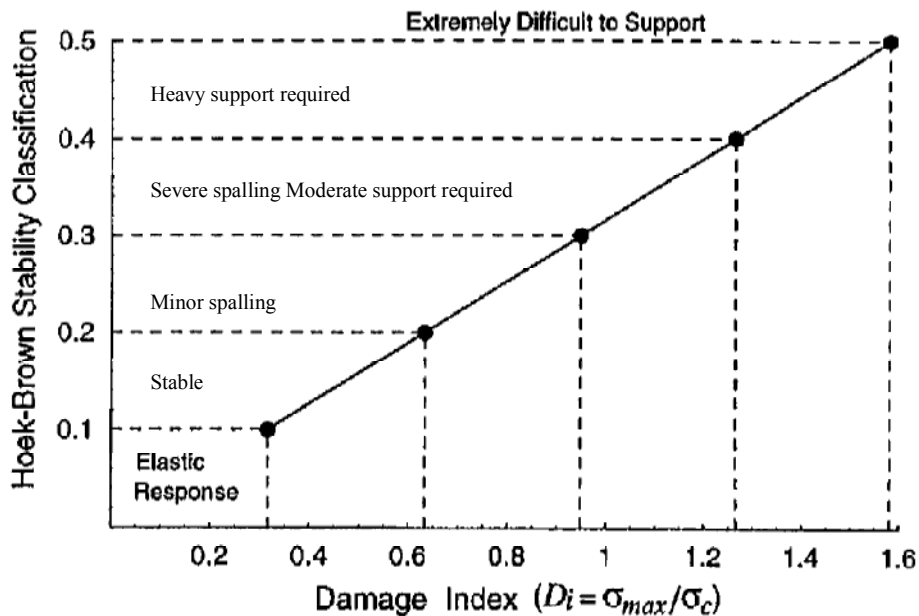


Figure 12 - Phénomène de rockburst en fonction de la contrainte maximale (Martin C.D. et al, 1999)

Sur la base des contraintes lito-statiques maximales à ces profondeurs, pour des résistances à la compression du massif (direction orthogonale aux couches) de 32-

38 MPa (minimales), des écaillages mineurs peuvent se présenter vers 750-880 m ; ces phénomènes deviennent plus importants lorsqu'on atteint 1200-1450 m de couverture.

Dans le cas de TBM avec bouclier, les risques pour les opérateurs sont considérablement réduits. Néanmoins il faut que, dans le projet de détail du tunnelier et du bouclier, le phénomène soit pris en compte dans le dimensionnement des poussées et des couples installées.

8.3 Déformation anormale de la section (états de contraintes fortement dissymétriques)

Le revêtement en voussoirs (tronçon au TBM) sera calculé afin de résister à des états de contraintes fortement dissymétriques avec $K_{0\text{équivalent}}$ égal à 1.4-1.6. Dans les tronçons percés à l'explosif (couvertures inférieures à 700 m), on ne prévoit pas d'asymétrie critique de contraintes, cela également en raison des convergences escomptées lors du bétonnage du revêtement définitif.

Se reporter au paragraphe "Roche gonflante" pour des solutions en cas de blocage du tunnelier pour cause de charges radiales.

8.4 Roche gonflante

Dans l'éventualité de comportements gonflants, le blocage du tunnelier pourra être évité en:

1. sur excavation jusqu'à 20 cm de diamètre (diamètre externe des voussoirs: 6.10 m, diamètre d'excavation au tunnelier: 6.30 m extensible jusqu'à 6.50m);
2. installant des poussées et des couples suffisamment élevés;
3. utilisant un tunnelier à double bouclier.

8.5 Instabilité localisée du front

Les paramètres de résistance du massif, ainsi que les expériences tirées du creusement du tunnel routier, montrent que le problème d'instabilité du front de taille est peu probable. Le tunnelier sera néanmoins équipé pour le soutènement du front de taille par fore poling et injections à l'avancement dans des tronçons limités au cas où le phénomène se vérifierait.

En général l'avancement en roche dure peut être bloqué pour deux types de causes:

- La tête ne tourne pas car le matériau se colmate contre la tête elle-même en empêchant la rotation
- La TBM n'avance pas car le front, instable, crée une cavité à l'avancement qui se développe vers le haut.

Dans ces cas, on procédera à l'arrêt du tunnelier et au remplissage de la cavité par des injections depuis la tête du tunnelier.

Parmi les mesures à prendre pour contrer ce phénomène, il y aura le contrôle de la cohérence entre le volume de marin et l'avancement, en continu pendant l'excavation. En plus le dimensionnement des paramètres de poussée et de couple installés sera fait avec des coefficients de sécurité adéquats (min 30% pour la poussée minimale installée).

9. INFLUENCE DU PERCEMENT DE LA GALERIE DE SECURITE SUR LE REVETEMENT DU TUNNEL ROUTIER EXISTANT

Afin de juger de l'ordre de grandeur de l'influence du percement de la galerie de sécurité sur l'état de contraintes des revêtements du tunnel routier du Fréjus, une analyse par le programme aux différences finies FLAC a été effectuée.

Les contraintes et déformations ont été évaluées dans un milieu idéalisé (milieu continu, isotrope et homogène) dont la pression verticale est égale à la pression horizontale et égale au poids propre de quelques 1800 m de massif rocheux. La présence du tunnel ferroviaire n'a pas été prise en considération.

Bien que dans notre cas l'état actuel des contraintes en valeur absolue soit difficile à définir, il est tout de même possible d'évaluer les déformations relatives et les contraintes qui en résultent suite à une nouvelle perturbation du

massif rocheux, tout en estimant l'influence des paramètres en jeu sur les résultats.

9.1 Modélisation

9.1.1 Hypothèses et modèle de calcul

Les hypothèses suivantes ont été introduites dans le calcul :

- milieu continu, isotrope et homogène,
- la pression horizontale est égale à la pression verticale ($K_0=1$),
- le comportement du sol est élasto-plastique. Le modèle constitutif admis pour la présente analyse est le modèle « strain-softening/hardening », il se base sur le modèle de rupture de Mohr, mais permet la variation des propriétés de la roche en fonction de la déformation post élastique,
- la pression hydrostatique n'est pas prise en compte,
- les ouvrages se situent au-dessous de la couverture maximale soit environ 1800 m,
- le tunnel ferroviaire n'est pas pris en considération.

9.1.2 Modèle

Telle qu'illustrée en **Annexe 4, pages 1 et 2** le maillage est constitué de 11040 éléments et couvre une zone de 338 m de longueur pour 280 m de hauteur. On distingue deux zones:

- Le maillage central de dimension 98x40 m est composé de 3920 éléments de forme essentiellement carrée de 1 m de côté (Annexe 4 pag 2).
- Le maillage extérieur qui entoure le maillage central s'étend jusqu'à 120 m de part et d'autre (Annexe 4 pag. 1). Ce dernier est fixé par des appuis articulés sur son bord inférieur et par des appuis à rouleaux sur les côtés verticaux.

Le tunnel routier a un profil classique en fer à cheval avec un diamètre d'excavation de 13.6 m pour 9.9 m de hauteur.

Le revêtement est en béton (non armé) coulé en place d'une épaisseur de 0.6 m. A une distance de 50 m de l'axe du tunnel routier se situe l'axe de la future galerie

de sécurité dont le profil est circulaire, de 4.60 m de rayon d'excavation et de centre situé à 3.05 m au-dessus du pied de la section du tunnel routier.

9.2 Paramètres de calcul

Les caractéristiques de la roche correspondent aux calcschistes du Fréjus avec les paramètres suivants:

- Module d'élasticité $E_R=15, 25$ et 30 GPa (représentatif de la valeur moyenne des modules orthogonaux et parallèles à la schistosité),
- Coefficient de poisson $\nu=0.2$ [-]
- Poids volumique $\gamma=27$ kN/m³
- Angle de dilatance $\psi=0^\circ$
- Angle de frottement $\varphi=40^\circ$ (valeur de pic)
 $\varphi=35^\circ$ (valeur résiduelle)
- Cohésion $c=5$ MPa (valeur de pic)
 $c=1$ MPa (valeur résiduelle)

Le module d'élasticité *du béton du revêtement* du tunnel routier a été admis à $E_B=20$ GPa, et le poids volumique γ à 25 kN/m³.

Les propriétés de l'interface entre la surface de l'excavation et l'extrados du revêtement ont été admises comme suit :

- Angle de frottement $\varphi=35^\circ$
- Cohésion $c=0$ MPa

Aucun jeu entre la surface de l'excavation et l'extrados du revêtement n'a été pris en compte (à l'avantage de la sécurité).

9.2.1 Etapes de calcul

Le calcul est élaboré en 4 phases successives: dans les trois premières l'état actuel des contraintes est reconstitué dans le massif et le revêtement du tunnel routier, dans la quatrième le percement de la Galerie de Sécurité est simulé.

Etape 1 : La première étape consiste à reconstruire l'état des contraintes naturelles avant percement du Tunnel Routier avec 1800 m de couverture ($\sigma_v = 48$ MPa environ).

Etape 2 : La deuxième étape vise à modéliser l'état de contraintes dans le massif suite au percement du tunnel routier. La décompression est progressive jusqu'à une pression résiduelle égale à celle apportée par le boulonnage (300 kPa uniforme).

Etape 3 : Cette étape comprend la mise en œuvre du revêtement en béton et son chargement.

Etape 4 : A ce stade, la galerie de sécurité est creusée avec décompression progressive du massif rocheux de manière analogue à celle de l'étape 2 pour le tunnel routier. La pression de confinement est égale à 0 ou 500 kPa, en analogie à ce qui a été estimé par la méthode des courbes convergence confinement.

Après chaque étape, le programme de calcul s'exécute jusqu'à atteindre l'équilibre statique et mémorise l'ensemble des résultats obtenus.

Des calculs ont été conduits pour estimer l'influence sur le modèle de la variation du module élastique (varié entre 15, 25 et 30 GPa) et de la pression de confinement à la galerie de sécurité (variée entre 0 et 500 kPa).

9.3 Résultats

Dans la suite, les résultats de l'analyse pour les étapes 3 et 4 définies ci-dessus sont présentés. Les résultats sont illustrés graphiquement dans les Annexes 4 à l'aide des représentations suivantes au terme de chaque étape :

- diagramme de l'effort normal dans le revêtement du tunnel routier,
- contraintes principales maximales et minimales dans le massif rocheux, et
- déformations de l'ensemble structure-massif rocheux.

Les résultats des analyses sont résumés dans le tableau suivant dans lequel on a adopté les conventions suivantes:

$N_{\max, \text{voûte}} / \sigma_{\max, \text{voûte}} = N$ et σ maximales en voûte

$N_{\max, \text{piédroit}} / \sigma_{\max, \text{piédroit}} = N$ et σ maximales en piédroit EST

$\Delta\sigma_{\max, \text{voûte}}$ = Variation maximale σ en voûte avant et après excavation GDS (pas forcément égale à la différence des σ maximales)

$\Delta\sigma_{\max, \text{piédroit}}$ = Variation maximale σ au piédroit EST avant et après excavation GDS (pas forcément égale à la différence des σ maximales)

$\delta_{\text{voûte, tunnel}}$ = déformation radiale en voûte en tunnel

$\delta_{\text{piédroit, tunnel}}$ = déformation radiale en naissance de voûte EST du tunnel

$\delta_{\text{voûte, galerie}}$ = déformation radiale en voûte en Galerie de sécurité

$\delta_{\text{piédroit, galerie}}$ = déformation radiale au piédroit OUEST de la galerie de sécurité

	Module élastique	E=15 GPa		E=25 GPa		E=30 GPa	
Etat actuel	$N_{\max, \text{voûte}}$ [kN]	2080		1330		1020	
	$N_{\max, \text{piédroit}}$ [kN]	1015		720		592	
	$\sigma_{\max, \text{voûte}}$ [MPa]	3.5		2.2		1.7	
	$\sigma_{\max, \text{piédroit}}$ [MPa]	1.7		1.2		0.9	
	$\delta_{\text{voûte}}$ [cm]	11.5		3.9		2.8	
	$\delta_{\text{piédroit}}$ [cm]	11.7		4.6		2.6	
	$R_{\text{pl tunnel}}$ [m]	~7.0		~5.0		~4.0	
	Figures en annexe 4	4a.3 a 4a.7		4b.1 a 4b.4		4c.1 a 4c.4	
	Pression de confinement G.D.S. [kPa]	P=500	P=0	P=500	P=0	P=500	P=0
Etat après excavation de la galerie de sécurité	$N_{\max, \text{voûte}}$ [kN]	3070	3925	1795	1970	1382	1455
	$N_{\max, \text{piédroit}}$ [kN]	3180	4115	1900	2070	1286	1356
	$\sigma_{\max, \text{voûte}}$ [MPa]	5.1	6.5	3.0	3.3	2.3	2.4
	$\sigma_{\max, \text{piédroit}}$ [MPa]	5.3	6.8	3.2	3.4	2.1	2.3
	$\Delta\sigma_{\max, \text{voûte}}$ [MPa]	3.3	4.8	1.8	2.1	1.2	1.3
	$\Delta\sigma_{\max, \text{piédroit}}$ [MPa]	3.6	5.2	2.0	2.3	1.2	1.3
	$\delta_{\text{voûte, tunnel}}$ [cm]	11.8	12.0	4.1	4.1	2.9	2.9
	$\delta_{\text{piédroit, tunnel}}$ [cm]	11.7	11.8	4.7	4.7	2.7	2.7
	$\delta_{\text{voûte, galerie}}$ [cm]	5.1	6.5	2.3	2.7	1.7	1.9
	$\delta_{\text{piédroit, galerie}}$ [cm]	6.9	11.5	2.3	2.9	1.6	1.9
	$R_{\text{pl tunnel}}$ [m]	~7.0	~7.0	~5.0	~5.0	~4.0	~4.0
	$R_{\text{pl galerie}}$ [m]	~4.5	~5.5	~3.5	~3.5	~3.0	~3.0

Figures en annexe 4	4a.8 à 4a.11	4a.12 à 4a.16	4b.5 à 4b.8	4b.9 à 4b.12	4c.5 à 4c.8	4c.9 à 4c.12
---------------------	-----------------	------------------	----------------	-----------------	----------------	-----------------

9.4 Conclusions

À cause des approximations du modèle, et dans l'impossibilité de définir l'état actuel des contraintes, les résultats des calculs proposés ne peuvent être utilisés que pour des estimations relatives, et seulement de façon marginale dans leur valeur absolue. Le but des analyses proposées est de déterminer l'influence relative des différents paramètres sur le phénomène de l'augmentation des charges induits par le creusement de la galerie de sécurité sur les revêtements du tunnel autoroutier. En particulier, les analyses proposées nous permettent d'estimer que:

- L'excavation de la galerie de sécurité entraîne une redistribution des contraintes dans le revêtement du tunnel autoroutier
- L'augmentation des contraintes est d'autant plus marquée que le module d'élasticité du massif est faible.
- L'augmentation la plus importante de contraintes est mesurée au piédroit EST du tunnel.
- La pression de confinement appliquée à la galerie (charge du revêtement de la galerie) joue un rôle mineur par rapport à l'augmentation du module d'élasticité du massif.

Il faudra donc prévoir un système adéquat d'auscultation des effets du creusement de la galerie de sécurité sur le tunnel routier. Le système devra comprendre:

- mesures des vibrations du creusement sur les structures du tunnel et en particulier sur la dalle intermédiaire au moyen d'accéléromètres installés dans la gaine air frais. En particulier, dans les phases de creusement des rameaux de liaison, à proximité du tunnel;
- mesures des déplacements induits dans les revêtements par des extensomètres placés avant le passage du tunnelier
- mesures des variations de charges dans l'arc de voûte du tunnel (en particulier en piédroit EST et en clé de voûte).

10. CREUSEMENT DES RAMEAUX DE LIAISON

10.1 Encadrement de la problématique à examiner

On inclut une estimation des effets à prévoir par l'excavation des ouvrages en projet sur le tunnel routier, en particulier sur l'excavation des rameaux de liaison et la jonction:

- galerie de sécurité - rameau
- rameau -tunnel

On intègre, en particulier, des évaluations géotechniques et calculs spécifiques qui prennent en considération l'important volume de renseignements géologiques - géotechniques disponibles depuis le creusement du tunnel. Garanties ont aussi été demandées sur la faisabilité des rameaux en avancement et surtout une analyse sur les effets des travaux sur les usagers du tunnel.

10.2 Calcules géotechniques des rameaux de liaison

Pour analyser dans le détail les tensions et effets du creusement de la galerie et du rameau et aux interactions avec la galerie de sécurité d'un côté et le tunnel autoroutier de l'autre on est recouru à une analyse 3D qui permet d'estimer que la solution proposée est adéquate au creusement des liaisons.

Pour tel calcul on a utilisé le programme de calcul P0759 de propriété de Lombardi SA, qui permet, de façon assez flexible, d'implémenter tout lois de comportement.

10.2.1 *Modèle de calcul*

L'analyse a été effectuée pour la lithologie des calcschistes, avec couverture de 700 et 1500 m. On a en particulier procédé selon les phases suivantes.

1. Initialisation du modèle sur la base des résultats en termes tensions et de déformation dérivée par l'analyse 2D déjà présenté en projet.

2. Creusement progressif du by-pass avec application des mesures de sécurité schématisées comme pression de confinement.
3. Contrôle des zones en champ plastique avec application de réduction progressive du module élastique du massif
4. Résultats

10.2.1.1 Géométrie.

Le domaine qui sert à la modélisation est un parallélépipède rectangle qui a pour dimension transversale, longitudinale et verticale 150, 50 et 50 mètres respectivement.

Le tunnel routier, la galerie de sécurité et le rameau de liaison sont modélisés circulaires et disposés de façon à exploiter les symétries qui se présentent. Ceci permet d'éviter une redondance des résultats et une flexibilité dans la représentation graphique. Il y a deux plans de symétries. Un plan horizontal qui contient l'axe des trois galeries et un plan vertical qui contient l'axe du rameau de liaison. En confondant les plans de symétrie horizontal et vertical avec la base et la face Nord du parallélépipède, seules les moitiés supérieures du tunnel routier et de la galerie de sécurité et le quart du rameau de liaison sont suffisant pour entreprendre une simulation. Les données géométriques sont

	Tunnel routier	Galerie de sécurité	Rameau de liaison
Rayon [m]	6.1	4.6	2.7
Epaisseur du revêtement [m]	0.6	0.4	-
Distance entre axes [m]	50		-

10.2.1.2 Directions et signes

Aux trois directions transversales, longitudinales et verticales déjà mentionnées sont associées les coordonnées x, y et z qui sont orientées positivement d'Ouest en Est, du Sud au Nord et de bas en haut.

Les contraintes négatives sont compressives et les contraintes positives sont des tractions. Les contraintes transversales, longitudinales et verticales seront aussi désignées par la coordonnée indicatrice de la direction.

10.2.1.3 Maillage

Le maillage (nombre des éléments) est variable et change entre l'état initial et final. Le maillage de l'état initial tient compte de la présence du tunnel routier et de la galerie de sécurité ainsi que de leur revêtement. Le maillage final tient compte du rameau de liaison et de son intersection avec les galeries existantes. Le maillage se compose d'éléments iso paramétriques à huit nœuds. Le nombre de nœuds et d'éléments de chaque étape du calcul sont données dans le tableau ci-dessous.

	Nombre de tunnels	Nombre d'éléments	Nombre de nœuds	Nombre de faces tunnel- revêtement	Nombre de faces du rameau de liaison
Etat initial	2	15072	17713	600	-
Etat final	3	14544	17065	552	144

10.2.2 Données géotechniques et physiques

La modélisation elasto plastique de l'état initial se base sur les mesures réelles des convergences et des contraintes relevées lors du creusement du tunnel routier. Les paramètres admis ont été recherché de façon à reproduire ce qui est mesurés dans la condition la plus contraignante. C'est une démarche inverse appelé communément « Back Analysis ». Les mesures de convergence radiales avoisinent les 100 mm et les contraintes dans le revêtement sont compressives et de l'ordre de 5 MPa tangentiellement avec une réaction radiale ne dépassant pas 0.5 MPa. Les paramètres qui ont permis de reproduire les mesures physiques pour une couverture rocheuse de 1850 m sont :

- Contraintes initiales isotrope de 50 Mpa ; $K_0=1$
- Poids de la roche 27000 N/m³
- Module élastique de la roche 10 Mpa
- Coefficient de Poisson faible à nul
- Paramètre alpha de Drucker Prager 0.148
- Paramètre kappa de Drucker-Prager 122470Pa
- Paramètre bêta de l'écoulement plastique non associatif nul
- Module du revêtement 30 Gpa

Les paramètres de Drucker-Prager ont été utilisés parce qu' ils sont mieux adaptés au calcul tridimensionnel. La loi de Drucker-Prager est fondamentalement différente de la loi de Mohr-Coulomb dans le sens où les trois contraintes principales sont actives à la rupture et durant l'écoulement plastique qui s'en suit. Les coefficients alpha et kappa du modèle plastique de Drucker-Prager interviennent sous la forme suivante dans la loi de rupture

$$F = 3\alpha\sigma_m + J - \kappa$$

où σ_m est la valeur moyenne des contraintes principales et J est le second invariant du tenseur des contraintes. Ces deux variables sont définies par

$$\sigma_m = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}$$

$$J = \sqrt{\frac{1}{6}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]}$$

où les σ_i sont les trois contraintes principales.

Le paramètre bêta de la loi non associatif est nul et fait que le potentiel de l'écoulement plastique se réduit à la forme suivante

$$G = J$$

La faible valeur du coefficient de Poisson s'explique par une fissuration et schistosité de la roche qui réduirait les effets croisés.

10.2.3 L'état initial

L'état initial représente l'état dans lequel se trouve la roche après avoir excavé le tunnel routier et la galerie de sécurité. L'état initial est la conséquence de la perturbation d'un pré-état initial avec un état de contrainte uniforme de -50 MPa. Ensuite interviennent les excavations du tunnel routier et de la galerie de sécurité avec une pose instantanée des revêtements. Ces derniers sont modélés avec un module d'élasticité de 1/10 afin de permettre les déformation effectivement relevées. Ainsi le calcul a permis de reproduire les contraintes et les convergences

mesurées. Celles-ci sont montrées sur les figures. Par exemple, les contraintes verticales sur le revêtement du tunnel sont de l'ordre de -0.5 MPa en calotte là où la contrainte verticale s'identifie avec la contrainte radiale et avoisinent les -5 MPa sur les cotés du revêtement là où la contrainte verticale s'identifie avec la contrainte tangentielle. Les contraintes tangentielles de la roche atteignent par contre -16 MPa. Un tel saut dans les contraintes tangentielles est normal à cause de la différence des propriétés de la roche et du revêtement. Les déformations verticales atteignent eux aussi 110 mm en calotte du tunnel et 75 mm en calotte de la galerie de sécurité.

10.2.4 L'état final

L'état final est obtenu en excavant le rameau de liaison. Aucun revêtement n'a été simulé dans le rameaux, et cela en se plaçant du côté de la sécurité. L'excavation du rameau de liaison contrairement à l'excavation des autres galeries ne produit pas de phénomène uniforme longitudinalement. Au milieu du rameau les contraintes et déformations sont différentes des valeurs aux extrémités pour l'intersection avec les tunnels existants et la rotation des contraintes principales aux jonctions. C'est donc sur les jonctions qu'il est nécessaire de se concentrer surtout que les variations des contraintes ont de fort gradient qui s'opèrent sur quelque dizaine de centimètres.

Les contraintes qui se manifestent dans le revêtement diffèrent peu ou pas de celles de l'état initial sauf dans le voisinage des intersections avec le rameau de sécurité. La partie la plus délicate du revêtement se concentre sur les côtés, aux piédroits, non pas en calotte, et jusqu'à 30 cm des jonctions. Les contraintes changent significativement avec un fort gradient. La contrainte principale maximale passe d'une légère compression de l'ordre de -0.5 MPa à une traction de 18 MPa qui dépasse la résistance du béton. Sur le pourtour de la jonction la contrainte longitudinale atteint des tractions de l'ordre de 11 MPa sur les côtés. Cet effet de traction longitudinale (dans la direction du tunnel et galerie) n'est toutefois que lié au modèle. Cela car le tunnel et la galerie se comportent comme des ancrage, et encaissent des tractions en empêchant des déformations autour du rameau de liaison.

Les déformations changent aussi en majorité dans le voisinage du rameau de sécurité et des jonctions. On remarque des déformations à la jonction avec le rameau de sécurité atteignant plusieurs centimètres. Les déformations le long du rameau de sécurité sont les déformations normales et ne sont pas alarmantes. Par contre, les déformations du revêtement sont élevées de l'ordre de 1 à 2 cm. Ces déformations se manifestent et prennent naissance sur quelques dizaines de centimètres sur les côtés du revêtement à l'approche du rameau de liaison. Il faut donc s'attendre dans cette zone à un fort gradient des déformations et des contraintes qui nécessitera un traitement particulier pour la renforcer et empêcher toute naissance d'une fissure qui tendront à relâcher les gradient, avec effet positif sur les revêtements.

10.3 Conclusions

Les résultats obtenus sont reportés en annexe 4. On montre les développements de tensions initiales et finales dans le massif et dans les revêtements. Les figures suivantes y sont incluses:

- Fig. 4-1. Maillage
- Fig. 4- 2. Déplacement vertical de la roche de l'état initial.
- Fig. 4- 3. Déplacement transversal de la roche de l'état initial.
- Fig. 4- 4. Déplacement longitudinal de la roche de l'état initial.
- Fig. 4- 5. Déplacement vertical du revêtement de l'état initial.
- Fig. 4- 6. Déplacement transversal du revêtement de l'état initial.
- Fig. 4- 7. Déplacement longitudinal du revêtement de l'état initial.
- Fig. 4- 8. Contraintes verticales de la roche de l'état initial.
- Fig. 4- 9. Contraintes transversales de la roche de l'état initial.
- Fig. 4- 10. Contraintes longitudinales de la roche de l'état initial.
- Fig. 4- 11. Contraintes verticales du revêtement de l'état initial.
- Fig. 4- 12. Contraintes transversales du revêtement de l'état initial.
- Fig. 4- 13. Contraintes longitudinales du revêtement de l'état initial.
- Fig. 4- 14. Déplacement vertical de la roche de l'état final.
- Fig. 4- 15. Déplacement transversal de la roche de l'état final.
- Fig. 4- 16. Déplacement longitudinal de la roche de l'état final.
- Fig. 4- 17. Déplacement vertical du revêtement de l'état final.
- Fig. 4- 18. Déplacement transversal du revêtement de l'état final.

- Fig. 4- 19. Déplacement longitudinal du revêtement de l'état final.
- Fig. 4- 20. Contraintes verticales de la roche de l'état final.
- Fig. 4- 21. Contraintes transversales de la roche de l'état final.
- Fig. 4- 22. Contraintes longitudinales de la roche de l'état final.
- Fig. 4- 23. Contraintes verticales du revêtement de l'état final.
- Fig. 4- 24. Contraintes transversales du revêtement de l'état final.
- Fig. 4- 25. Contraintes longitudinales du revêtement de l'état final.

Les zones d'intersections entre le rameau de liaison et le revêtement du tunnel routier et de la galerie de sécurité sont délicates. L'augmentation de la contrainte dans le revêtement du Tunnel à haute couverture au rein de l'ouverture est mise en évidence. Telle augmentation, localisé, pourrait porter la sollicitation agent dans le revêtement à des valeurs proches de la limite pour le béton. La modélisation montre que des tractions locales pourraient apparaître sur les côtés dépassant le module de résistance du béton. Toutefois en fissurant le béton, lorsque ces tractions sont atteintes, les charges sur le revêtement seraient réduites. Nous suggérons de prévoir un confortement dans cette zone, qui sera donc renforcée en correspondance des rameaux sous les couvertures les plus élevées (abris 14-19, bypass 5, PHT 11/10).

11. SYSTEME DE DRAINAGE DES EAUX

La galerie de sécurité est assez proche du tunnel routier. Ainsi, le massif est déjà drainé par ce dernier. Nous ne prévoyons pas d'augmentation sensible des débits totaux côté France liée à la construction de la galerie de sécurité.

Un débit de 30÷60 l/s étant drainé sur la totalité du tunnel routier, nous avons basé nos dimensionnements sur le même débit pour la conduite eaux d'infiltration de la galerie de sécurité.

Un système d'évacuation des eaux prévoit la séparation des eaux de plateforme et d'infiltration, contrairement à celui mixte (eaux de drainage et de plate-forme évacuées dans le même caniveau) actuellement adopté dans le tunnel routier.

La Circulaire française 2000/63 précise que "*Les siphons et le collecteur devront permettre d'évacuer un débit de 100 l/s.*"

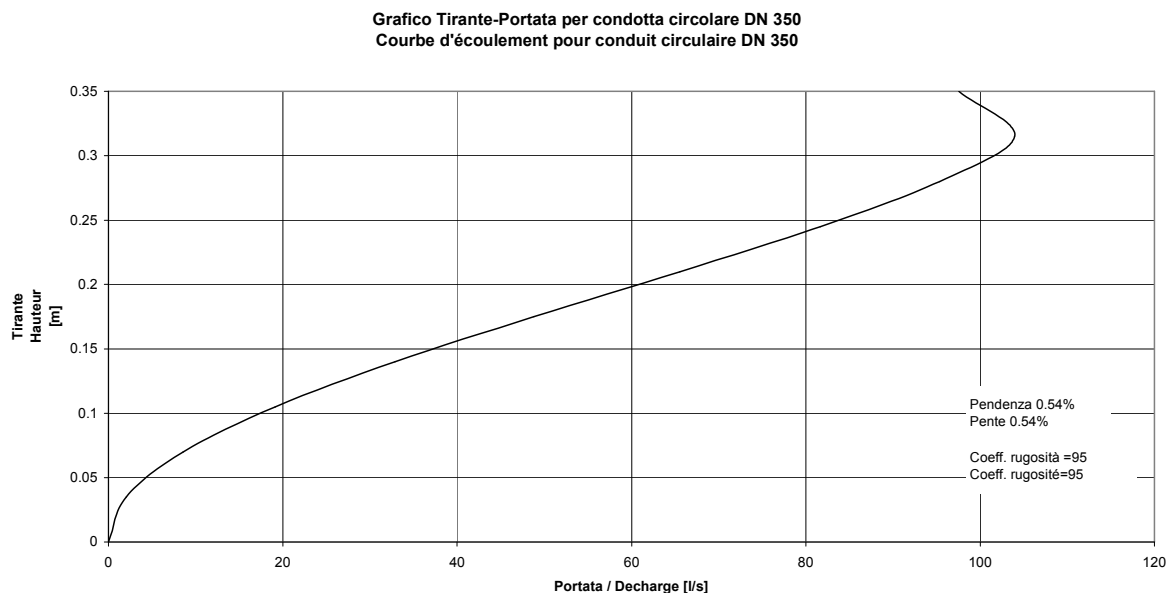
Le dimensionnement du système général d'évacuation des eaux se base sur un débit de 160 l/s (compte tenu des venues d'eaux auxquelles s'attendre dans la galerie de sécurité, aussi basses soient elles). On considère par conséquent suffisant un tube de drainage de 300 mm de diamètre, lequel, avec une pente de 0.54 %, présente la courbe de débits représentée dans la figure 16 ci-dessous.

Le raccordement au dispositif actuel se fait, côté français, au système actuel d'écoulement des eaux du tunnel routier, qui est muni d'une vanne qui peut être fermée en cas de déversement accidentel de liquides polluants, en raccordant le réseau eaux claires à l'aval de la vanne et le réseau eaux de plate-forme à l'amont de cette dernière.

Le point de déversement est le même actuel (rieu Roux - France)

Le système actuel à l'aval de la vanne est suffisant à l'évacuation des portées de projet aussi en y rajoutant celles en provenance de la galerie de sécurité.

Le circuit à l'aval de la vanne pourra être utilisé pendant la phase de travaux, comme déversoir à l'aval du système de traitement des eaux de chantier.



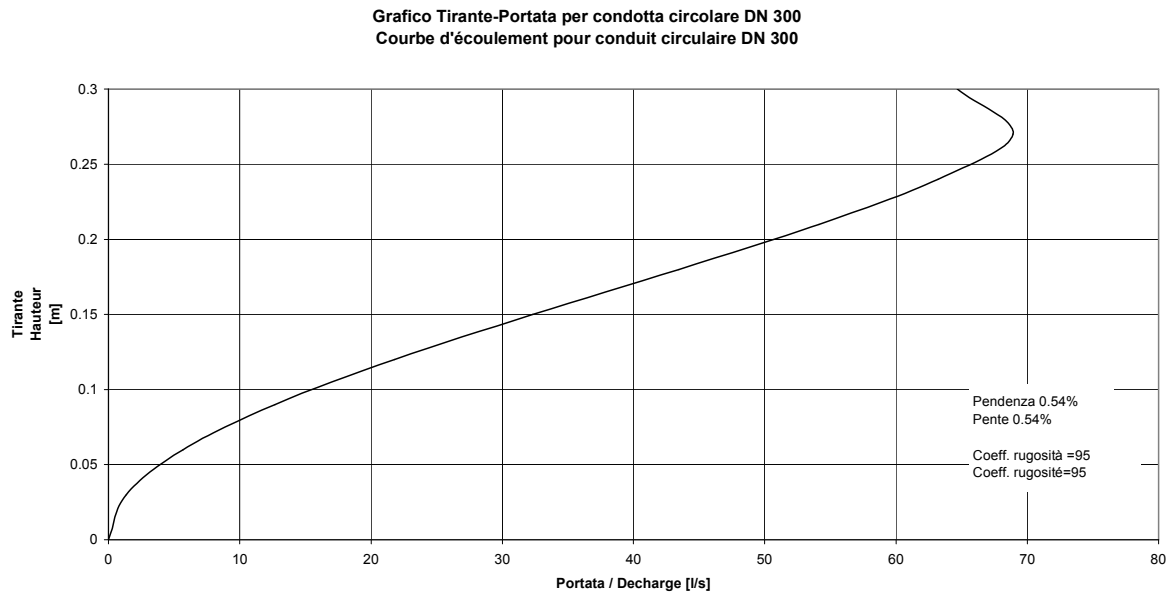


Figura 13 - Courbe d'écoulement du système de drainage min \varnothing 300 e 350 mm

12. CONCLUSIONS

- Le comportement du massif pendant les travaux de creusement du tunnel routier a été marqué par une tendance au décollement des couches au rein ouest. Ce décollement lors de la construction a été efficacement contrôlé par la mise en place de boulons.
- Les lithologies traversées par la galerie de sécurité du tunnel routier du Fréjus ont été efficacement caractérisées pendant la construction des tunnels routier et ferroviaire du Fréjus, et par les sondages réalisés pendant l'exploitation du tunnel.
- La loi de convergence déterminée pour le tunnel routier pourra efficacement être prise en compte dans la définition des zones où une sur excavation devra être prévue afin de réduire les contraintes sur les voussoirs, ainsi que pour dimensionner correctement géométrie, poussées et couples du tunnelier afin de réduire les risques de blocage à la suite d'arrêts prolongés.
- L'épaisseur du revêtement définitif sera égale à 30 cm dans le tronçon creusé au tunnelier et 40 cm dans le tronçon creusé à l'explosif.
- Dans les ST, nous prévoyons une épaisseur de revêtement définitif de 40 cm.

- Nous confirmons, pour l'écoulement des eaux, un système d'évacuation mixte des eaux drainées du massif et des eaux de chaussée, de façon similaire à ce qui est fait dans le tunnel routier. A la sortie de la galerie de sécurité le tuyau de drainage ($\varnothing 350$ mm) est relié au système actuel de vannes qui dévie, si nécessaire, le flux dans un réservoir de collecte.

Allegato 1

Annexe 1

Risultati delle indagini in sito e laboratorio
Résultats des essais in situ et en laboratoire

Prog. F->I F=0 I=12779 m	Campagna	Posizio ne	Documento	Litotipo	Osservaz	Peso	σ_c MPa	Prova traz brasilian a	E_{st}	E_{dyn}	Vel onde compress	Taglio diretto su giunti	ν	W	Permea bilità k	Pressioni in situ
						kN/m ³	MPa	MPa	GPa	GPa	m/s	°/MPa	%	cm/s	MPa	
3302	Per costruzione Sondaggio S9bis	G.F.	Sondages carottés exécutés dans le tunnel ferroviaire 1.12.66	Anidridi	Carotaggio da 5.10 m											
2578	Per costruzione Sondaggio S5	G.F.	S Sondages carottés exécutés dans le tunnel ferroviaire 1.12.66 Etude des caractéristiques des échantillons en provenance du Tunnel du Frejus, 3.6.67	Anidridi	Carotaggio da 5.00 m	min=29.0 med=29.2 max=29.4	min=66.0 med=93.0 max=110	min=6.5 med=9.3 max=11.0	62.0				0.36	min=0.05 med=0.08 max=0.14	3.20x 10 ⁻⁷	
2677	Per costruzione Sondaggio S6	G.F.	Sondages carottés exécutés dans le tunnel ferroviaire 1.12.66	Anidridi	Carotaggio da 3.45 m											
236	Per costruzione Prove in sito, sismiche e martinetti N.B. Abbiamo protocolli dei martinetti	G.R.F.	Soc. de recherches géophysiques "étude géotechnique du tunnel et la galerie de reconnaissance" Mai 1975	Anidridi	Prove sismiche					Superficie=18 Profonda=40 Massiccio=55	Superficie=3000 Profonda=4500 Massiccio=5400					
336	Per costruzione Prove di laboratorio	G.R.F.	Simecsol Essais de laboratoire, 21.05.75	Anidride	Carotaggio h	28.9	29.3	sig1=7.5 sig3=0.2 5	Verticale=28.0 Orizzontale=9.0	Verticale=33 Orizzontale=18	Verticale=3000 Orizzont.=4580		0.22	2.5		
2727	Per costruzione Sondaggio S7	G.F.	Sondages carottés exécutés dans le tunnel ferroviaire 1.12.66 Etude des caractéristiques des échantillons en provenance du Tunnel du Frejus, 3.6.67	Calcare	Carotaggio da 6.00 m	min=27.3 med=27.6 max=27.9	min=62.0 med=103.3 max=122	min=5.5 med=9.4 max=15.5	71.0	67.0			0.27	min=0.05 med=0.08 max=0.15	1.95- 2.75 x 10 ⁻¹¹	
205	Per costruzione Prove in sito, sismiche e martinetti N.B. Abbiamo protocolli dei martinetti	G.R.F.	Soc. de recherches géophysiques "étude géotechnique du tunnel et la galerie de reconnaissance" Mai 1975	Corniole	Prove sismiche					Superficie=0.6 Profonda=2.0 Massiccio=8.8	Superficie=600 Profonda=1000 Massiccio=2000					
275	Per costruzione Prove in sito, sismiche e martinetti N.B. Abbiamo protocolli dei martinetti	G.R.F.	Soc. de recherches géophysiques "étude géotechnique du tunnel et la galerie de reconnaissance" Mai 1975	Corniole	Prove sismiche					Superficie=1.4 Profonda=8.8 Massiccio=14	Superficie=800 Profonda=2000 Massiccio=2600					
370	Per costruzione Prove di laboratorio Prelevati anche le frazioni sabbiosa ed argillosa	G.R.F.	Simecsol Essais de laboratoire, 21.05.75	Corniole sabbiose	Blocco superfic.	Indist. 21.0 Riman. 18.8	5.3	sig1=1.8 3 sig3=- 0.061	9.5	Orizzontale=107 Verticale=50.8	Verticale=2580 Orizzont.=2950	Integro $\phi_p/\phi_r = 43^\circ/35^\circ$ Cp/Cr=0.9/0.4 MPa Rimaneggiato $\phi_p/\phi_r = 27^\circ$ Cp/Cr = 0 MPa	0.17	Indist. 8.7 Riman. 12.5		

Nota : G.F.=Galleria ferroviaria, G.R.F.=Galleria riconoscimento lato Francia, G.R.I.= Galleria riconoscimento lato Francia, G.A.=Galleria Autostradale

Prog. F->I F=0 I=12779 m	Campagna	Posizio ne	Documento	Litotipo	Osservaz	Peso	σ_c MPa	Prova traz brasilian a	E_{st}	E_{dyn}	Vel onde compress	Taglio diretto su giunti	v	W	Permea bilità k	Pressioni in situ	
						kN/m ³	MPa	MPa	GPa	GPa	m/s	°/MPa					%
379	Per costruzione Prove di laboratorio Prelevati anche le frazioni sabbiosa ed argillosa	G.R.F.	Simecsol Essais de laboratoire, 21.05.75	Corniole rocciose	Blocco superfic.	Indist.22.6 Riman.19.3 Secco.23	11.5	sig1=3.2 sig3=- 0.1065		Orizzontale=35. 78 Verticale=58.9	Orizzont.=2930 Verticale=3190	Integro $\phi_p/\phi_r = 45^\circ/30^\circ$ Cp/Cr =2/0.6 MPa Rimaneggiato ϕ_p/ϕ_r =34°/32° Cp/Cr =0.25/0.1 MPa					Indist. 8.0 Riman. 7.0
428	Per costruzione Prove di laboratorio	G.R.F.	Simecsol Essais de laboratoire, 21.05.75	Scisti verdi	Blocco superfic.	24.6		Disturb= 0.9 Sano=2.8		// a scistosità 10.6 ⊥ a scistosità 32.2	// a scistosità 910 ⊥ a scistosità 1434	$\phi=22^\circ$ c=0.8 MPa $\phi=45^\circ$ c=2.5 MPa		13.3			
347	Per costruzione Prove in sito, sismiche e martinetti N.B. Abbiamo protocolli dei martinetti	G.R.F.	Soc. de recherches géophysiques "étude géotechnique du tunnel et la galerie de reconnaissance" Mai 1975	Scisti verdi	Prove sismiche					Superficie=2.5 Profonda=16.0 Massiccio=30.0	Superficie=1100 Profonda=2800 Massiccio=3800						
1879	Per costruzione Sondaggio S2	G.F.	Sondages carottés exécutés dans le tunnel ferroviaire 1.12.66 Etude des caractéristiques des échantillons en provenance du Tunnel du Frejus, 3.6.67	Scisti Huiller	Carotaggio da 3.15 m	min=26.9 med=27.1 max=27.6	min=38.0 med=70.3 max=120	min=2.5 med=6.4 max=15	46.0	48.5			0.1	min=0.05 med=0.14 max=0.2	Compat to=5.6 x 10-10 fessurat o 6.8 x 10-10		
7799	SITAF 1994	G.A.	MUSI.NET Progetto preliminare galleria di sicurezza Relazione geotecnica geomeccanica del tracciato della galleria di sicurezza, gs96RT19	Calcescisto	Carotaggio 3x lungh. 23.8/10.3/ 12.0	Media 26.7	74.6	5.7	Secante=12.0 Tangente=21.7								
7587	SITAF 1994	G.A.	MUSI.NET Progetto preliminare galleria di sicurezza Relazione geotecnica geomeccanica del tracciato della galleria di sicurezza, gs96RT19	Calcescisto	Carotaggio 3x lungh. 21.3/20.3/ 9.3	Media 27	62.8	5.4	Secante=11.7 Tangente=17.6								
6756	SITAF 1994	G.A.	MUSI.NET Progetto preliminare galleria di sicurezza Relazione geotecnica geomeccanica del tracciato della galleria di sicurezza, gs96RT19	Calcescisto	Carotaggio 3x lungh. 15.5/*21.3 /9.3	Media 26.99	57.8	5.4	Secante=11.1 Tangente=17.3								
7614	SITAF 1999	G.A.	MUSI.NET Progetto preliminare galleria di sicurezza Relazione geotecnica geomeccanica del tracciato della galleria di sicurezza, gs96RT19	Calcescisto	Carotaggio lungh 30 m	Media 27.3	50	6.7	Secante=22.3 Tangente=36.7			$\phi_p/\phi_r=25^\circ/21^\circ$ Cp/Cr=0.03-0.06 MPa					
7604	SITAF 1999	G.A.	MUSI.NET Progetto preliminare galleria di sicurezza Relazione geotecnica geomeccanica del tracciato della galleria di sicurezza, gs96RT19	Calcescisto	Carotaggio lungh 22 m	Media 27.9	48	4.0	Secante=34.7 Tangente=35.1								
3152	Per costruzione Sondaggio S9	G.F.	Sondages carottés exécutés dans le tunnel ferroviaire 1.12.66	Calcescisti	Carotaggio da 5.05 m												
4652	Per costruzione Sondaggio S10	G.F.	Sondages carottés exécutés dans le tunnel ferroviaire 1.12.66	Calcescisti	Carotaggio da 4.65 m												

Nota : G.F.=Galleria ferroviaria, G.R.F.=Galleria riconoscimento lato Francia, G.R.I.= Galleria riconoscimento lato Francia, G.A.=Galleria Autostradale

Prog. F->I F=0 I=12779 m	Campagna	Posizio ne	Documento	Litotipo	Osservaz	Peso	σ_c MPa	Prova traz brasilian a	E_{st}	E_{dyn}	Vel onde compress	Taglio diretto su giunti	ν	W	Permea bilità k	Pressioni in situ
						kN/m ³	MPa	MPa	GPa	GPa	m/s	°/MPa	%	cm/s	MPa	
4677	Per costruzione Sondaggio S11	G.F.	Sondages carottés exécutés dans le tunnel ferroviaire 1.12.66	Calcescisti	Carotaggio da 4.00 m											
5002	Per costruzione Sondaggio S11	G.F.	Sondages carottés exécutés dans le tunnel ferroviaire 1.12.66 Etude des caractéristiques des échantillons en provenance du Tunnel du Frejus, 3.6.67	Calcescisti	Carotaggio da 7.60 m	min=27.2 med=27.6 max=28.0	min=27.0 med=78.3 max=148	min=5.5 med=10. 2 max=13. 5	⊥ a scistosità 41 // a scistosità 64.0	⊥ a scistosità 38 // a scistosità 64.0		⊥ a scistosità 0.18 // a scistosità 0.29	min=0.00 med=0.10 max=0.25	1.1 x10- 8÷1.7x1 0-10		
11792	Per costruzione Prove in sito	G.R.I.	Politecnico di Torino Tunnel del Frejus Misure di meccanica delle rocce e di geofisica effettuate nella galleria di riconoscimento lato I, 05.08.1966	Calcescisti	Martinetti piatti, sismica e ultrasuoni	dens app: 25.7-27.0 dens reale: 26.9-27.3	46÷145		Mart.piatto=13.4 Labo=28.4 e 41.7	41GPa	4130 m/s (min 3000, max 5000) Con ultrasuoni // asse galleria: 4200÷4500 m/s (Edyn=30÷76 GPa) ⊥ asse galleria: 3500÷5600 m/s (ultrasuoni) sensibile a % di Mica					
11794	Per costruzione Prove in sito	G.R.I.	Politecnico di Torino Tunnel del Frejus Misure di meccanica delle rocce e di geofisica effettuate nella galleria di riconoscimento lato I, 05.08.1966	Calcescisti	Martinetti piatti, sismica e ultrasuoni	In laboratorio (campioni ogni 100 m) varia tra: dens app: 25.7-27.0 dens reale: 26.9-27.3	46÷145		Mart.piatto=19.0 Labo=28.4 e 41.7							
11796	Per costruzione Prove in sito	G.R.I.	Politecnico di Torino Tunnel del Frejus Misure di meccanica delle rocce e di geofisica effettuate nella galleria di riconoscimento lato I, 05.08.1966	Calcescisti	Martinetti piatti 2D, sismica e ultrasuoni	In laboratorio (campioni ogni 100 m) varia tra: dens app: 25.7-27.0 dens reale: 26.9-27.3	46÷145		Martinetto piatto: verticale 15.7 orizzontale 29.7 In labo.= 28.4÷41.7				0.16			10.0-12.9 MPa copertura 410 m
12083	Per costruzione Prove in sito	G.R.I.	Politecnico di Torino Tunnel del Frejus Misure di meccanica delle rocce e di geofisica effettuate nella galleria di riconoscimento lato I, 05.08.1966	Calcescisti	Martinetti piatti, sismica con ultrasuoni	In laboratorio (campioni ogni 100 m) varia tra: dens app: 25.7-27.0 dens reale: 26.9-27.3	46÷145		Martinetto piatto: verticale 12.8 In labo.= 28.4÷41.7							

Nota : G.F.=Galleria ferroviaria, G.R.F.=Galleria riconoscimento lato Francia, G.R.I.= Galleria riconoscimento lato Francia, G.A.=Galleria Autostradale

Prog. F->I F=0 I=12779 m	Campagna	Posizio ne	Documento	Litotipo	Osservaz	Peso	σ_c MPa	Prova traz brasilian a	E_{st}	E_{dyn}	Vel onde compress	Taglio diretto su giunti	ν	W	Permea bilità k	Pressioni in situ
						kN/m ³	MPa	MPa	GPa	GPa	m/s	°/MPa	%	cm/s	MPa	
12086	Per costruzione Prove in sito	G.R.I.	Politecnico di Torino Tunnel del Frejus Misure di meccanica delle rocce e di geofisica effettuate nella galleria di riconoscimento lato I, 05.08.1966	Calcescisti	Martinetti piatti 2D, sismica con ultrasuoni	In laboratorio (campioni ogni 100 m) varia tra: dens app: 25.7-27.0 dens reale: 26.9-27.3	46÷145		Martinetto piatto: verticale 13.2 orizzontale 25.4 In labo.= 28.4÷41.7				0.16			
12087	Per costruzione Prove in sito	G.R.I.	Politecnico di Torino Tunnel del Frejus Misure di meccanica delle rocce e di geofisica effettuate nella galleria di riconoscimento lato I, 05.08.1966	Calcescisti	Martinetti piatti 2D, sismica con ultrasuoni	In laboratorio (campioni ogni 100 m) varia tra: dens app: 25.7-27.0 dens reale: 26.9-27.3	46÷145		Martinetto piatto: verticale 17.0 orizzontale 27.2 In labo.= 28.4÷41.7				0.13			10.8-12.0 MPa copertura 420 m
12464.9	Per costruzione Prove in sito	G.R.I.	Politecnico di Torino Tunnel del Frejus Misure di meccanica delle rocce e di geofisica effettuate nella galleria di riconoscimento lato I, 05.08.1966	Calcescisti	Martinetti piatti, sismica con ultrasuoni	In laboratorio (campioni ogni 100 m) varia tra: dens app: 25.7-27.0 dens reale: 26.9-27.3	46÷145		martinetto piatto verticale 13.5 In labo.= 28.4÷41.7							
12465	Per costruzione Prove in sito	G.R.I.	Politecnico di Torino Tunnel del Frejus Misure di meccanica delle rocce e di geofisica effettuate nella galleria di riconoscimento lato I, 05.08.1966	Calcescisti	Martinetti piatti 2D, sismica con ultrasuoni	In laboratorio (campioni ogni 100 m) varia tra: dens app: 25.7-27.0 dens reale: 26.9-27.3	In laboratori o (campioni ogni 100 m) varia tra 46 e 145 MPa		Martinetto piatto: verticale 14.9 orizzontale 23.8 In labo.= 28.4÷41.7				0.12			3-4.2 MPa Vert copertura 180 m
11859	Durante costruzione Prove in sito	G.R.I.	COGEFAR - Rapporto sugli studi effettuati nei primi 2000 m di avanzamento 03.1977	Calcescisti							Vel onde C media 4130 m/s					
12453.5	Durante costruzione Prove in sito	G.A.	COGEFAR - Rapporto sugli studi effettuati nei primi 2000 m di avanzamento 03.1977	Calcescisti					Con martinetto cilindrico:							
12442.5	Durante costruzione Prove in sito	G.A.	COGEFAR - Rapporto sugli studi effettuati nei primi 2000 m di avanzamento 03.1977	Calcescisti												
11334	Durante costruzione Prove in sito	G.A.	COGEFAR - Rapporto sugli studi effettuati nei primi 2000 m di avanzamento 03.1977	Calcescisti												
11907	Durante costruzione Prove in sito	G.A.	COGEFAR - Rapporto sugli studi effettuati nei primi 2000 m di avanzamento 03.1977	Calcescisti		//a scistosità 25.4÷27.3 ⊥ a scistosità 26.9	//a scistosità 24.2÷92.7 ⊥ a scistosità 76.4÷105.5	//a scistosità 0.9÷4.4 ⊥ a scistosità 10.9÷13.2		//a scistosità 131.4÷30.8 ⊥ a scistosità 118.7÷30.8	tra 4865 e 5440		⊥ a scistosità 0.14÷0.36			

Nota : G.F.=Galleria ferroviaria, G.R.F.=Galleria riconoscimento lato Francia, G.R.I.= Galleria riconoscimento lato Francia, G.A.=Galleria Autostradale

Prog. F->I F=0 I=12779 m	Campagna	Posizio ne	Documento	Litotipo	Osservaz	Peso	σ_c	Prova traz brasilian a	E_{st}	E_{dyn}	Vel onde compress	Taglio diretto su giunti	v	W	Permea bilità k	Pressioni in situ
						kN/m ³	MPa	MPa	GPa	GPa	m/s	°/MPa	%	cm/s	MPa	
920	Per costruzione	G.R.I.	COGEFAR - Rapporto sugli studi effettuati nei primi 2000 m di avanzamento 03.1977	Calcescisti	Prova sismica						V=4130 m/s					
326.5	Per costruzione	G.A.	COGEFAR - Rapporto sugli studi effettuati nei primi 2000 m di avanzamento 03.1977	Calcescisti	Martinetto cilindrico con piastra 35 cm				Con martinetti piatti Es=2.63 $\sigma=0.5\div16$ MPa Et=3.49 $\sigma=5.5\div10$ MPa Es=7.29 $\sigma=10\div7.0$ MPa							
336.55	Per costruzione	G.A.	COGEFAR - Rapporto sugli studi effettuati nei primi 2000 m di avanzamento 03.1977	Calcescisti	Martinetto cilindrico con piastra 35 cm				Con martinetti piatti Es=3.50 $\sigma=0.5\div16$ MPa Et=4.95 $\sigma=7.0\div10$ MPa Es=11.3 $\sigma=13\div10$ MPa							
1445	Per costruzione	G.A.	COGEFAR - Rapporto sugli studi effettuati nei primi 2000 m di avanzamento 03.1977	Calcescisti	Martinetto cilindrico con piastra 35 cm				// a scistosità Es=10.6 $\sigma=12\div1$ MPa Et=0.8 $\sigma=40\div57$ MPa ⊥ a scistosità Es=11.1 $\sigma=20\div0.5$ MPa Et=2.5 $\sigma=0.5\div20$ MPa							
7700 (N.B. da imbocco l)	Per costruzione	G.F.	COGEFAR - Rapporto sugli studi effettuati nei primi 2000 m di avanzamento 03.1977 Martinetto piatto Misure in rivestimento 3 basi 4 chiodi	Calcescisti												1.8 MPa
8020(N. B. da imbocco l)	Per costruzione	G.F.	COGEFAR - Rapporto sugli studi effettuati nei primi 2000 m di avanzamento 03.1977 Martinetto piatto Misure in rivestimento 3 basi 4 chiodi	Calcescisti												2.73 MPa
9580(N. B. da imbocco l)	Per costruzione	G.F.	COGEFAR - Rapporto sugli studi effettuati nei primi 2000 m di avanzamento 03.1977	Calcescisti	Martinetto piatto in rivestim.											1.6 MPa
314-318	Per costruzione	G.R.I.	COGEFAR - Rapporto sugli studi effettuati nei primi 2000 m di avanzamento 03.1977	Calcescisto	Martinetto piatto				13.5							3.6 MPa
695-696	Per costruzione	G.R.I.	COGEFAR - Rapporto sugli studi effettuati nei primi 2000 m di avanzamento 03.1977	Calcescisto	Martinetto piatto				12.8							11.4 MPa

Nota : G.F.=Galleria ferroviaria, G.R.F.=Galleria riconoscimento lato Francia, G.R.I.= Galleria riconoscimento lato Francia, G.A.=Galleria Autostradale

Prog. F->I F=0 l=12779 m	Campagna	Posizio ne	Documento	Litotipo	Osservaz	Peso	σ_c MPa	Prova traz brasilian a	E_{st}	E_{dyn}	Vel onde compress	Taglio diretto su giunti	v	W	Permea bilità k	Pressioni in situ
						kN/m ³	MPa	MPa	GPa	GPa	m/s	°/MPa	%	cm/s	MPa	
985-987	Per costruzione	G.R.I.	COGEFAR - Rapporto sugli studi effettuati nei primi 2000 m di avanzamento 03.1977	Calcescisto	Martinetto piatto				16.2							11.45 MPa
852	Per costruzione	G.R.I.	COGEFAR - Rapporto sugli studi effettuati nei primi 2000 m di avanzamento 03.1977 Martinetto piatto	Calcescisto	Martinetto piatto				Rottura roccia							14.8 MPa
924	Per costruzione	G.R.I.	COGEFAR - Rapporto sugli studi effettuati nei primi 2000 m di avanzamento 03.1977 Martinetto piatto	Calcescisto	Martinetto piatto				Rottura roccia							18.0 Mpa
314.7	Per costruzione	G.R.I.	COGEFAR - Rapporto sugli studi effettuati nei primi 2000 m di avanzamento 03.1977	Calcescisto	Martinetto piatto a decompressione totale				⊥ a scistosità = 14.9 // a scistosità = 23.8				0.17 0.12			3.2 MPa
692-693	Per costruzione	G.R.I.	COGEFAR - Rapporto sugli studi effettuati nei primi 2000 m di avanzamento 03.1977	Calcescisto	Martinetto piatto a decompressione totale				⊥ a scistosità = 15.1 // a scistosità = 26.3				0.21 0.14			10.2 MPa
983	Per costruzione	G.R.I.	COGEFAR - Rapporto sugli studi effettuati nei primi 2000 m di avanzamento 03.1977 Martinetto piatto a decompressione totale	Calcescisto					⊥ a scistosità = 15.7 // a scistosità = 29.7				0.20 0.12			11.2 MPa
2134	Per costruzione	G.A.	COGEFAR - Rapporto sugli studi effettuati nei primi 2000 m di avanzamento 03.1977	Calcescisto	Prova triassiale su giunto // a scistosità							φp/φr = 45°/35° Cp/Cr=0.28/0 MPa				
7841	Per costruzione	G.A.	COGEFAR - Rapporto sugli studi effettuati nei primi 2000 m di avanzamento 03.1977	Calcescisto			49.4	⊥ a scistosità = 16.2 // a scistosità = 13.8	45.6 vel onde sismiche 4300 m/s in entrambe le direzioni							
3772	In esercizio	G.A.	MUSI.NET Progetto preliminare galleria di sicurezza Indagini geotecniche in situ, gs96RT20		Martinetto piatto in rivestimento											1.08 1.35 0.00 0.00 1.26 1.26
4772	In esercizio	G.A.	MUSI.NET Progetto preliminare galleria di sicurezza Indagini geotecniche in situ, gs96RT20		Martinetto piatto in rivestimento											0.54 4.05 1.56 1.97 1.35 0.00
4912	In esercizio	G.A.	MUSI.NET Progetto preliminare galleria di sicurezza Indagini geotecniche in situ, gs96RT20		Martinetto piatto in rivestimento											0.00 2.43 3.03 4.43 3.87 1.98

Nota : G.F.=Galleria ferroviaria, G.R.F.=Galleria riconoscimento lato Francia, G.R.I.= Galleria riconoscimento lato Francia, G.A.=Galleria Autostradale

Prog. F->I F=0 I=12779 m	Campagna	Posizio ne	Documento	Litotipo	Osservaz	Peso	σ_c MPa	Prova traz brasilian a	E_{st}	E_{dyn}	Vel onde compress	Taglio diretto su giunti	ν	W	Permea bilità k	Pressioni in situ	
						kN/m ³	MPa	MPa	GPa	GPa	m/s	°/MPa	%	cm/s	MPa		
7540	In esercizio	G.A.	MUSI.NET Progetto preliminare galleria di sicurezza Indagini geotecniche in situ, gs96RT20		Martinetto piatto in rivestimen to												0.72 5.58 12.3 2.79 5.40 4.05
7802	In esercizio	G.A.	MUSI.NET Progetto preliminare galleria di sicurezza Indagini geotecniche in situ, gs96RT20		Martinetto piatto in rivestimen to												3.60 3.60 5.74 4.10 3.60 2.16
9772	In esercizio	G.A.	MUSI.NET Progetto preliminare galleria di sicurezza Indagini geotecniche in situ, gs96RT20		Martinetto piatto in rivestimen to												3.24 3.24 2.13 1.97 0.00 1.8
	Per il ribasso della galleria ferroviaria	G.F.	RFI - 2004 Campagna per il ribasso della Galleria ferroviaria	calcescisti	Varie		9-40 ($\beta=10-20^\circ$) 139 ($\beta=90^\circ$) β =angolo risp. a scistosità		20-47, media 33 dilatometro su fondo galleria: 5-8	12-98	2280-6200						Min=2.5 Max=9.0 Crescenti con coperture

Misure di convergenza N.B.: in galleria di riconoscimento I (raggio circa 1.6 m) la roccia è stabile senza sostegno a 0+861 con 8 mm converg. a breve (2 gg) e 18 a lungo termine. Abbassamento della calotta

Nota : G.F.=Galleria ferroviaria, G.R.F.=Galleria riconoscimento lato Francia, G.R.I.= Galleria riconoscimento lato Francia, G.A.=Galleria Autostradale

Allegato 2

Annexe 2

Analisi con metodo linee caratteristiche
Analyses selon la méthode convergence-confinement

Tunnel Fréjus – Classe A Calcescisti
 $E=15/15$ GPa fronte; $15/7.5$ GPa cavo; $f_i=40/35^\circ$; $c=5/1$ MPa

* P0760 *

LINEE CARATTERISTICHE

DATI DI CALCOLO

RAGGIO DI SCAVO	6.1 m
COPERTURA	1850. m
PESO VOLUMETRICO	27.0 kN/m ³

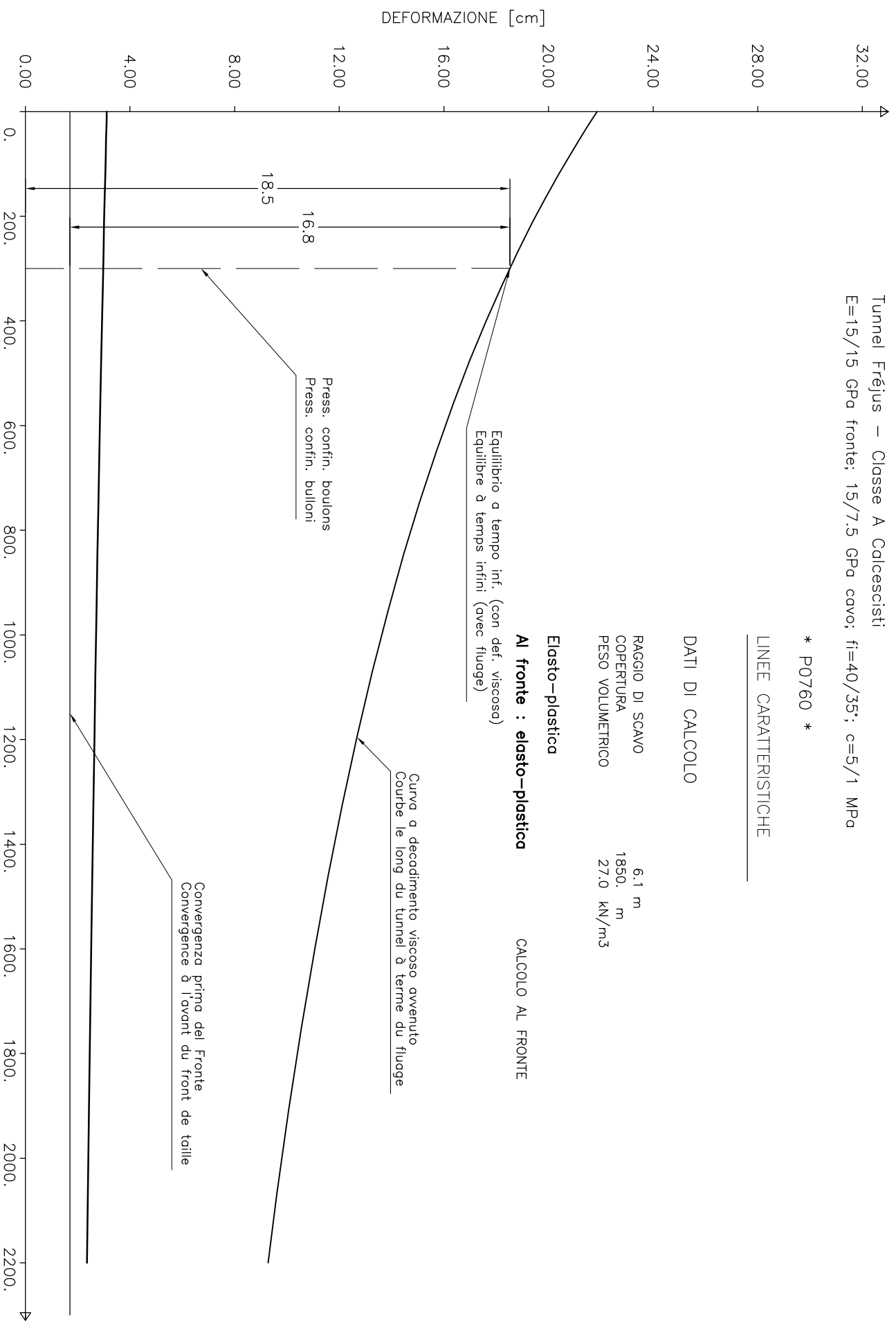
Elasto-plastica

Al fronte : elasto-plastica

CALCOLO AL FRONTE

Equilibrio a tempo inf. (con def. viscoso)
 Equilibre à temps infini (avec fluage)

Curva a decadimento viscoso avvenuto
 Courbe le long du tunnel à terme du fluage



PRESSIONE RADIALE [kN/m²]

Tunnel Fréjus - Classe B Anidridi
 $E=11/9$ GPa fronte/cavo; $f_i=37/30^\circ$; $c=2.5/06$ MPa

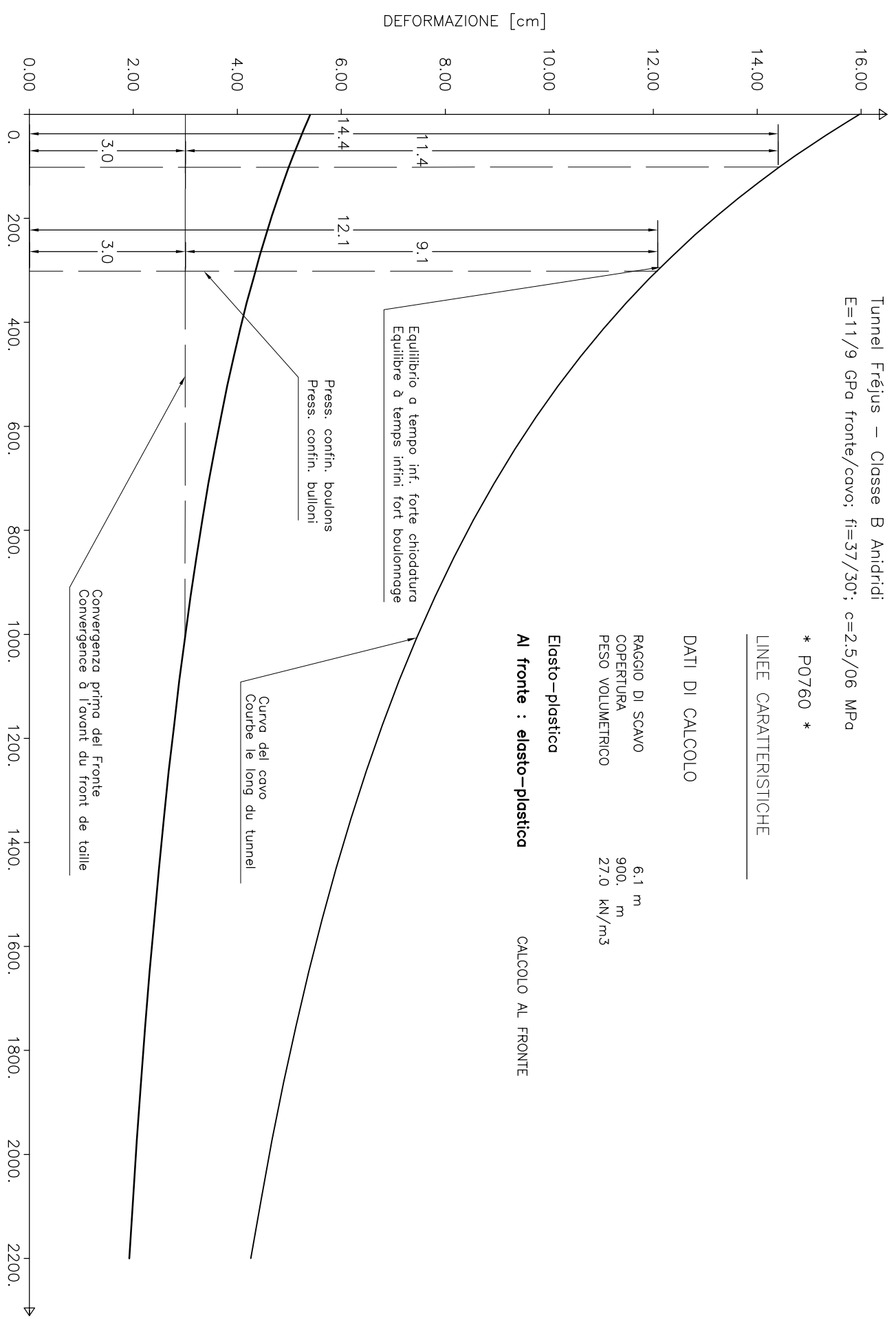
* P0760 *

LINEE CARATTERISTICHE

DATI DI CALCOLO

RAGGIO DI SCAVO	6.1 m
COPERTURA	900. m
PESO VOLUMETRICO	27.0 kN/m ³

Elasto-plastica
Al fronte : elasto-plastica CALCOLO AL FRONTE



Tunnel Fréjus – Classe C Calceciasti fratt., Anidridi fratt. e Scisti ve
 $E=7/5$ GPa fronte/cavo; $f_t=35/35^*$; $c=1/0.5$ MPa

* P0760 *

LINEE CARATTERISTICHE

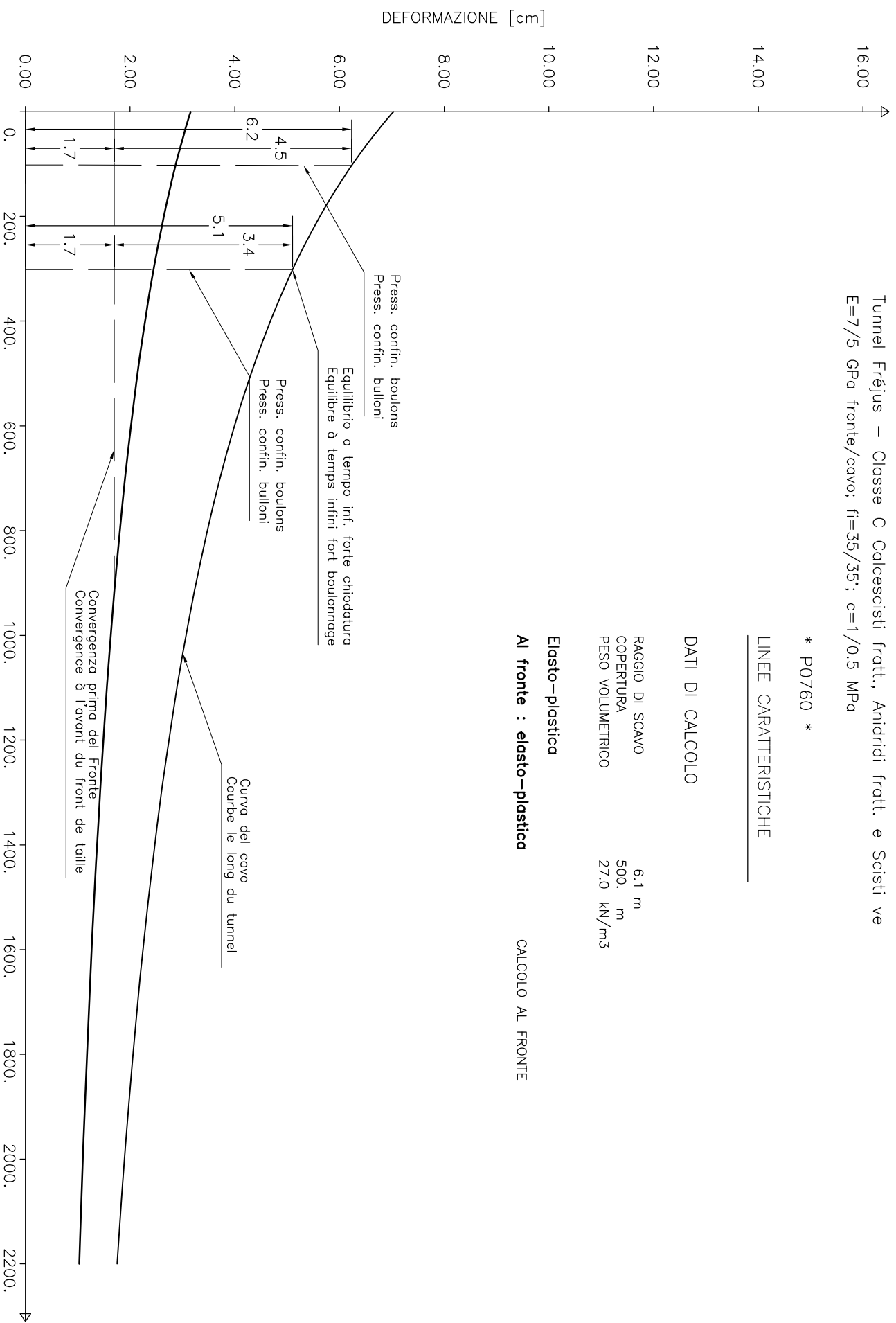
DATI DI CALCOLO

RAGGIO DI SCAVO	6.1 m
COPERTURA	500. m
PESO VOLUMETRICO	27.0 kN/m ³

Elasto-plastica

Al fronte : elasto-plastica

CALCOLO AL FRONTE



Tunnel Fréjus – Classe D Corniole
 $E=6/4$ GPa fronte/cavo; $f_i=30/28$; $c=0.5/0.2$ MPa

* P0760 *

LINEE CARATTERISTICHE

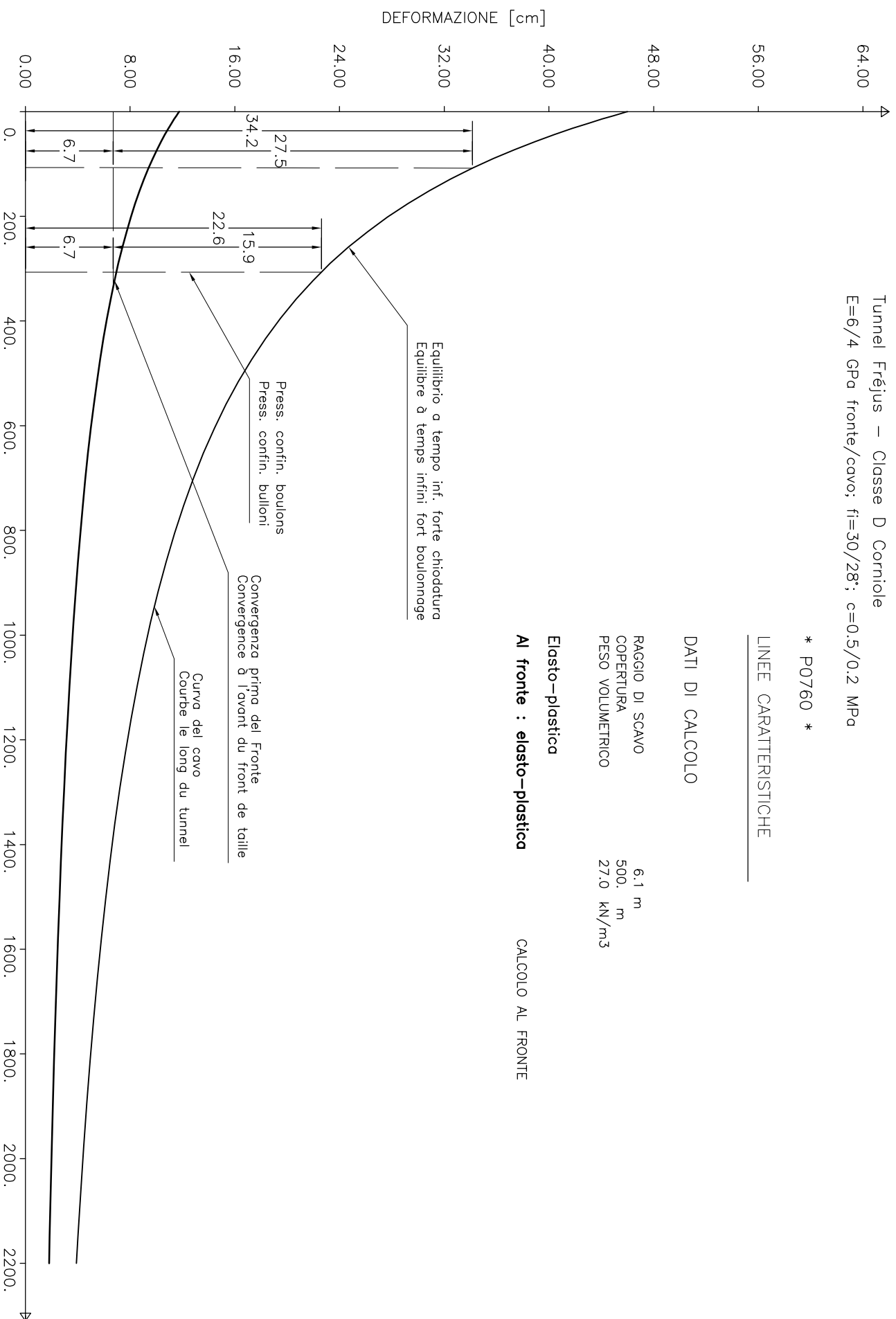
DATI DI CALCOLO

RAGGIO DI SCAVO	6.1 m
COPERTURA	500. m
PESO VOLUMETRICO	27.0 kN/m ³

Elasto-plastica

Al fronte : elasto-plastica

CALCOLO AL FRONTE



PRESSIONE RADIALE [kN/m²]

Tunnel Fréjus – Classe E Morene
 E=3 GPa fronte/cavo; $f_i=30/25^*$; $c=0.2/0.05$ MPa

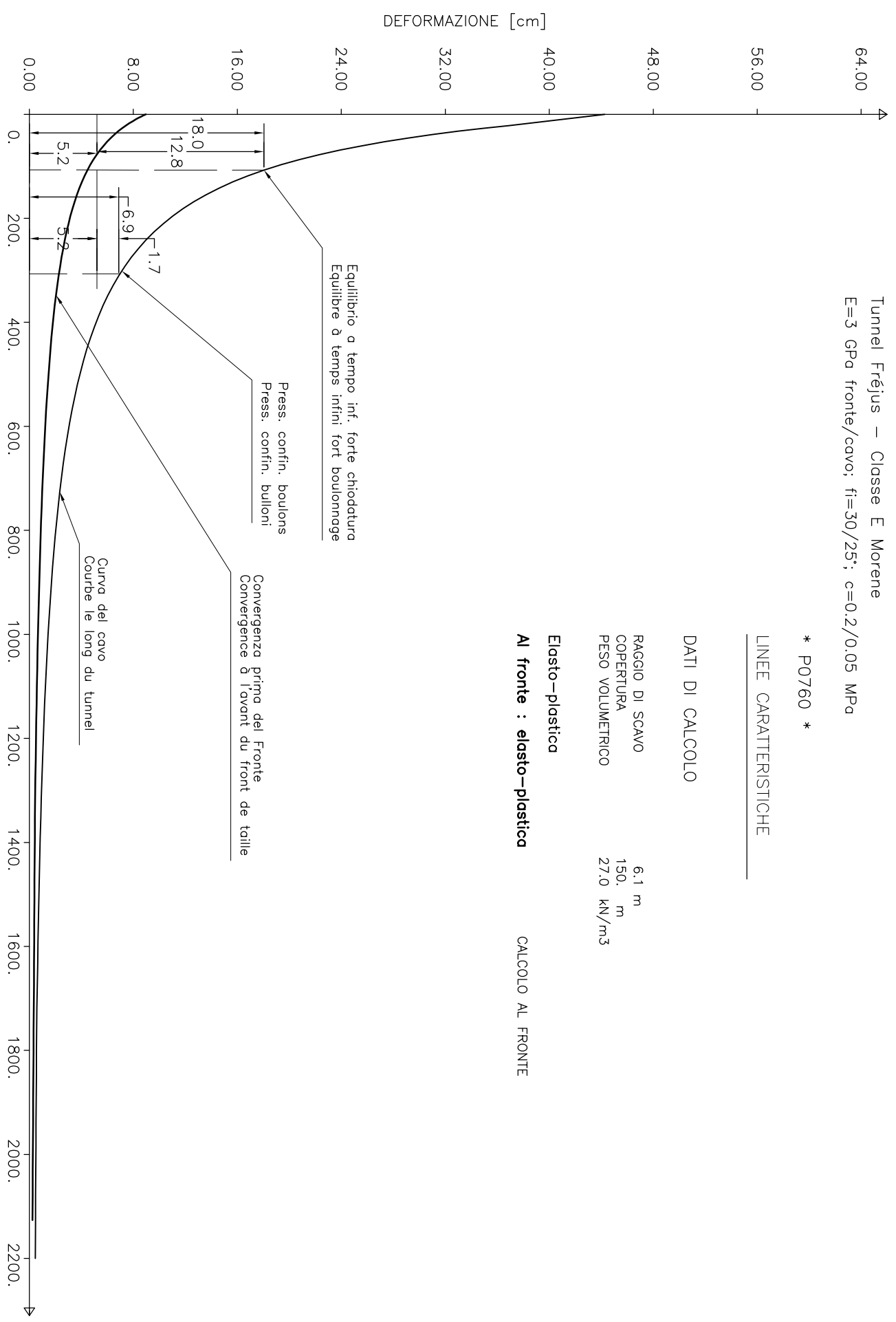
* P0760 *

LINEE CARATTERISTICHE

DATI DI CALCOLO

RAGGIO DI SCAVO 6.1 m
 COPERTURA 150. m
 PESO VOLUMETRICO 27.0 kN/m³

Elasto-plastica
 Al fronte : elasto-plastica CALCOLO AL FRONTE



Galleria di sicurezza Fréjus – Classe A Calceascisti
 $E=15/7$ GPa fronte; $15/7.5$ GPa cavo; $f_t=40/35'$; $c=5/1$ MPa

* P0760 *

LINEE CARATTERISTICHE

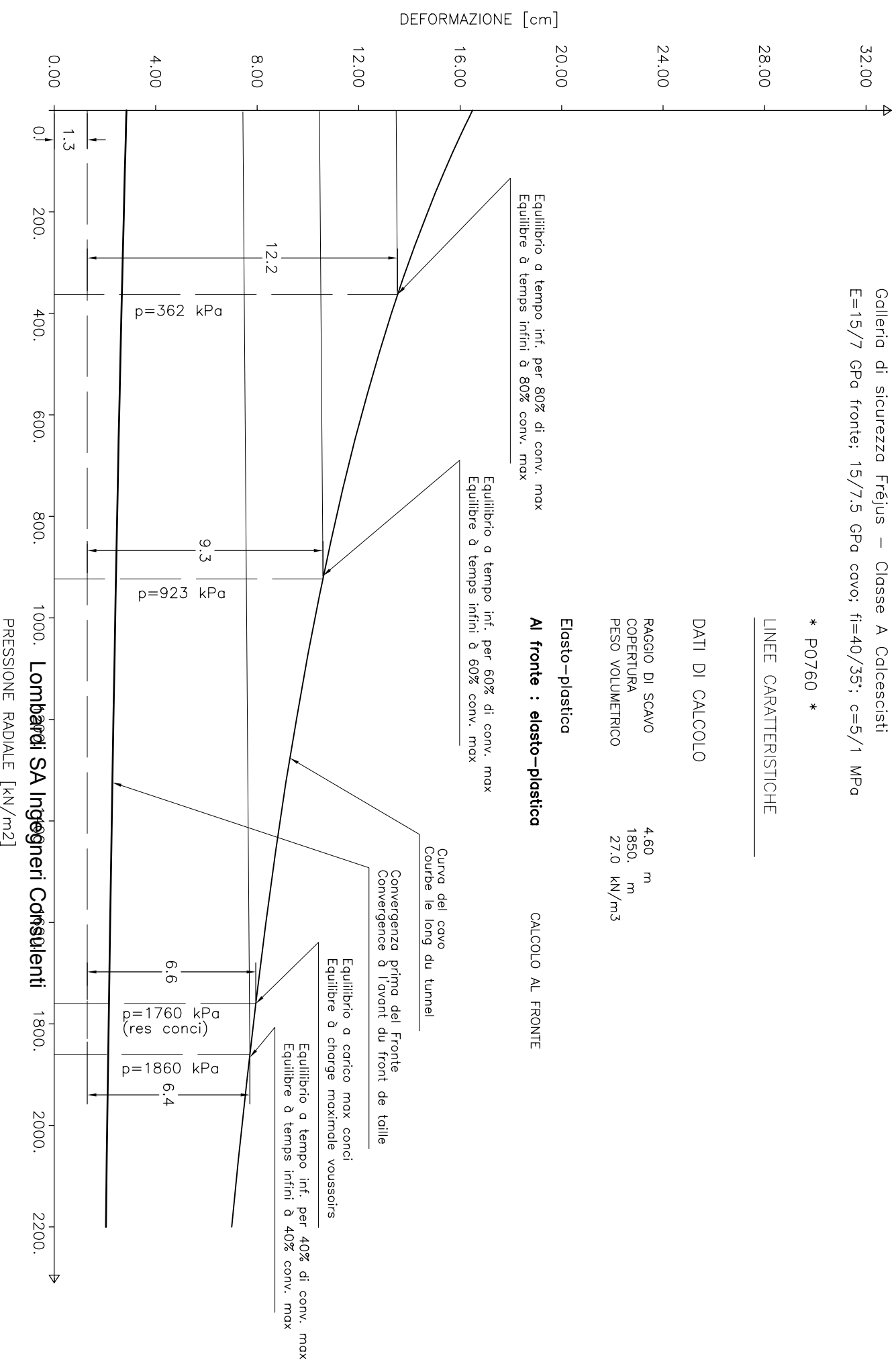
DATI DI CALCOLO

RAGGIO DI SCAVO	4.60 m
COPERTURA	1850. m
PESO VOLUMETRICO	27.0 kN/m ³

Elasto-plastica

Al fronte : elasto-plastica

CALCOLO AL FRONTE



Galleria di sicurezza Fréjus – Classe A Calcestruzzi
 E=15/15 GPa fronte; 15/7.5 GPa cavo; fi=40/35°; c=5/1 MPa

* P0760 *

LINEE CARATTERISTICHE

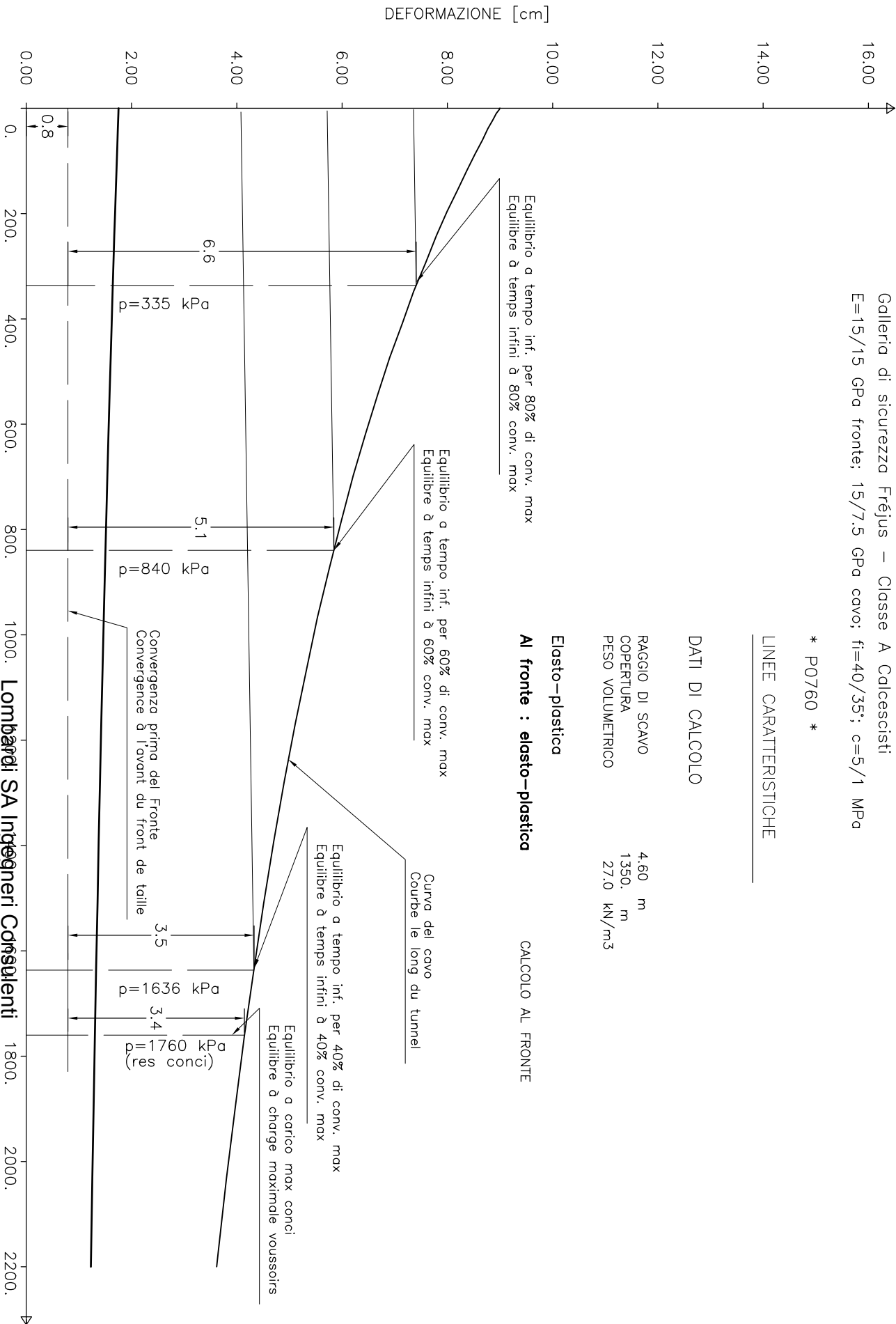
DATI DI CALCOLO

RAGGIO DI SCAVO	4.60 m
COPERTURA	1350. m
PESO VOLUMETRICO	27.0 kN/m ³

Elasto-plastica

Al fronte : elasto-plastica

CALCOLO AL FRONTE



Galleria di sicurezza Fréjus – Classe A Calcestruzzi
 $E=15/15$ GPa fronte; $15/7.5$ GPa cavo; $f_i=40/35^\circ$; $c=5/1$ MPa

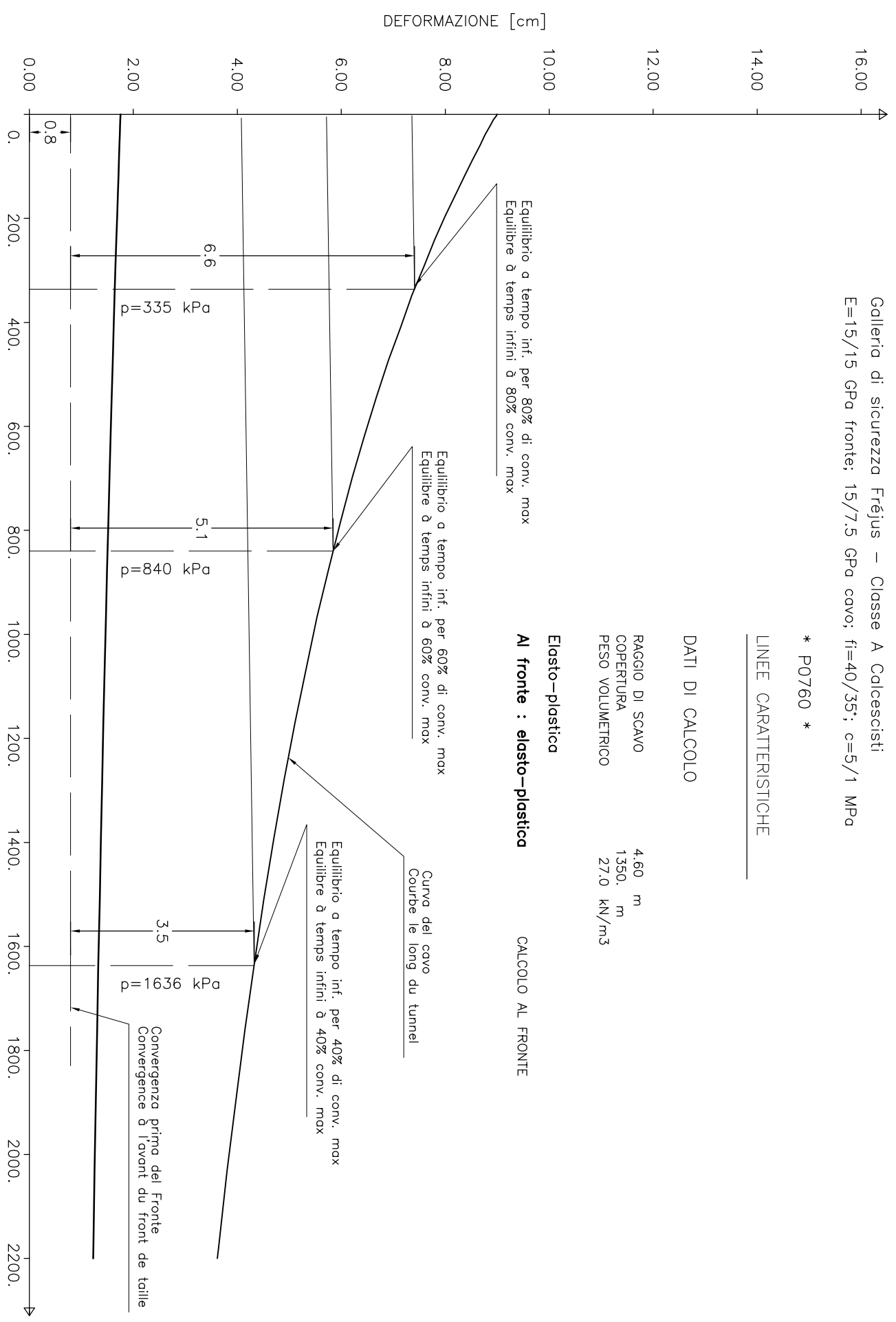
* P0760 *

LINEE CARATTERISTICHE

DATI DI CALCOLO

RAGGIO DI SCAVO	4.60 m
COPERTURA	1.350 m
PESO VOLUMETRICO	27.0 kN/m ³

Elasto-plastica
Al fronte : elasto-plastica CALCOLO AL FRONTE



Galleria di sicurezza Fréjus — Classe A Calcestruzzi
 $E=15/7.5$ GPa fronte; $15/7.5$ GPa cavo; $f_i=40/35^*$; $c=5/1$ MPa

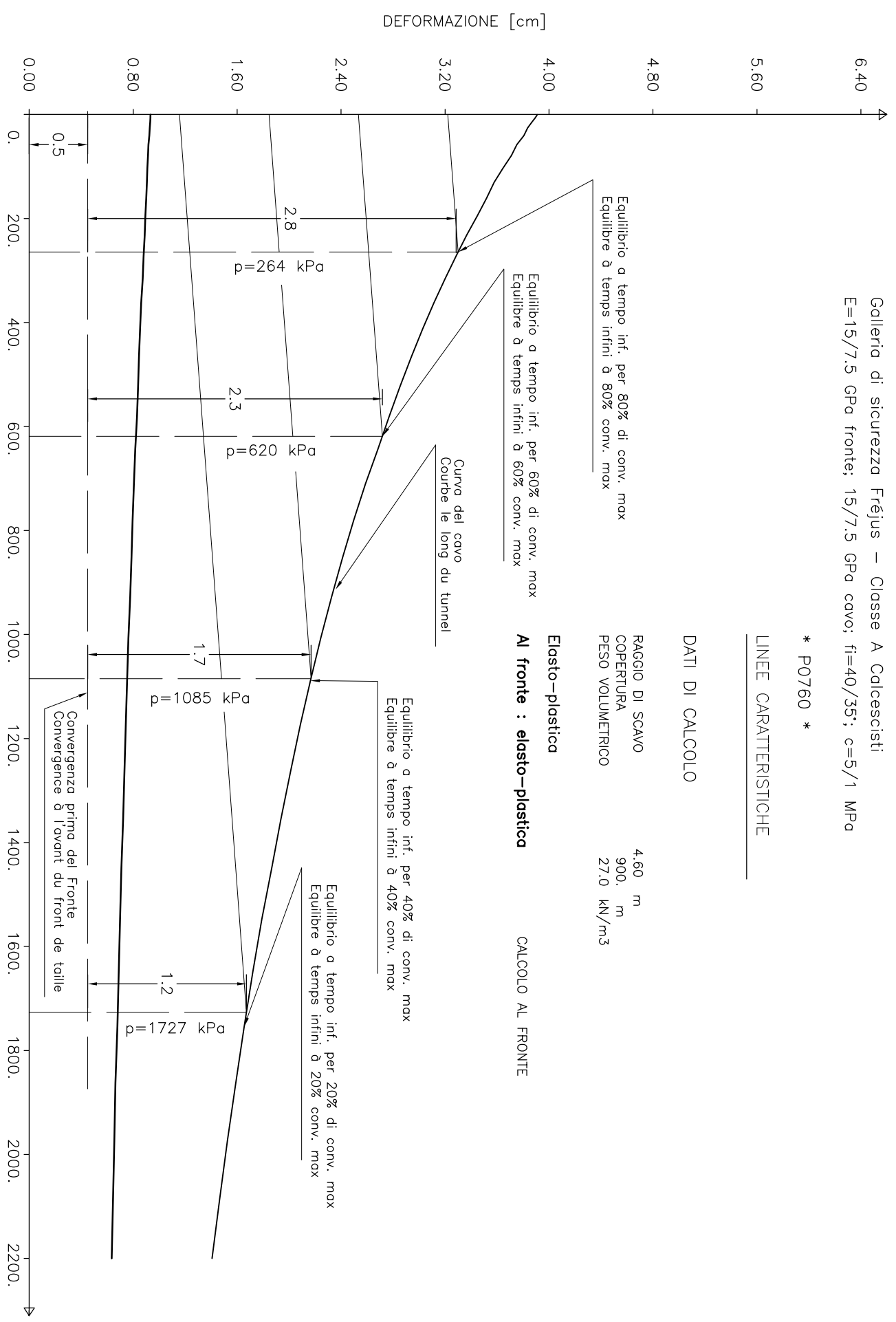
* P0760 *

LINEE CARATTERISTICHE

DATI DI CALCOLO

RAGGIO DI SCAVO	4.60 m
COPERTURA	900. m
PESO VOLUMETRICO	27.0 kN/m ³

Elasto-plastica
Al fronte : elasto-plastica CALCOLO AL FRONTE



Galleria di sicurezza Fréjus – Classe B Anidridi
 $E=15/15$ GPa fronte; $15/7.5$ GPa cavo; $f_i=40/35^\circ$; $c=5/1$ MPa

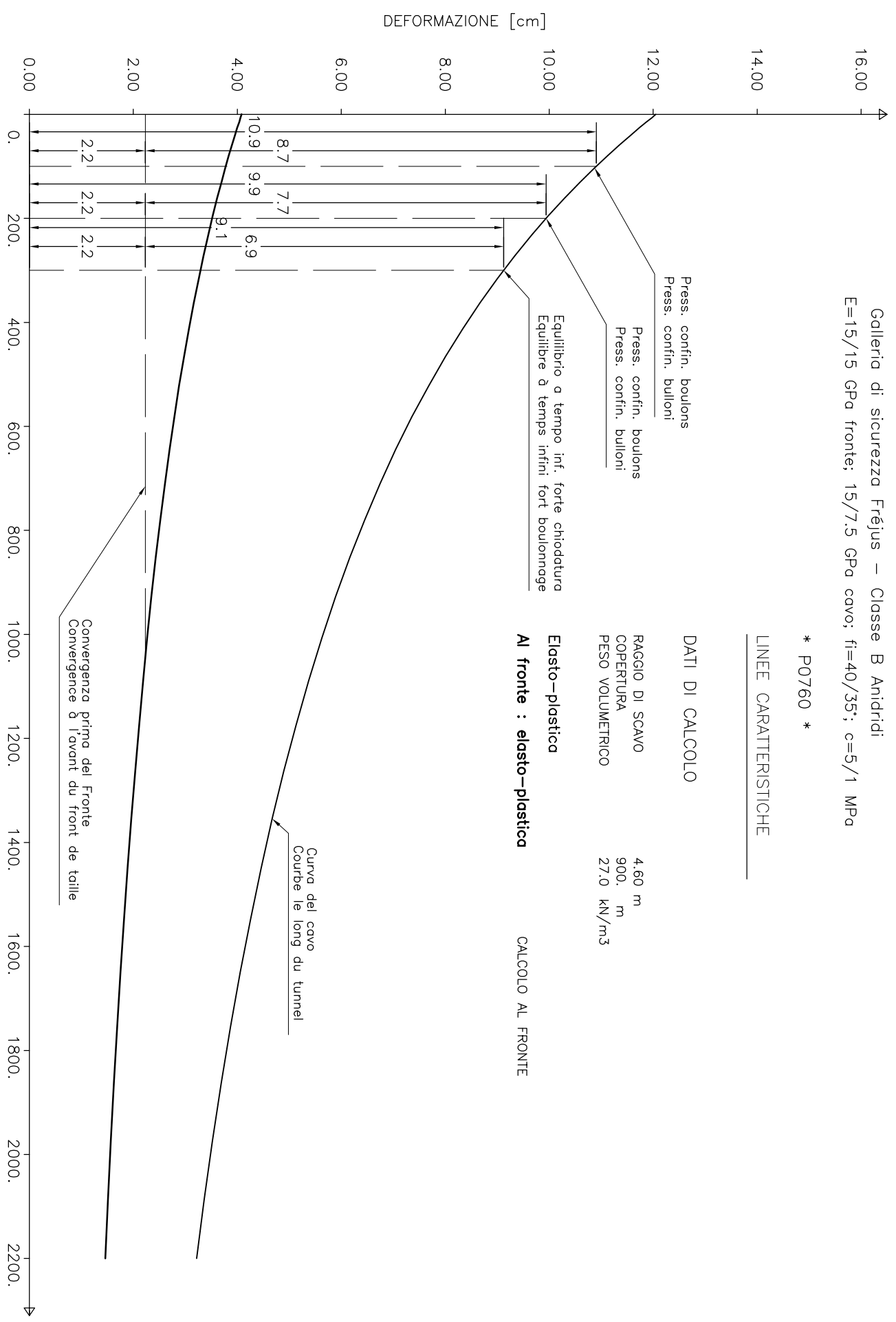
* P0760 *

LINEE CARATTERISTICHE

DATI DI CALCOLO

RAGGIO DI SCAVO	4.60 m
COPERTURA	900. m
PESO VOLUMETRICO	27.0 kN/m ³

Elasto-plastica
Al fronte : elasto-plastica CALCOLO AL FRONTE



Convergenza prima del Fronte
 Convergence à l'avant du front de taille

PRESSIONE RADIALE [kN/m²]

Lombardi SA Ingegneri Consulenti

Galleria di sicurezza Fréjus – Classe C Calcestruzzo fratt., Anidridi fro
 $E=7/5$ GPa fronte/cavo; $f_t=35/35^*$; $c=1/0.5$ MPa

* P0760 *

LINEE CARATTERISTICHE

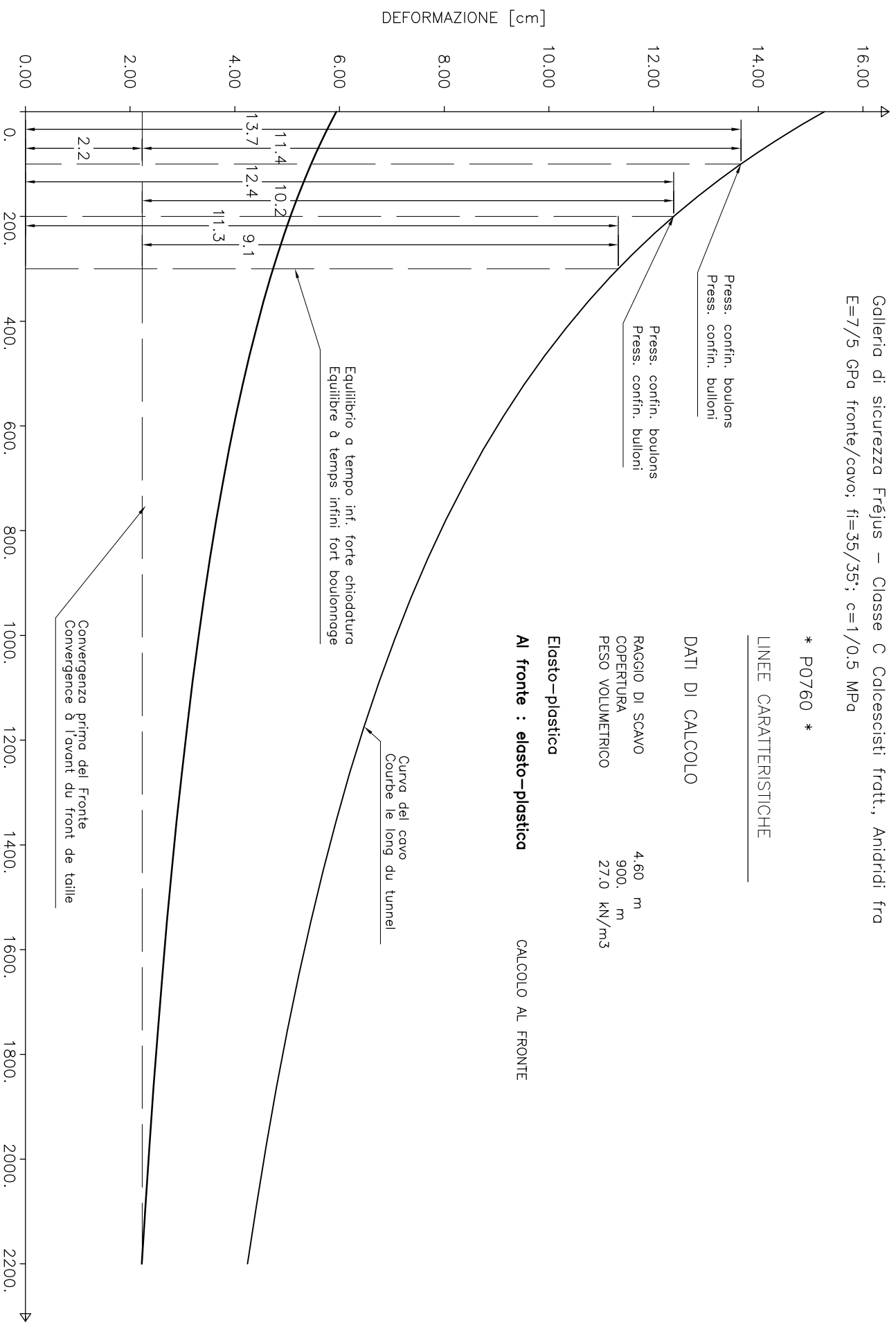
DATI DI CALCOLO

RAGGIO DI SCAVO	4.60 m
COPERTURA	900. m
PESO VOLUMETRICO	27.0 kN/m ³

Elasto–plastica

Al fronte : elasto–plastica

CALCOLO AL FRONTE



Tunnel Fréjus – Classe C Calcescisti fratt., Anidridi fratt. e Scisti ve
 $E=7/5$ GPa fronte/cavo; $f_t=35/35^*$; $c=1/0.5$ MPa

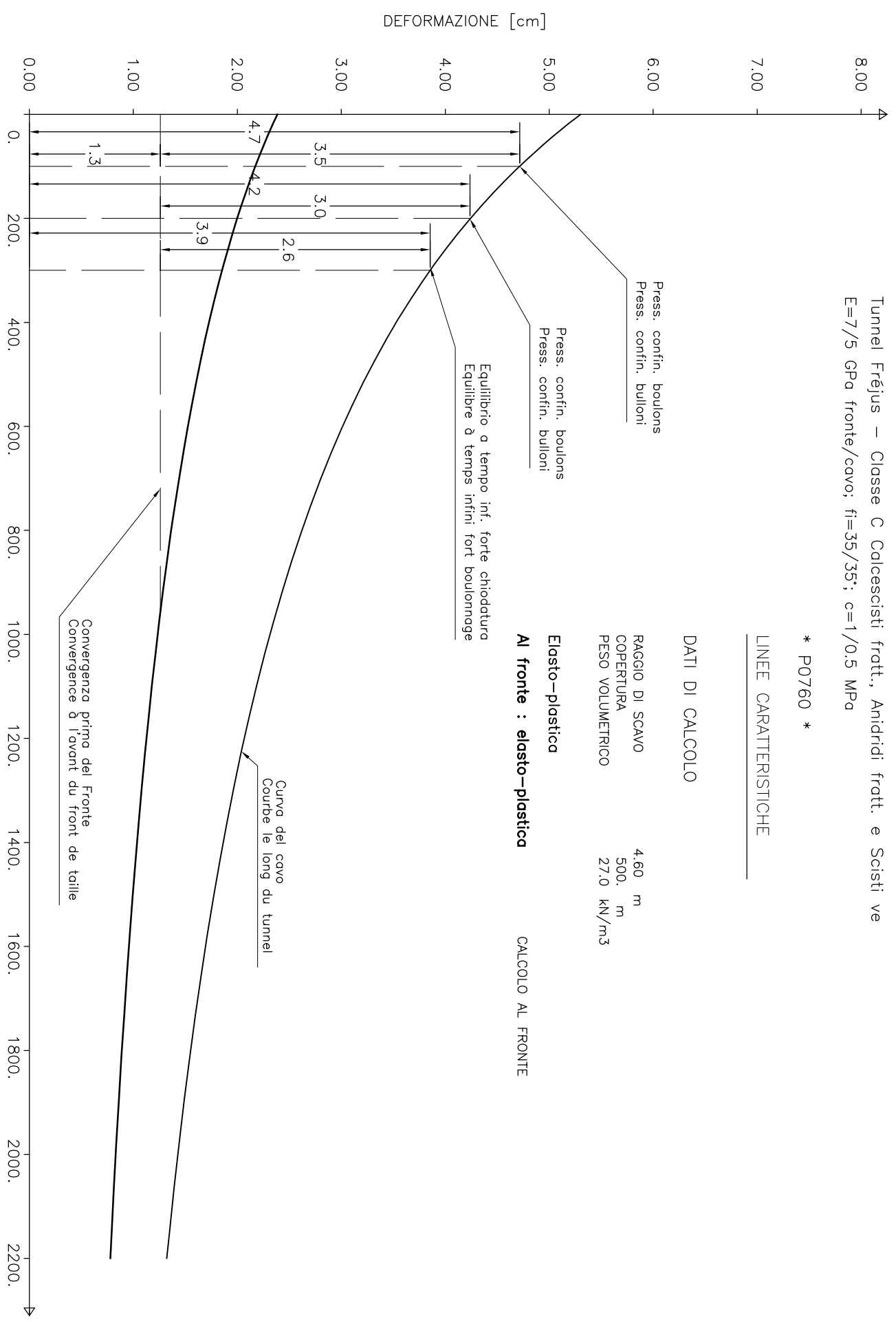
* P0760 *

LINEE CARATTERISTICHE

DATI DI CALCOLO

RAGGIO DI SCAVO	4.60 m
COPERTURA	500. m
PESO VOLUMETRICO	27.0 kN/m ³

Elasto-plastica
Al fronte : elasto-plastica CALCOLO AL FRONTE



Tunnel Fréjus – Classe D Corniole
 $E=6/4$ GPa fronte/cavo; $f_t=30/28$; $c=0.5/0.2$ MPa

* P0760 *

LINEE CARATTERISTICHE

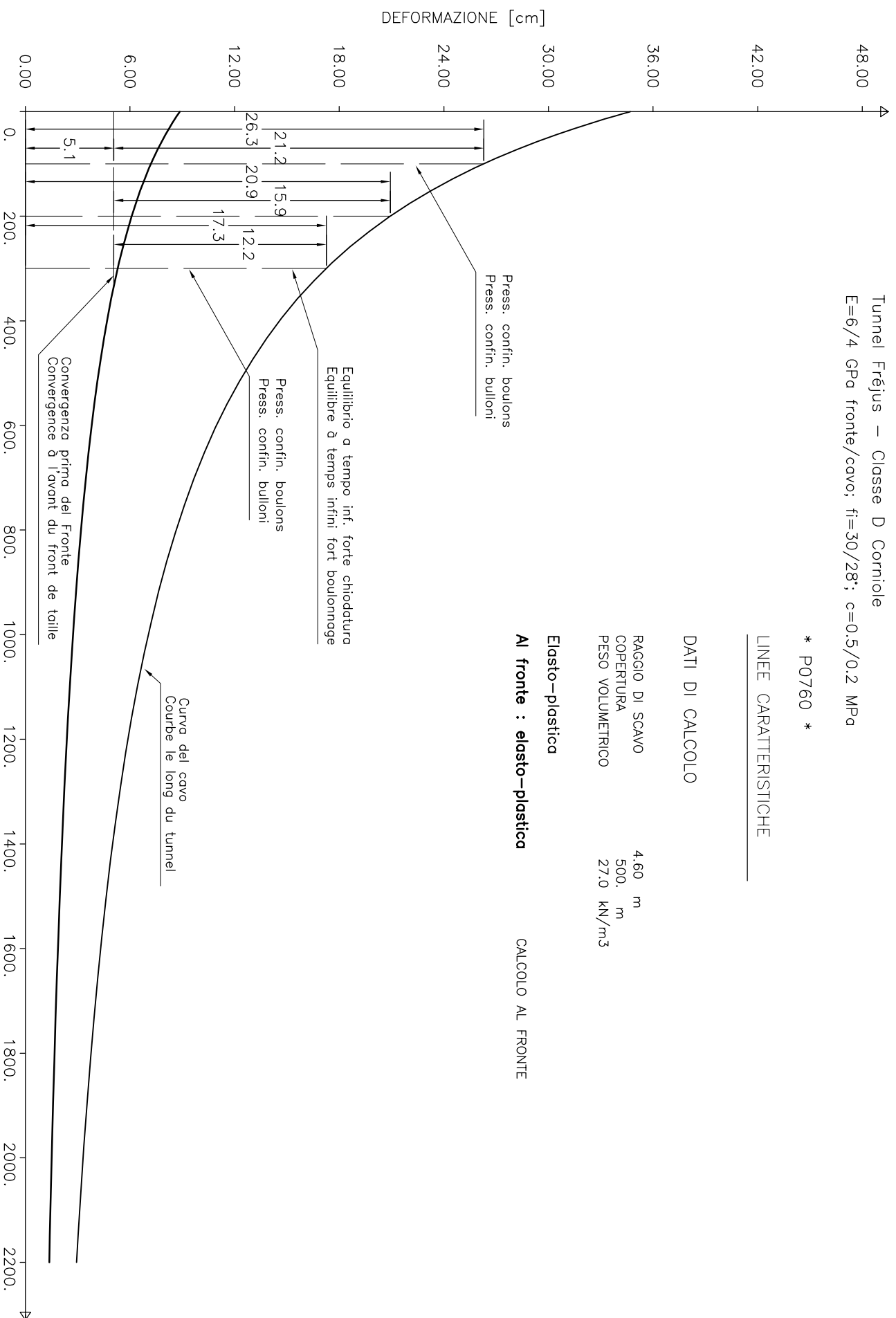
DATI DI CALCOLO

RAGGIO DI SCAVO	4.60 m
COPERTURA	500. m
PESO VOLUMETRICO	27.0 kN/m ³

Elasto–plastica

Al fronte : elasto–plastica

CALCOLO AL FRONTE



Tunnel Fréjus – Classe E Morene
 $E=3$ GPa fronte/cavo; $f_i=30/25^*$; $c=0.2/0.05$ MPa

* P0760 *

LINEE CARATTERISTICHE

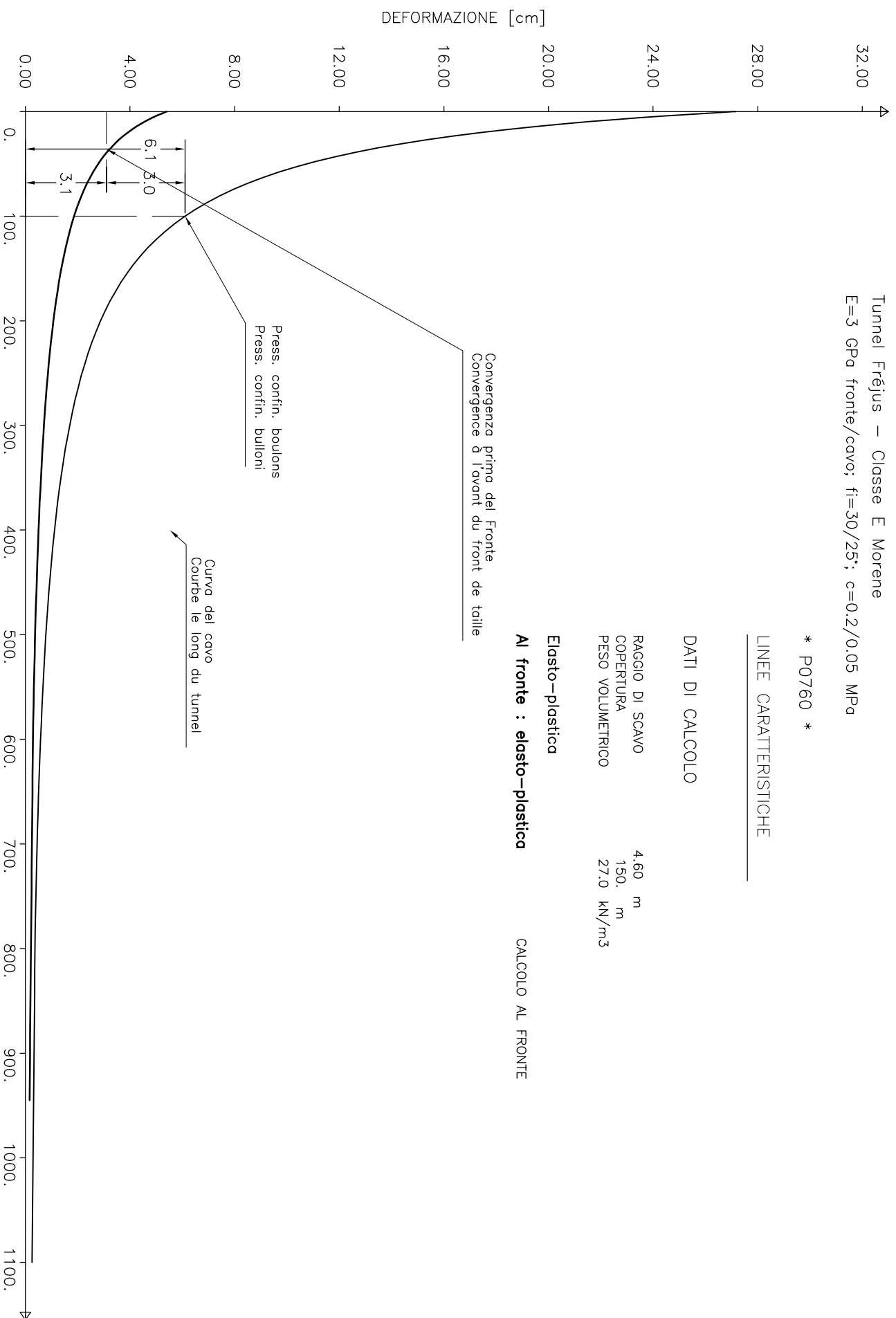
DATI DI CALCOLO

RAGGIO DI SCAVO	4.60 m
COPERTURA	150. m
PESO VOLUMETRICO	27.0 kN/m ³

Elasto-plastica

Al fronte : elasto-plastica

CALCOLO AL FRONTE



PRESSIONE RADIALE [kN/m²]

Allegato 3

Annexe 3

Rilievi lungo il tunnel (tratta italiana)
Relevés le long du tunnel (tronçon Italien)

JOB TITLE : MESH DI CALCOLO - VISTA DETTAGLIATA / MESH DE CALCUL - VUE DETAILLEE

FLAC (Version 4.00)

LEGEND

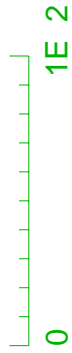
30-Aug-06 13:14
step 53274
-4.112E+01 <x< 3.791E+02
-7.012E+01 <y< 3.501E+02

Material model



ss

Grid plot



(*10^2)

3.250

2.750

2.250

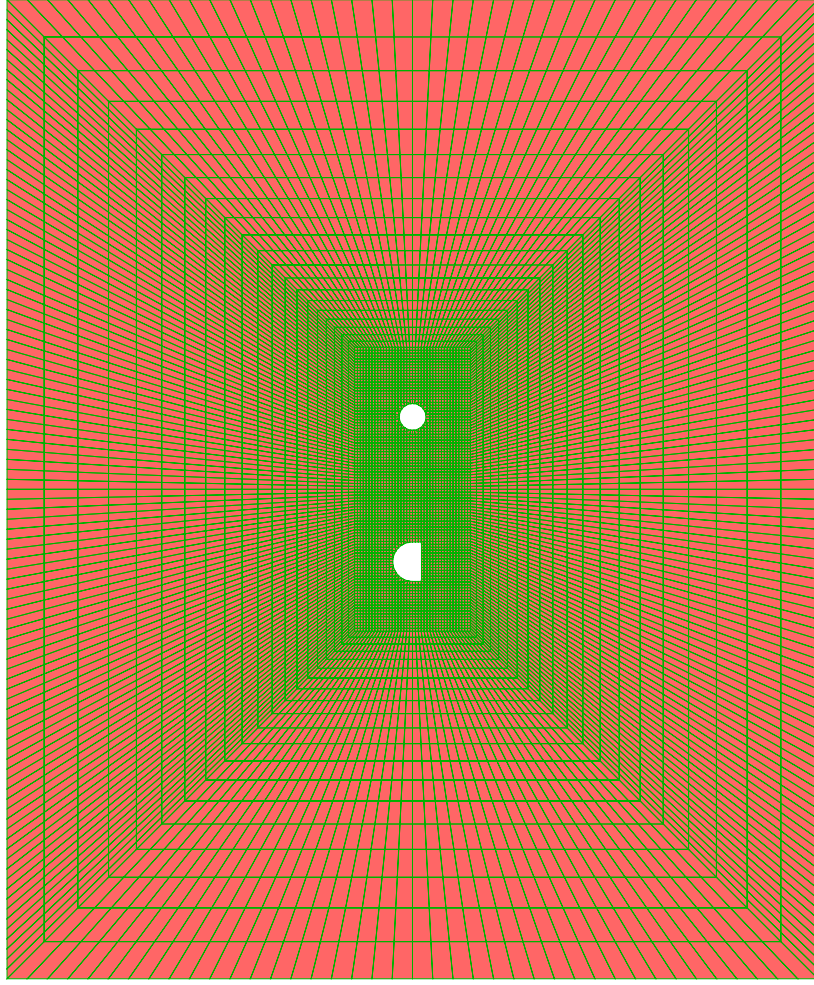
1.750

1.250

0.750

0.250

-0.250



Itasca Consulting Group, Inc

JOB TITLE : MESH DI CALCOLO - VISTA DETTAGLIATA / MESH DE CALCUL - VUE DETAILLEE

FLAC (Version 4.00)

LEGEND

30-Aug-06 13:14
step 53274
1.137E+02 <x< 2.243E+02
8.467E+01 <y< 1.953E+02

Material model



ss

Grid plot



0

2E 1

(*10^2)

1.900

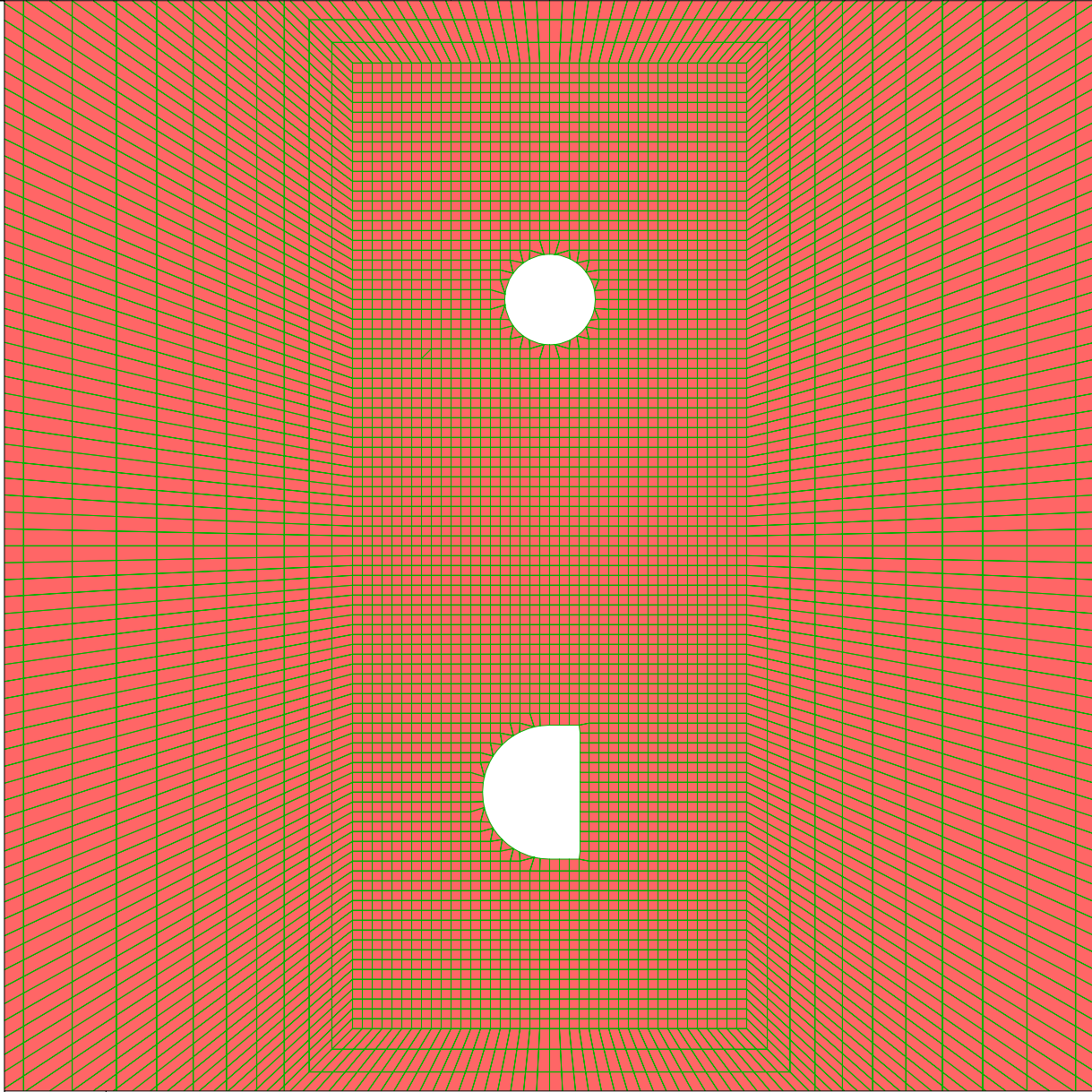
1.700

1.500

1.300

1.100

0.900



1.200

1.400

1.600

1.800

2.000

2.200

(*10^2)

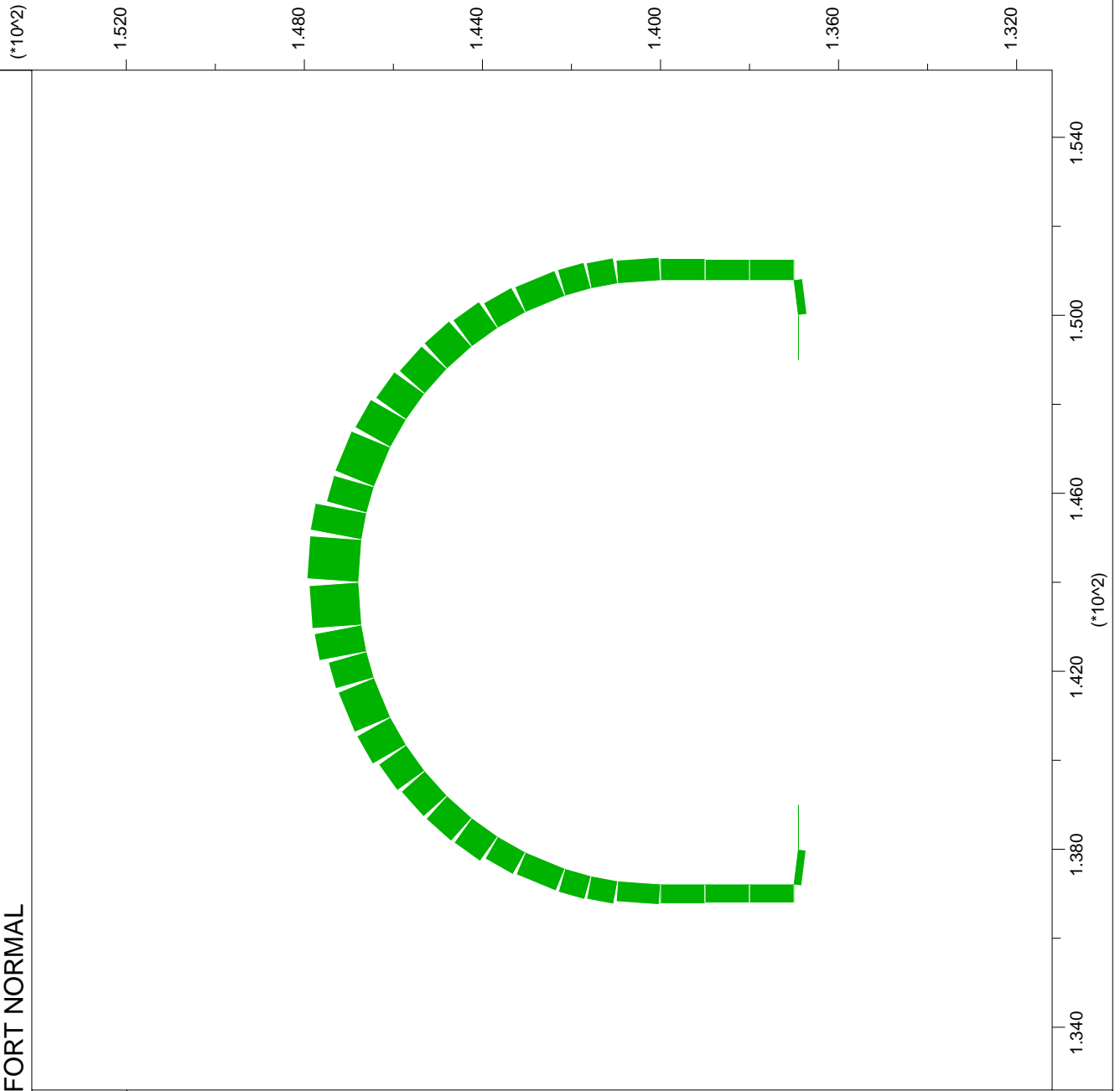
JOB TITLE : FORZA ASSIALE / EFFORT NORMAL

FLAC (Version 4.00)

LEGEND

30-Aug-06 12:28
step 22236
1.326E+02 <x< 1.555E+02
1.312E+02 <y< 1.541E+02

Beam Plot
■ Axial Force on
Structure Max. Value
1 (Beam) 2.081E+03



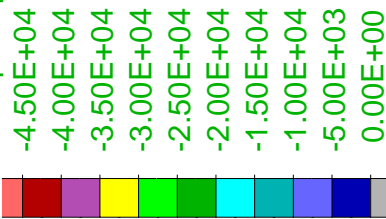
JOB TITLE : TENSIONI PRINCIPALI MINIME / CONTRAINTES PRINCIPALES MINIMALES

FLAC (Version 4.00)

LEGEND

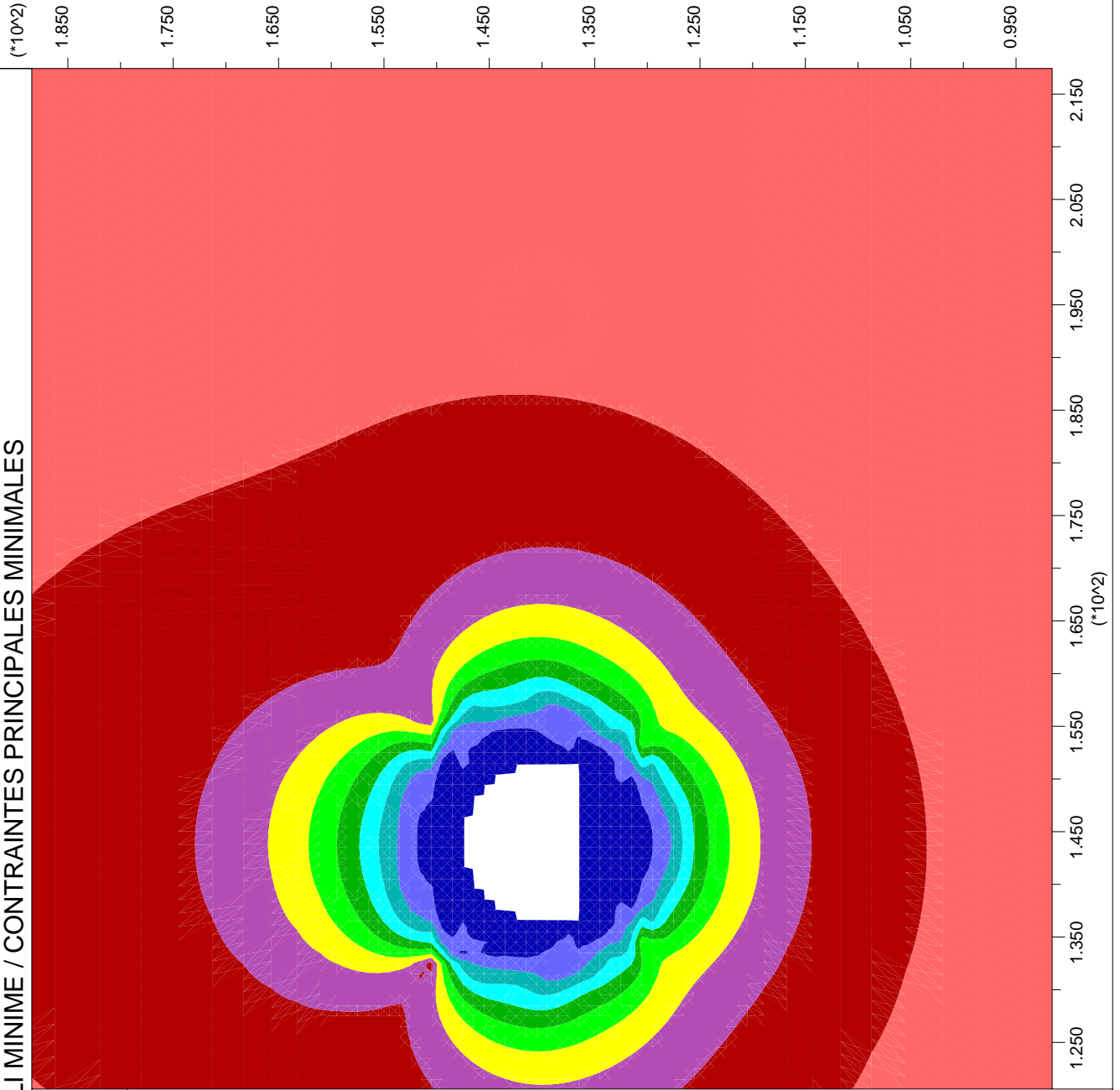
30-Aug-06 12:28
step 22236
1.206E+02 <x< 2.174E+02
9.158E+01 <y< 1.884E+02

Minimum principal stress



Contour interval= 5.00E+03

Itasca Consulting Group, Inc



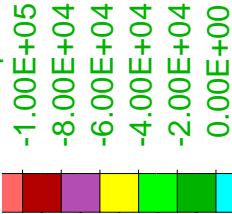
JOB TITLE : TENSIONI PRINCIPALI MASSIME / CONTRAINTES PRINCIPALES MAXIMALES

FLAC (Version 4.00)

LEGEND

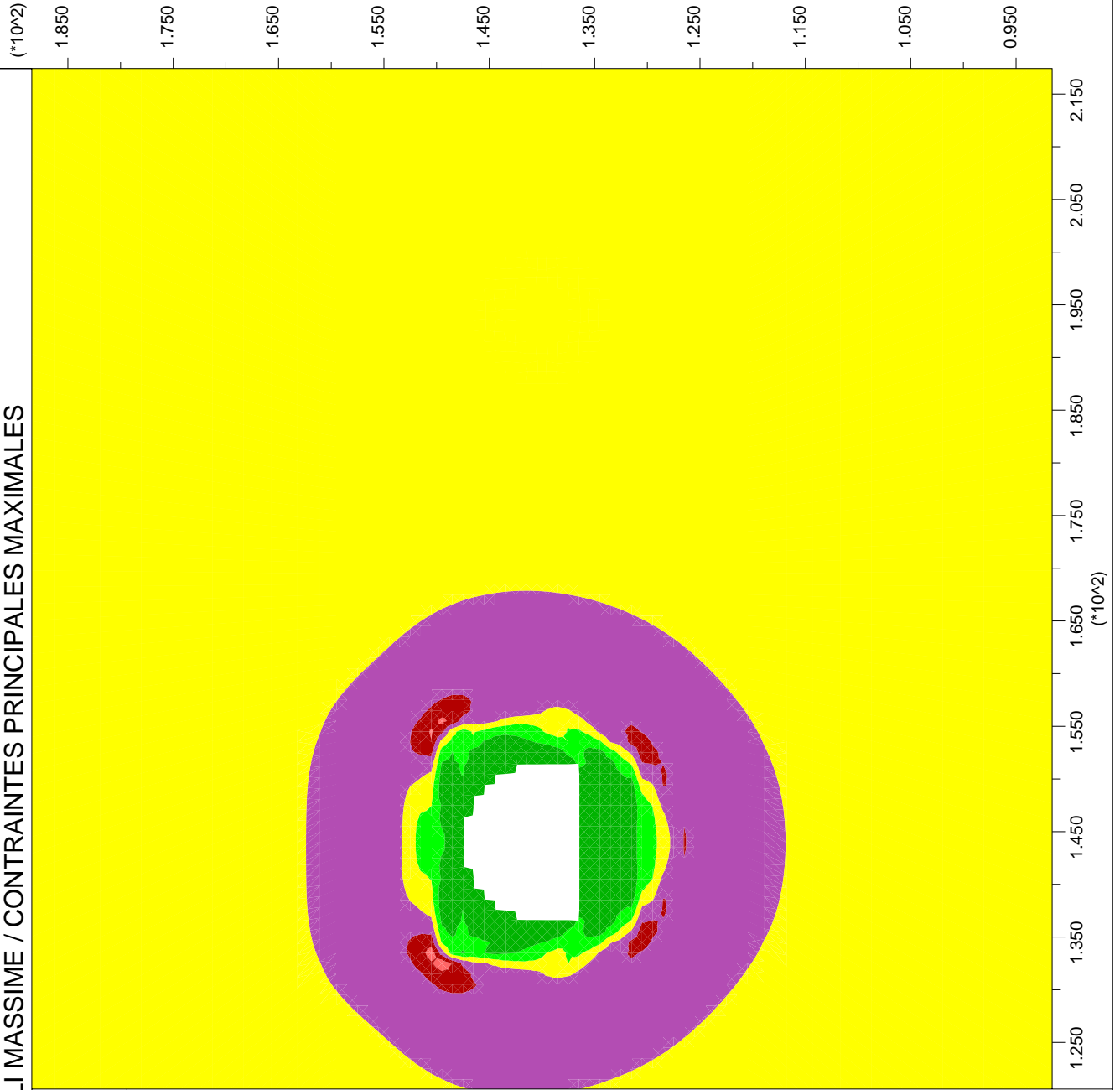
30-Aug-06 12:28
step 22236
1.206E+02 <x< 2.174E+02
9.158E+01 <y< 1.884E+02

Maximum principal stress



Contour interval= 2.00E+04

Itasca Consulting Group, Inc



JOB TITLE : DEFORMAZIONI / DEFORMATIONS

FLAC (Version 4.00)

LEGEND

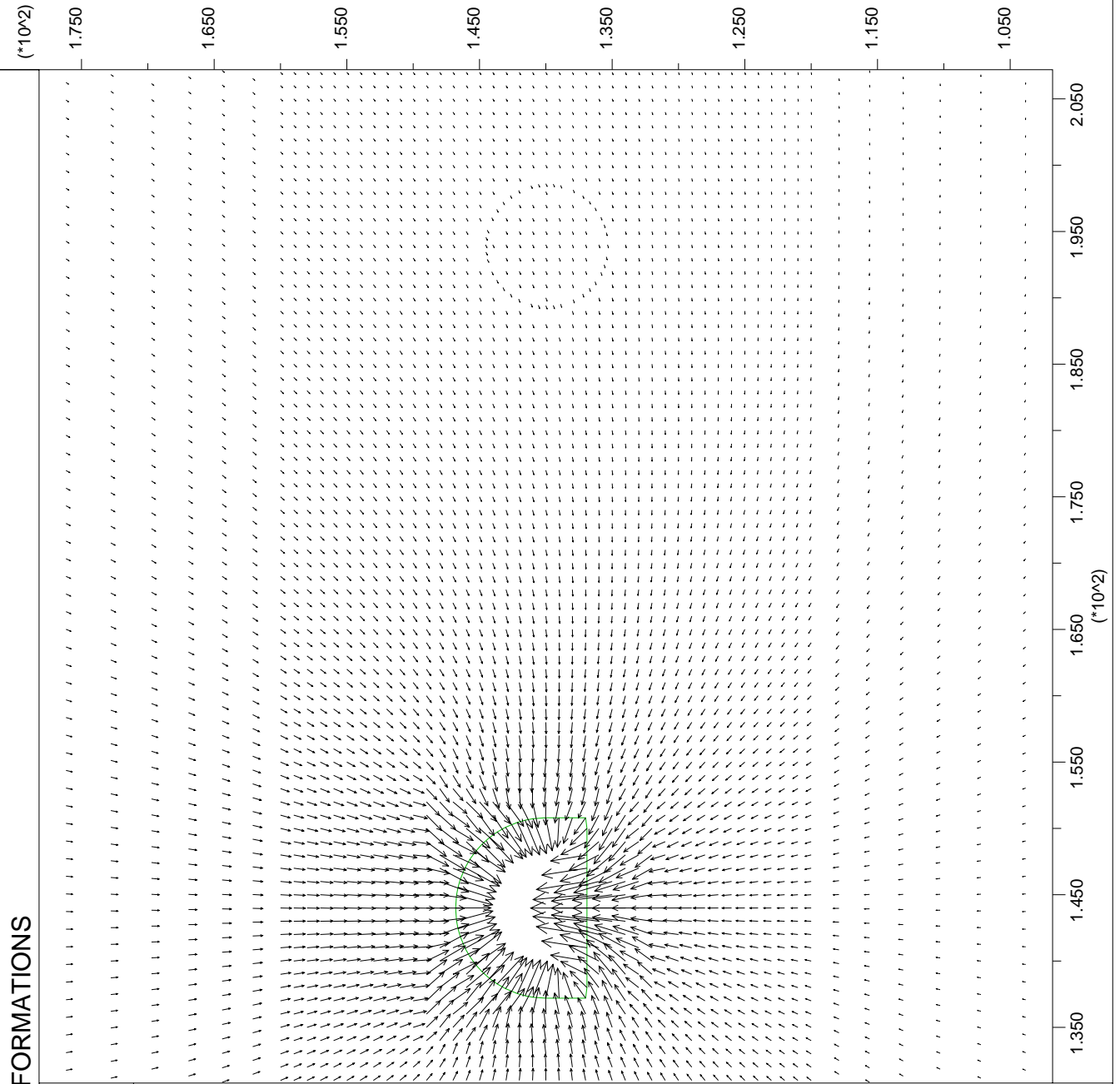
30-Aug-06 12:28
step 22236
1.308E+02 <x< 2.072E+02
1.018E+02 <y< 1.782E+02

Boundary plot



Displacement vectors

Scaled to Max = 3.000E-01
Max Vector = 1.831E-01



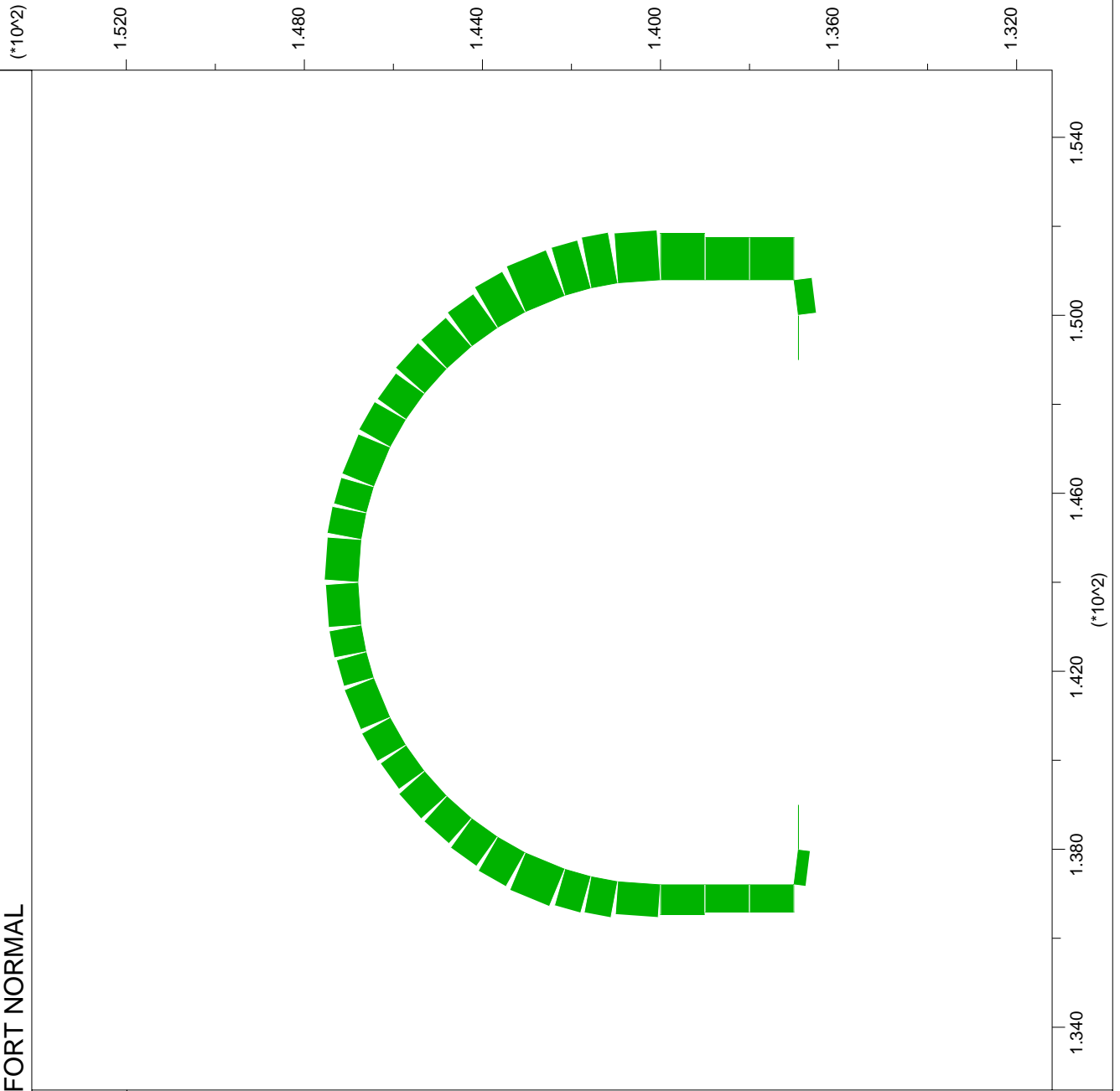
JOB TITLE : FORZA ASSIALE / EFFORT NORMAL

FLAC (Version 4.00)

LEGEND

30-Aug-06 14:02
step 43407
1.326E+02 <x< 1.555E+02
1.312E+02 <y< 1.541E+02

Beam Plot
■ Axial Force on
Structure Max. Value
1 (Beam) 3.176E+03



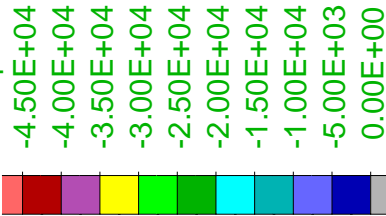
JOB TITLE : TENSIONI PRINCIPALI MINIME / CONTRAINTES PRINCIPALES MINIMALES

FLAC (Version 4.00)

LEGEND

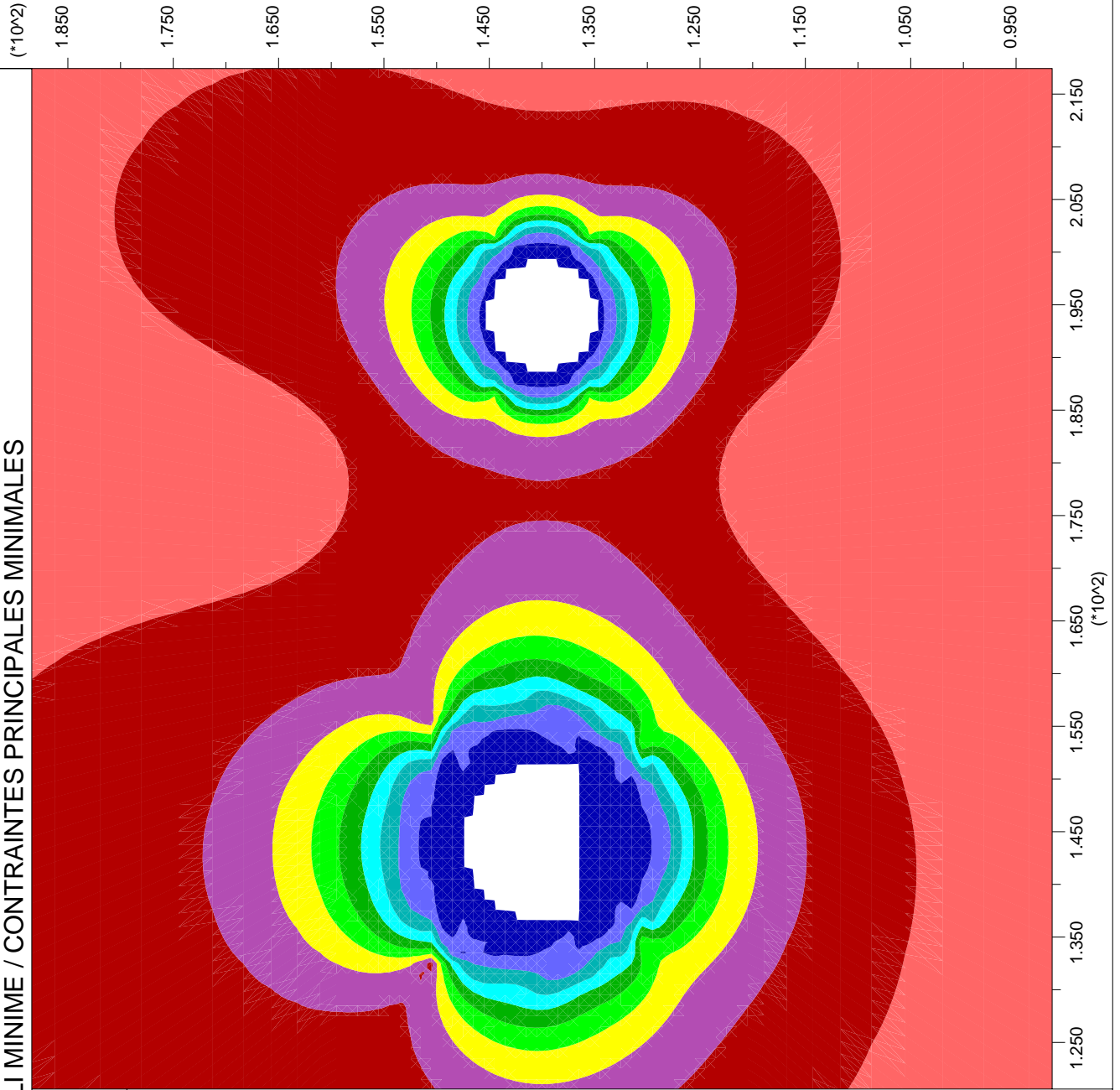
30-Aug-06 14:02
step 43407
1.206E+02 <x< 2.174E+02
9.158E+01 <y< 1.884E+02

Minimum principal stress



Contour interval= 5.00E+03

Itasca Consulting Group, Inc



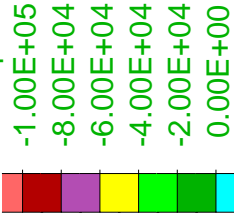
JOB TITLE : TENSIONI PRINCIPALI MASSIME / CONTRAINTES PRINCIPALES MAXIMALES

FLAC (Version 4.00)

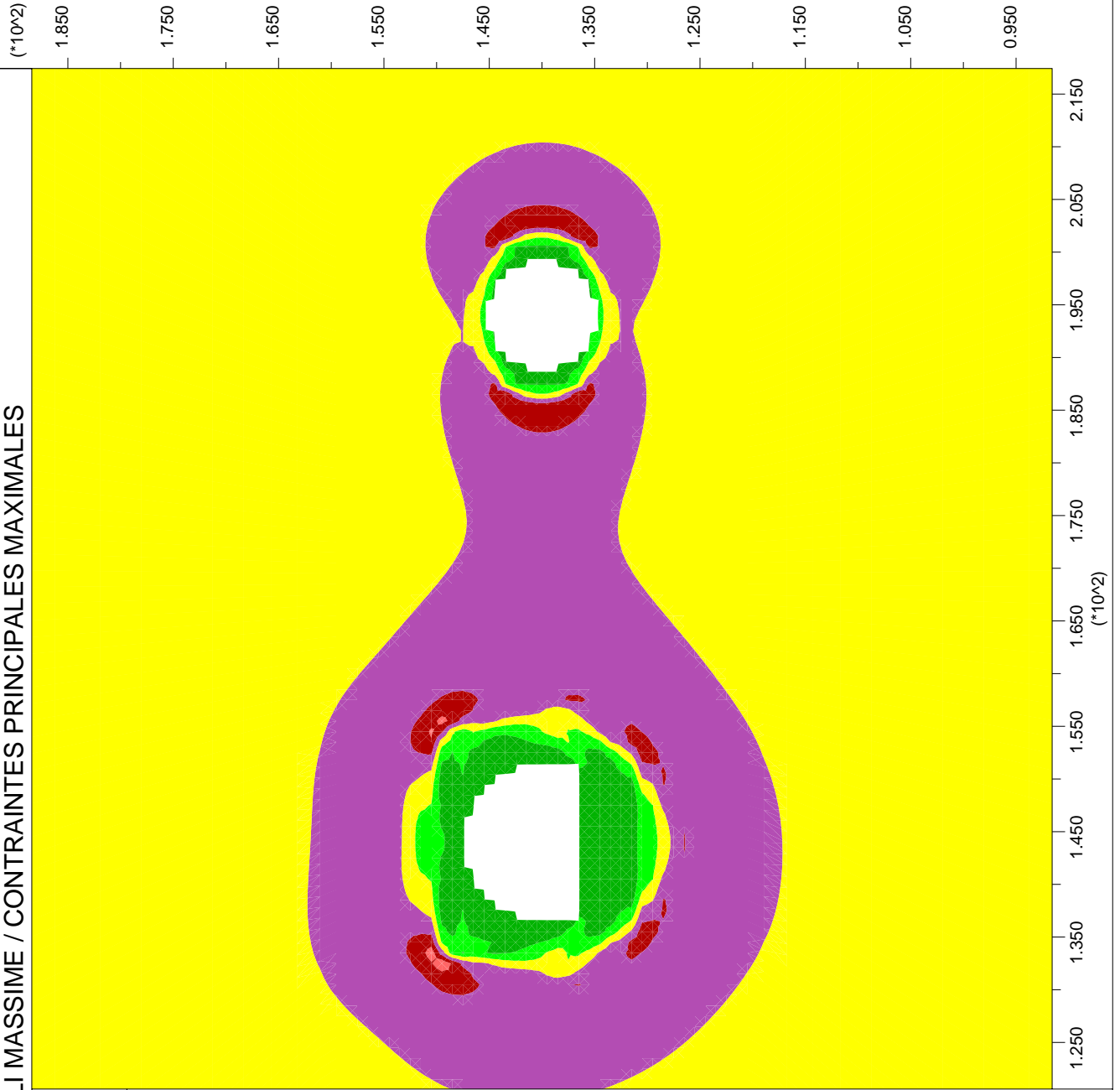
LEGEND

30-Aug-06 14:02
step 43407
1.206E+02 <x< 2.174E+02
9.158E+01 <y< 1.884E+02

Maximum principal stress



Contour interval= 2.00E+04



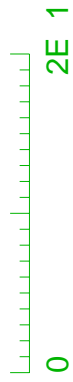
JOB TITLE : DEFORMAZIONI / DEFORMATIONS

FLAC (Version 4.00)

LEGEND

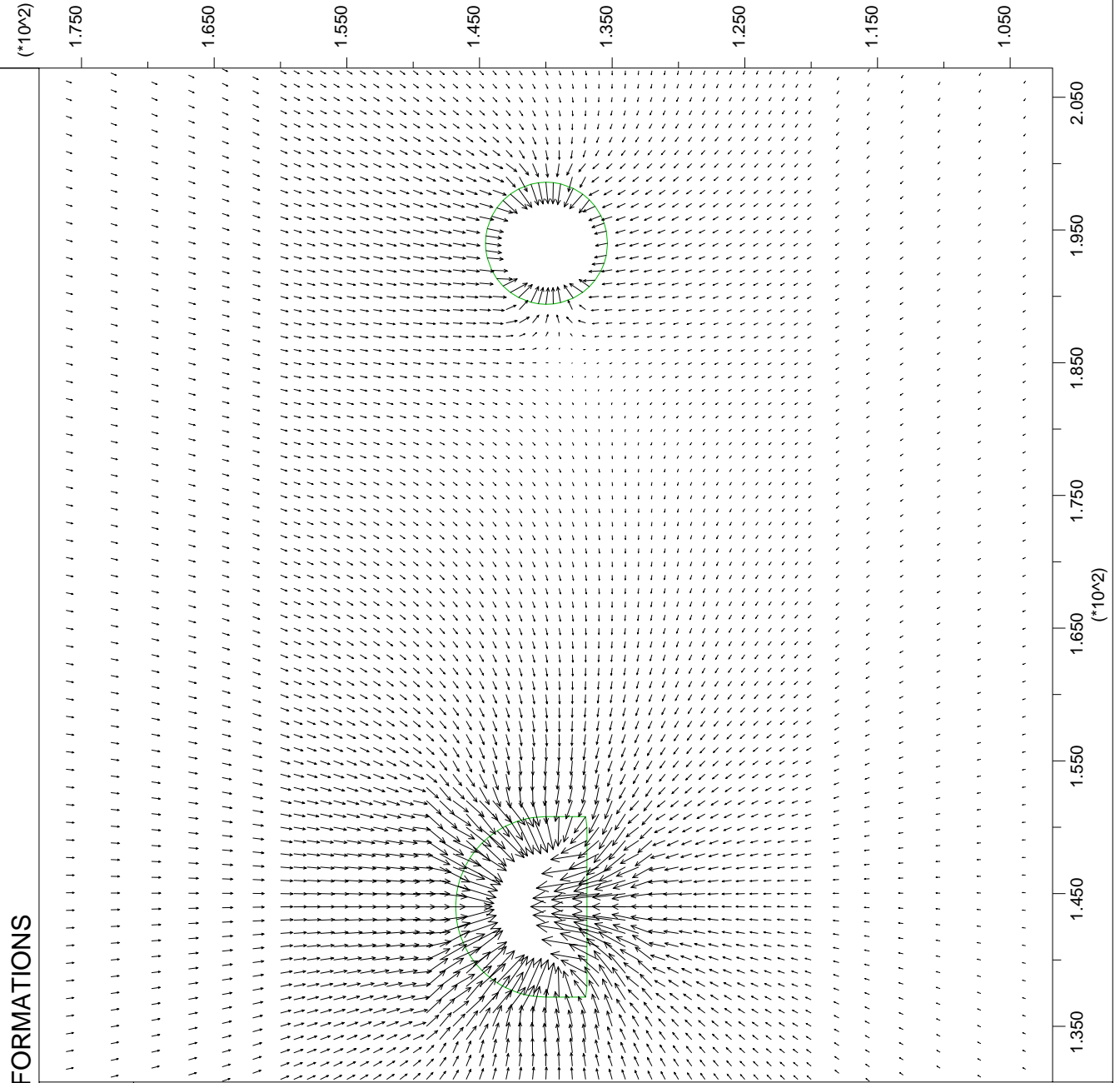
30-Aug-06 14:02
step 43407
1.308E+02 <x< 2.072E+02
1.018E+02 <y< 1.782E+02

Boundary plot



Displacement vectors

Scaled to Max = 3.000E-01
Max Vector = 1.829E-01



Itasca Consulting Group, Inc

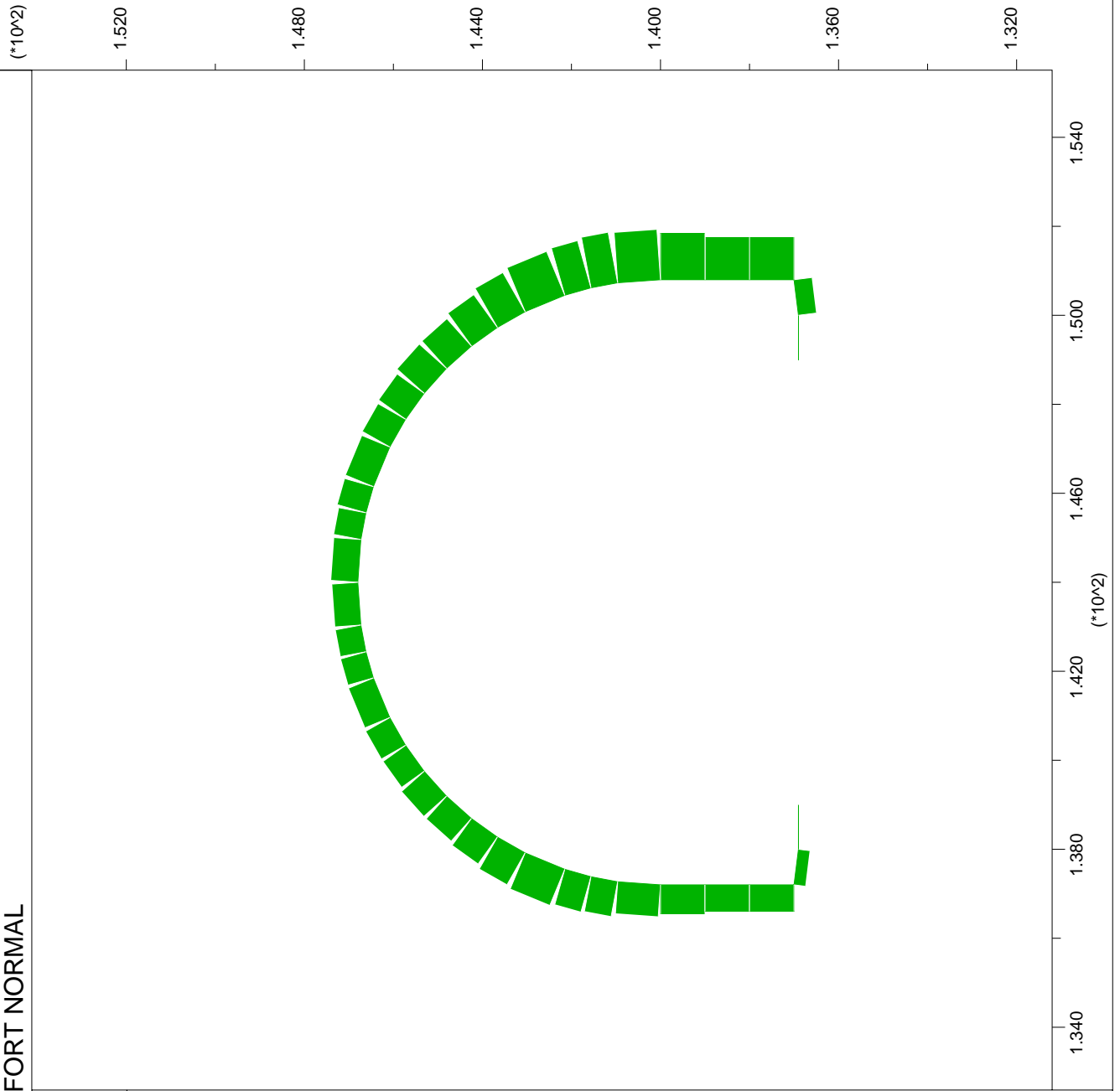
JOB TITLE : FORZA ASSIALE / EFFORT NORMAL

FLAC (Version 4.00)

LEGEND

30-Aug-06 13:14
step 53274
1.326E+02 <x< 1.555E+02
1.312E+02 <y< 1.541E+02

Beam Plot
■ Axial Force on
Structure Max. Value
1 (Beam) 4.115E+03



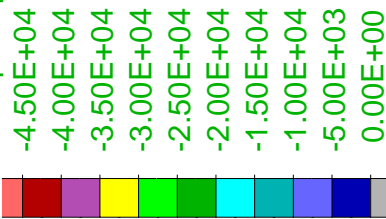
JOB TITLE : TENSIONI PRINCIPALI MINIME / CONTRAINTES PRINCIPALES MINIMALES

FLAC (Version 4.00)

LEGEND

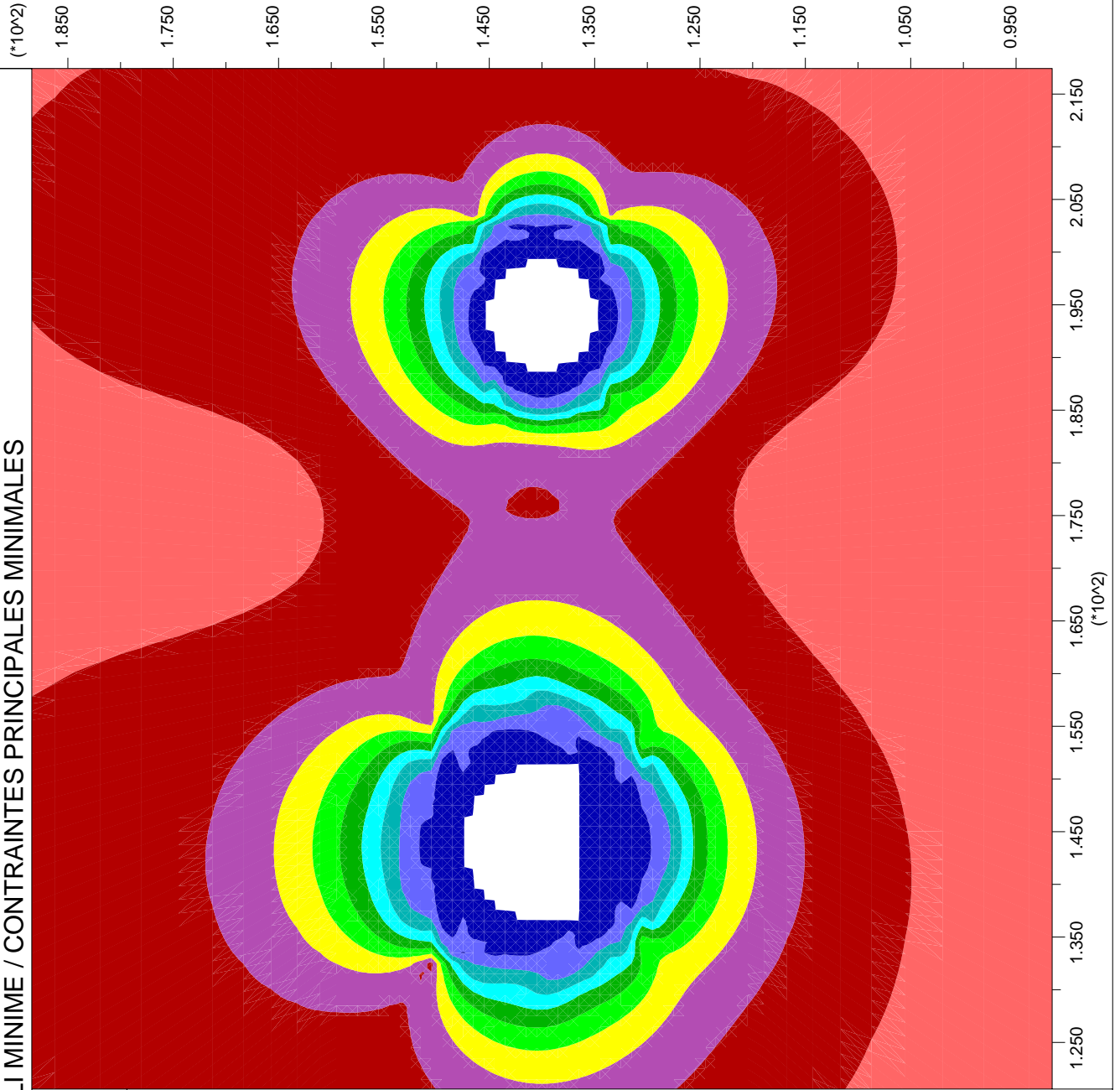
30-Aug-06 13:14
step 53274
1.206E+02 <x< 2.174E+02
9.158E+01 <y< 1.884E+02

Minimum principal stress



Contour interval= 5.00E+03

Itasca Consulting Group, Inc



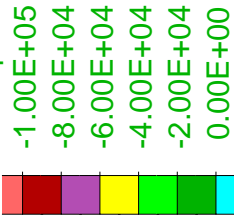
JOB TITLE : TENSIONI PRINCIPALI MASSIME / CONTRAINTES PRINCIPALES MAXIMALES

FLAC (Version 4.00)

LEGEND

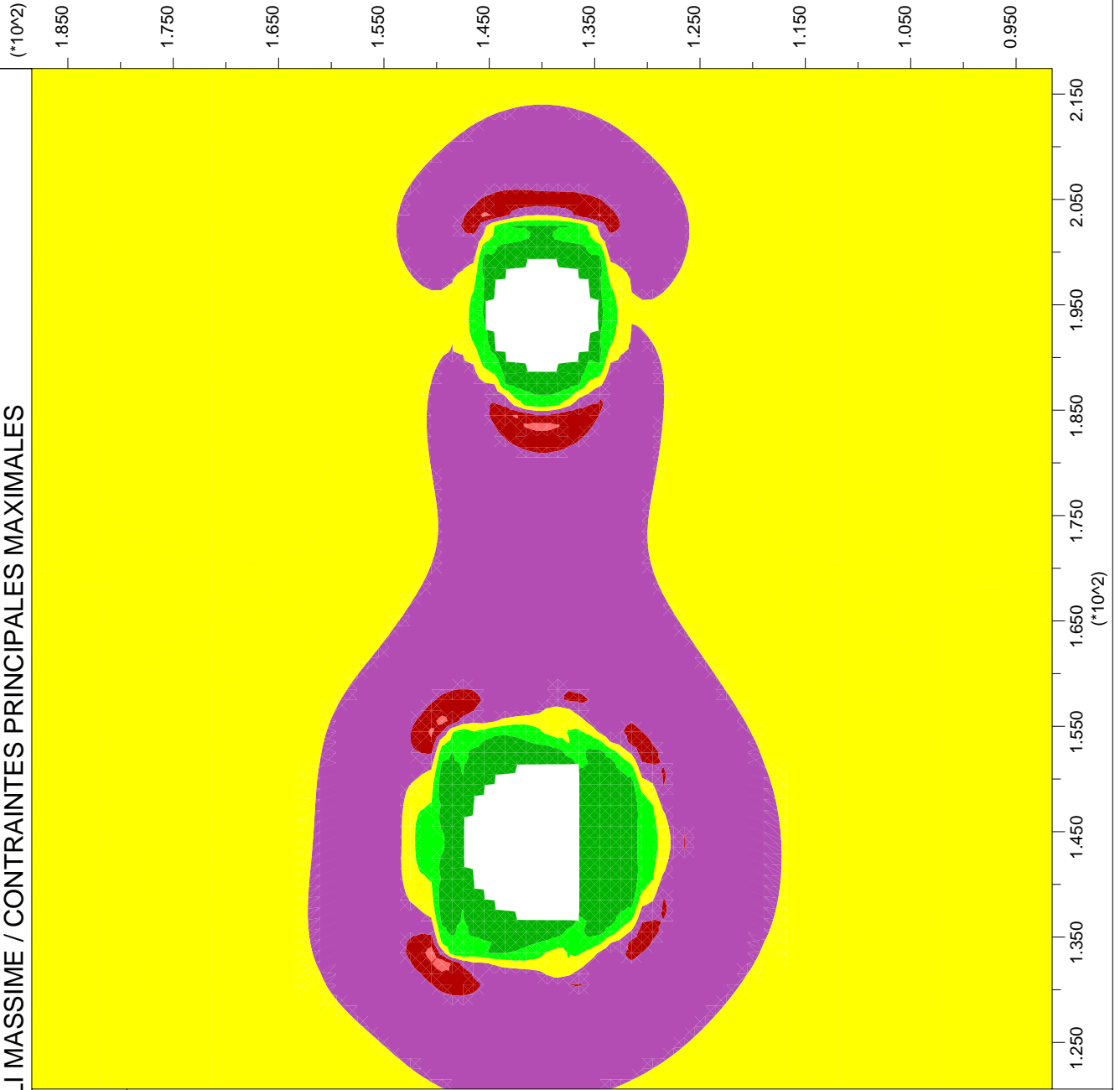
30-Aug-06 13:14
step 53274
1.206E+02 <x< 2.174E+02
9.158E+01 <y< 1.884E+02

Maximum principal stress



Contour interval= 2.00E+04

Itasca Consulting Group, Inc



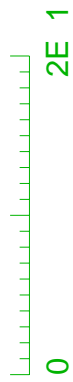
JOB TITLE : DEFORMAZIONI / DEFORMATIONS

FLAC (Version 4.00)

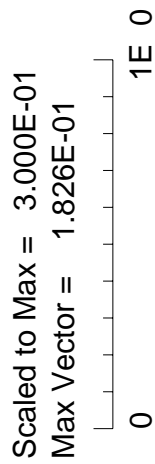
LEGEND

30-Aug-06 13:14
step 53274
1.308E+02 <x< 2.072E+02
1.018E+02 <y< 1.782E+02

Boundary plot

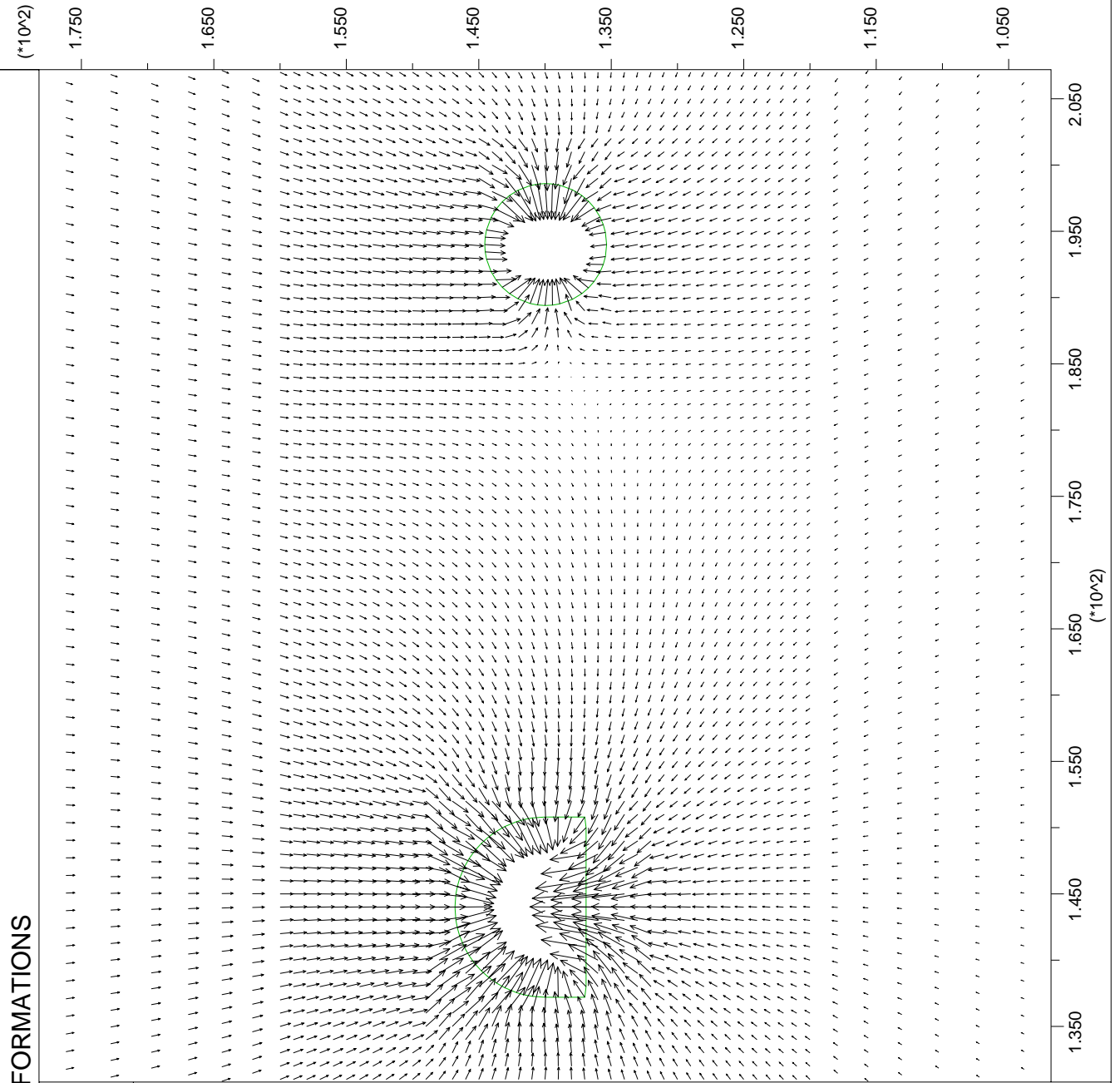


Displacement vectors



Scaled to Max = 3.000E-01

Max Vector = 1.826E-01



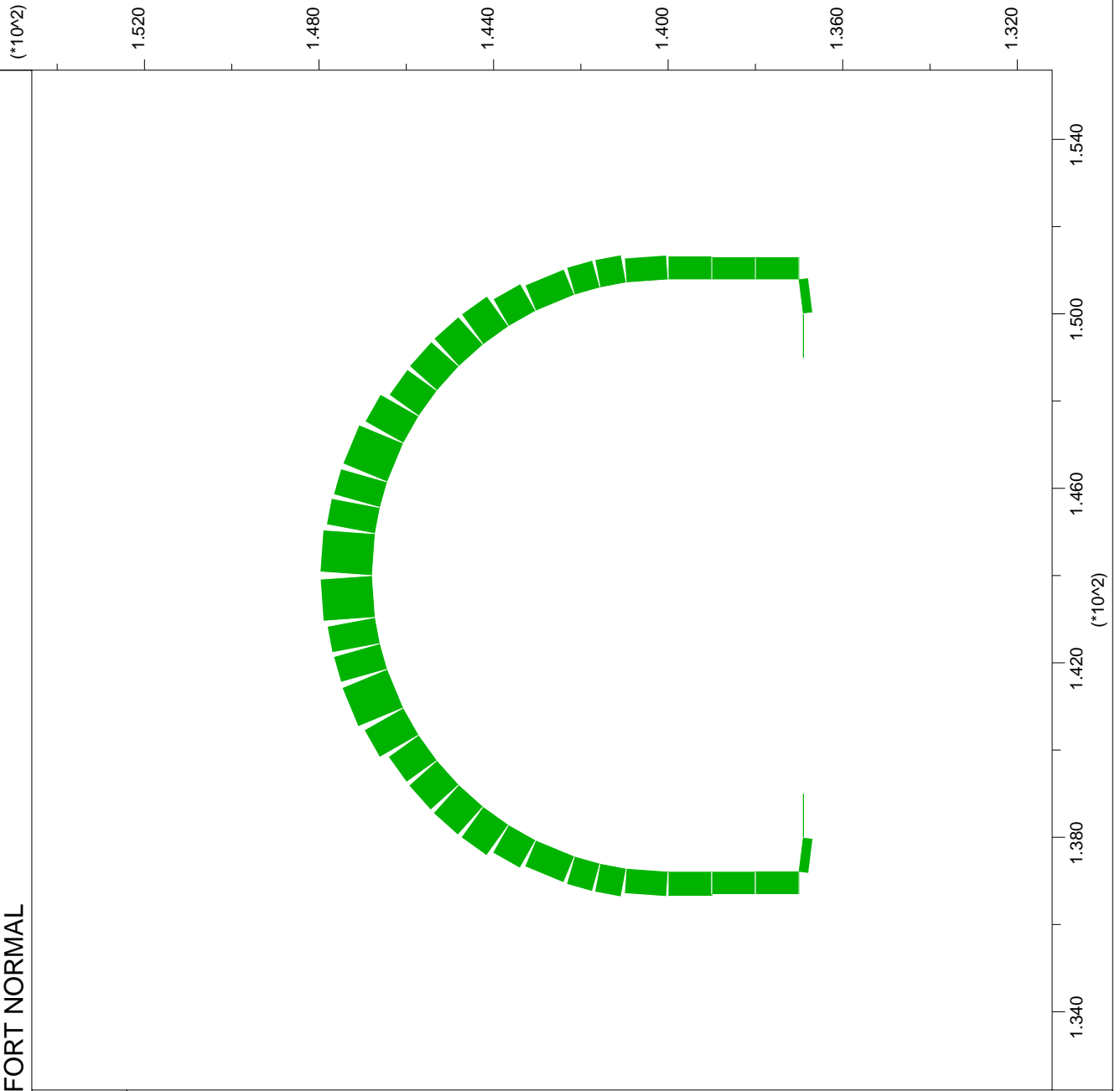
JOB TITLE : FORZA ASSIALE / EFFORT NORMAL

FLAC (Version 4.00)

LEGEND

30-Aug-06 15:07
step 14843
1.322E+02 <x< 1.556E+02
1.312E+02 <y< 1.546E+02

Beam Plot
■ Axial Force on
Structure Max. Value
1 (Beam) 1.327E+03



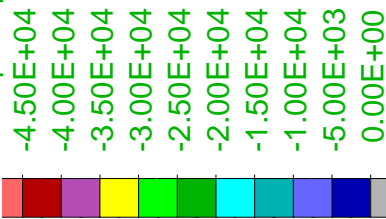
JOB TITLE : TENSIONI PRINCIPALI MINIME / CONTRAINTES PRINCIPALES MINIMALES

FLAC (Version 4.00)

LEGEND

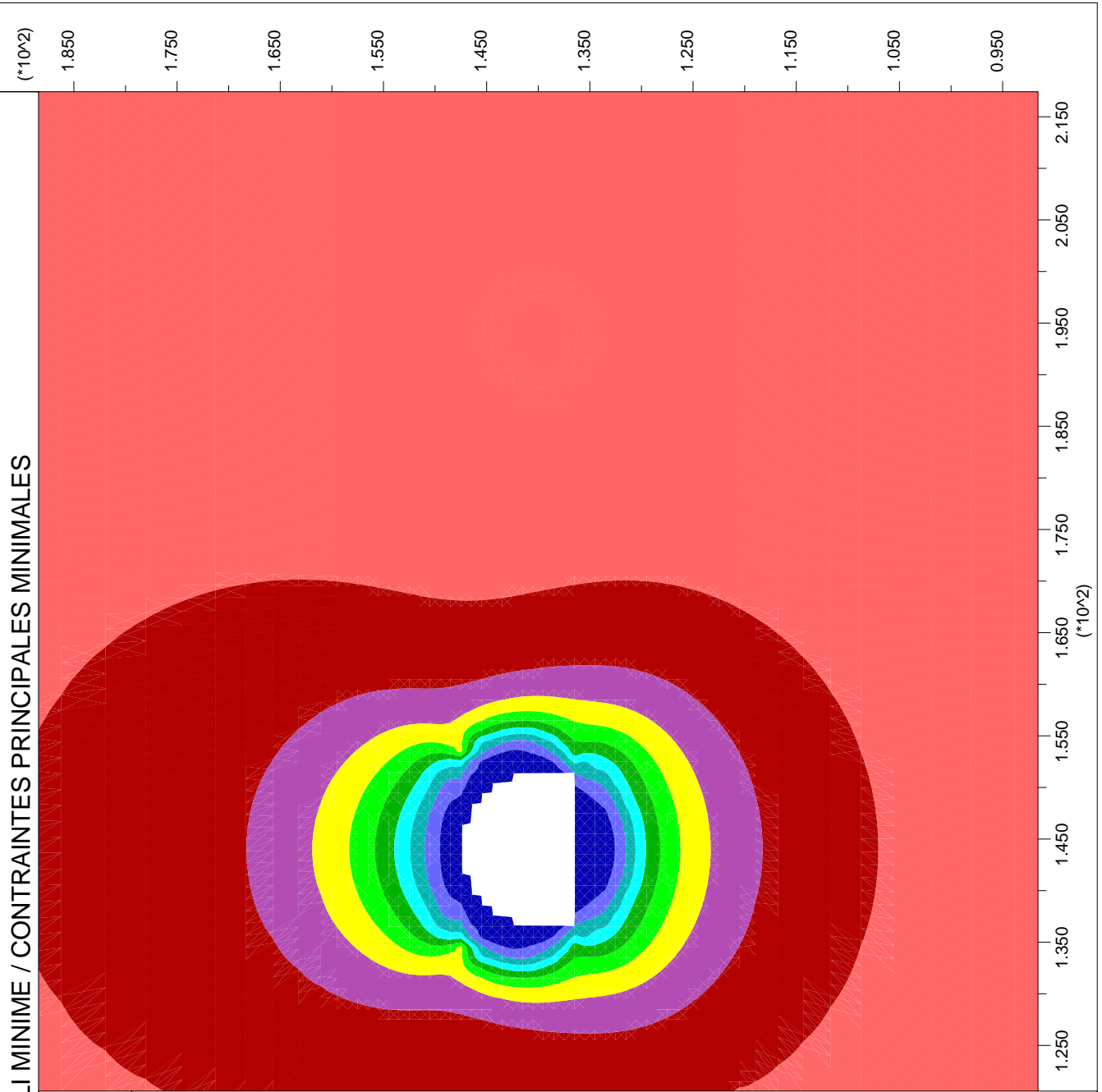
30-Aug-06 15:07
step 14843
1.206E+02 <x< 2.174E+02
9.158E+01 <y< 1.884E+02

Minimum principal stress



Contour interval= 5.00E+03

Itasca Consulting Group, Inc



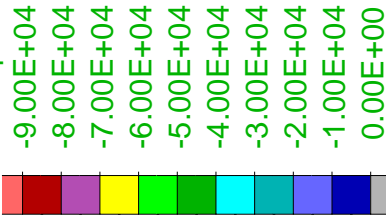
JOB TITLE : TENSIONI PRINCIPALI MASSIME / CONTRAINTES PRINCIPALES MAXIMALES

FLAC (Version 4.00)

LEGEND

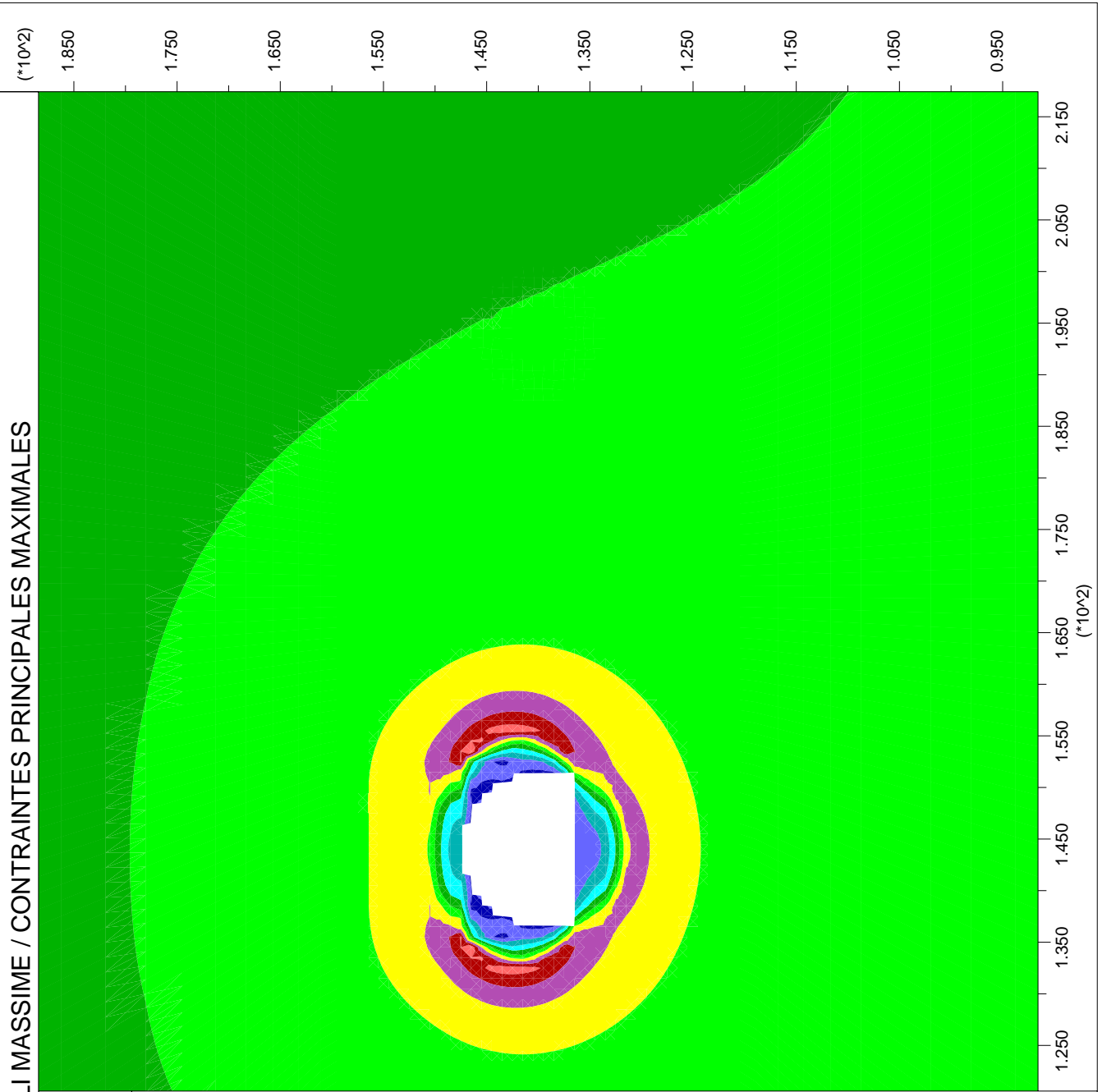
30-Aug-06 15:07
step 14843
1.206E+02 <x< 2.174E+02
9.158E+01 <y< 1.884E+02

Maximum principal stress



Contour interval= 1.00E+04

Itasca Consulting Group, Inc



JOB TITLE : DEFORMAZIONI / DEFORMATIONS

FLAC (Version 4.00)

LEGEND

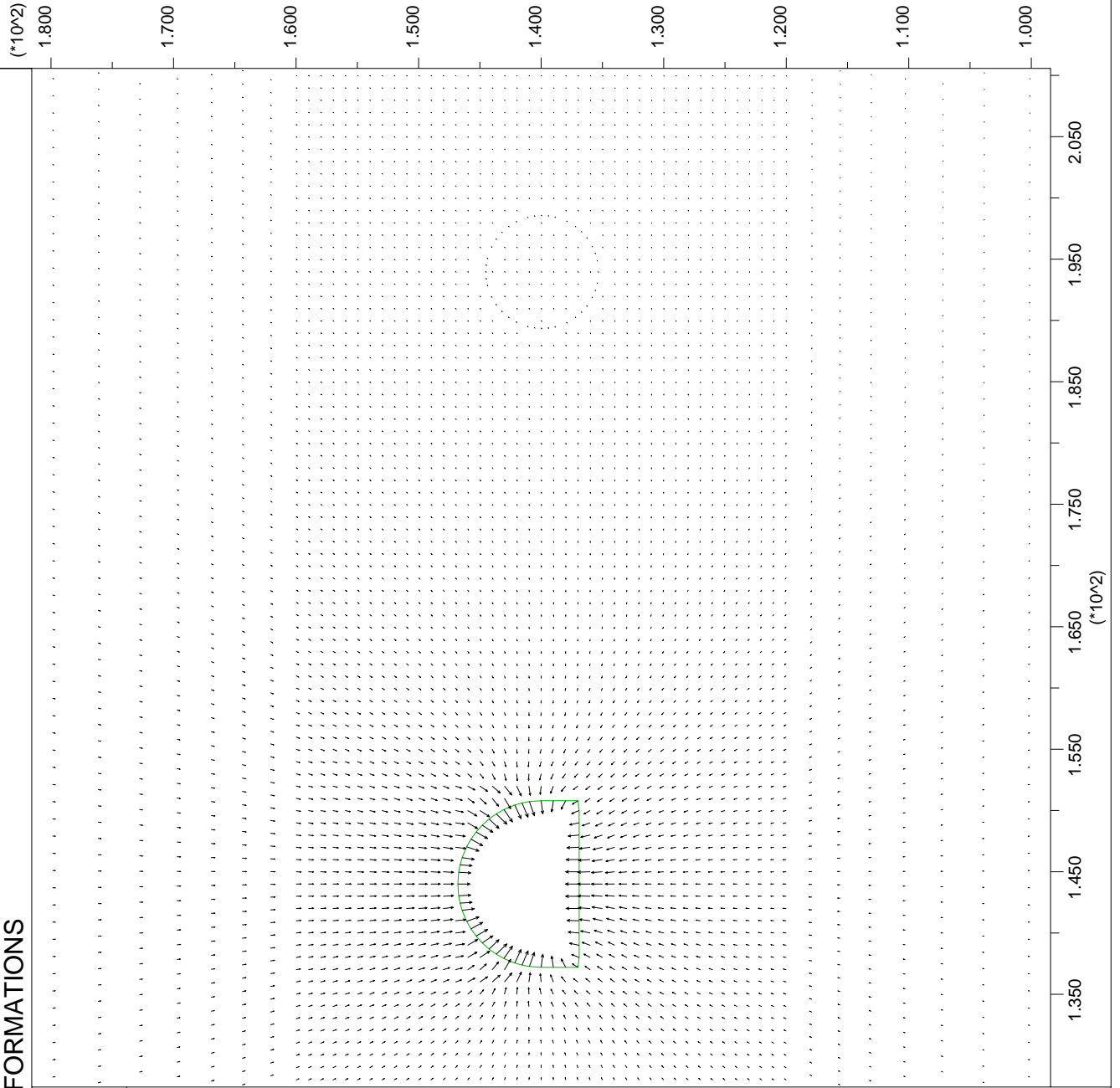
30-Aug-06 15:07
step 14843
1.274E+02 <x< 2.106E+02
9.843E+01 <y< 1.816E+02

Boundary plot



Displacement vectors

Scaled to Max = 3.000E-01
Max Vector = 4.982E-02



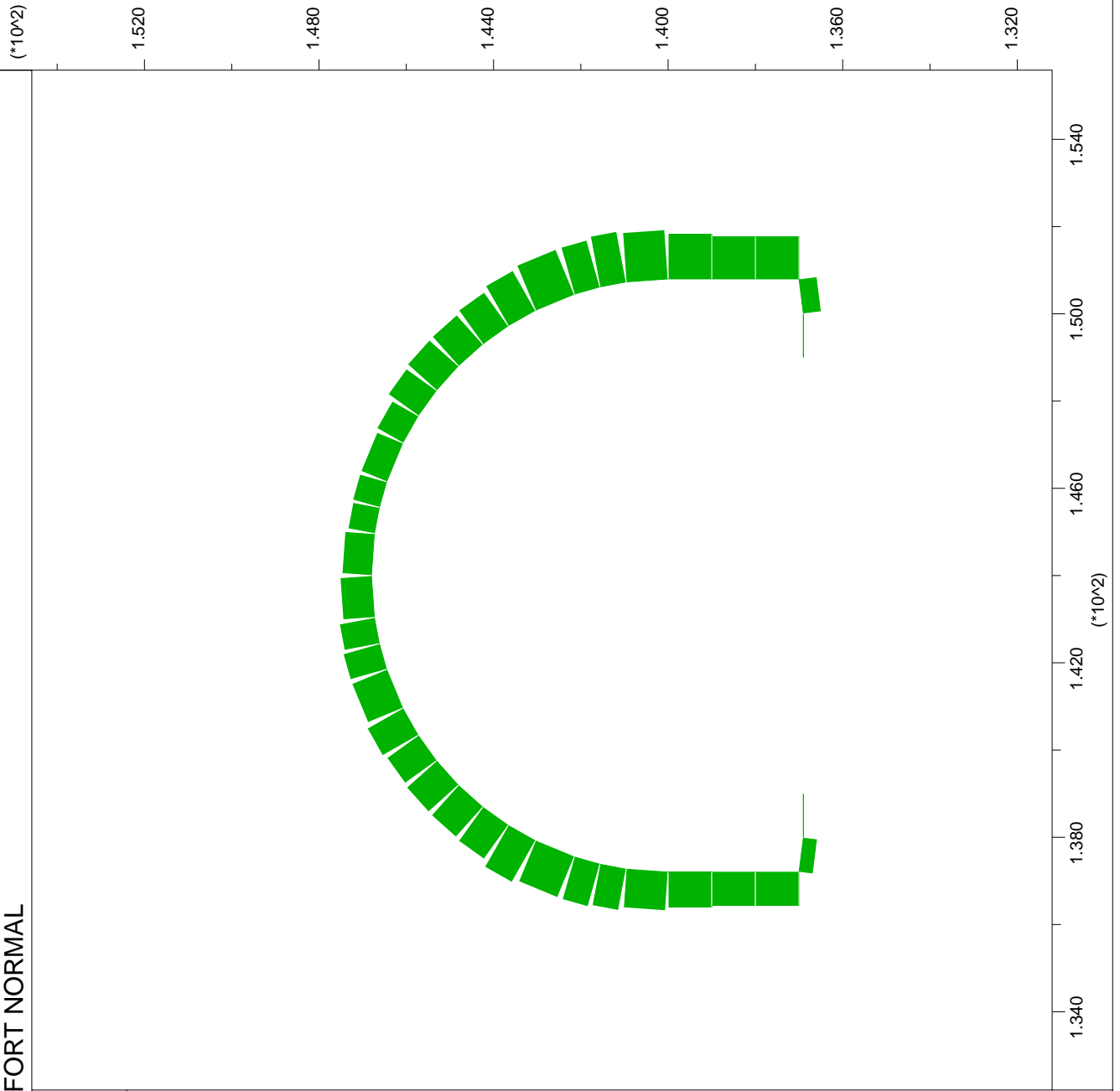
JOB TITLE : FORZA ASSIALE / EFFORT NORMAL

FLAC (Version 4.00)

LEGEND

30-Aug-06 16:19
step 37599
1.322E+02 <x< 1.556E+02
1.312E+02 <y< 1.546E+02

Beam Plot
■ Axial Force on
Structure Max. Value
1 (Beam) 1.900E+03



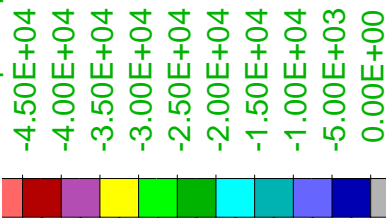
JOB TITLE : TENSIONI PRINCIPALI MINIME / CONTRAINTES PRINCIPALES MINIMALES

FLAC (Version 4.00)

LEGEND

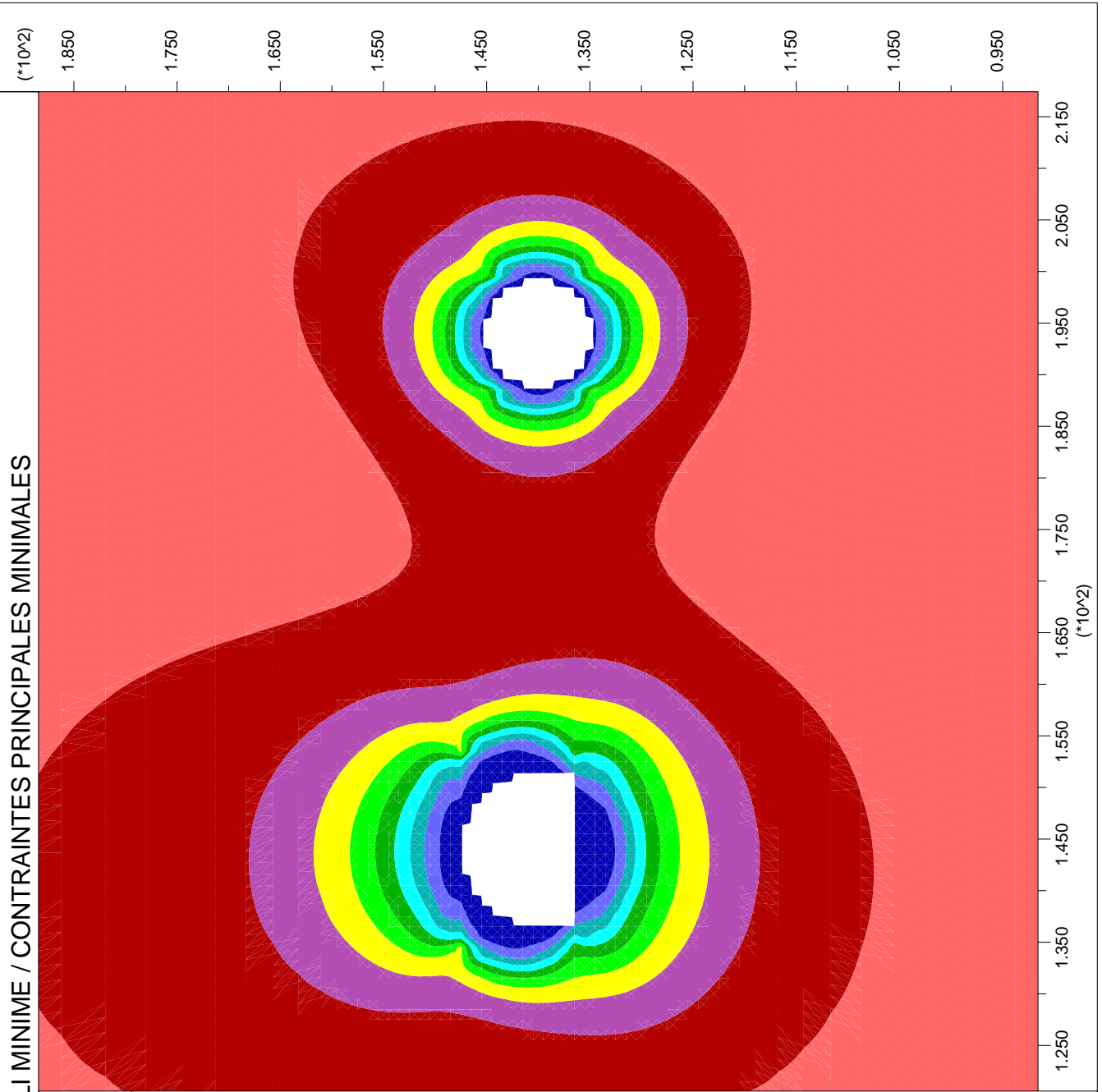
30-Aug-06 16:19
step 37599
1.206E+02 <x< 2.174E+02
9.158E+01 <y< 1.884E+02

Minimum principal stress



Contour interval= 5.00E+03

Itasca Consulting Group, Inc



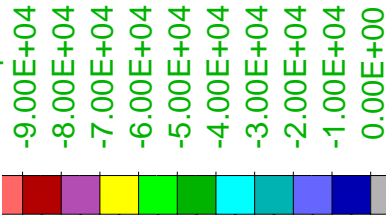
JOB TITLE : TENSIONI PRINCIPALI MASSIME / CONTRAINTES PRINCIPALES MAXIMALES

FLAC (Version 4.00)

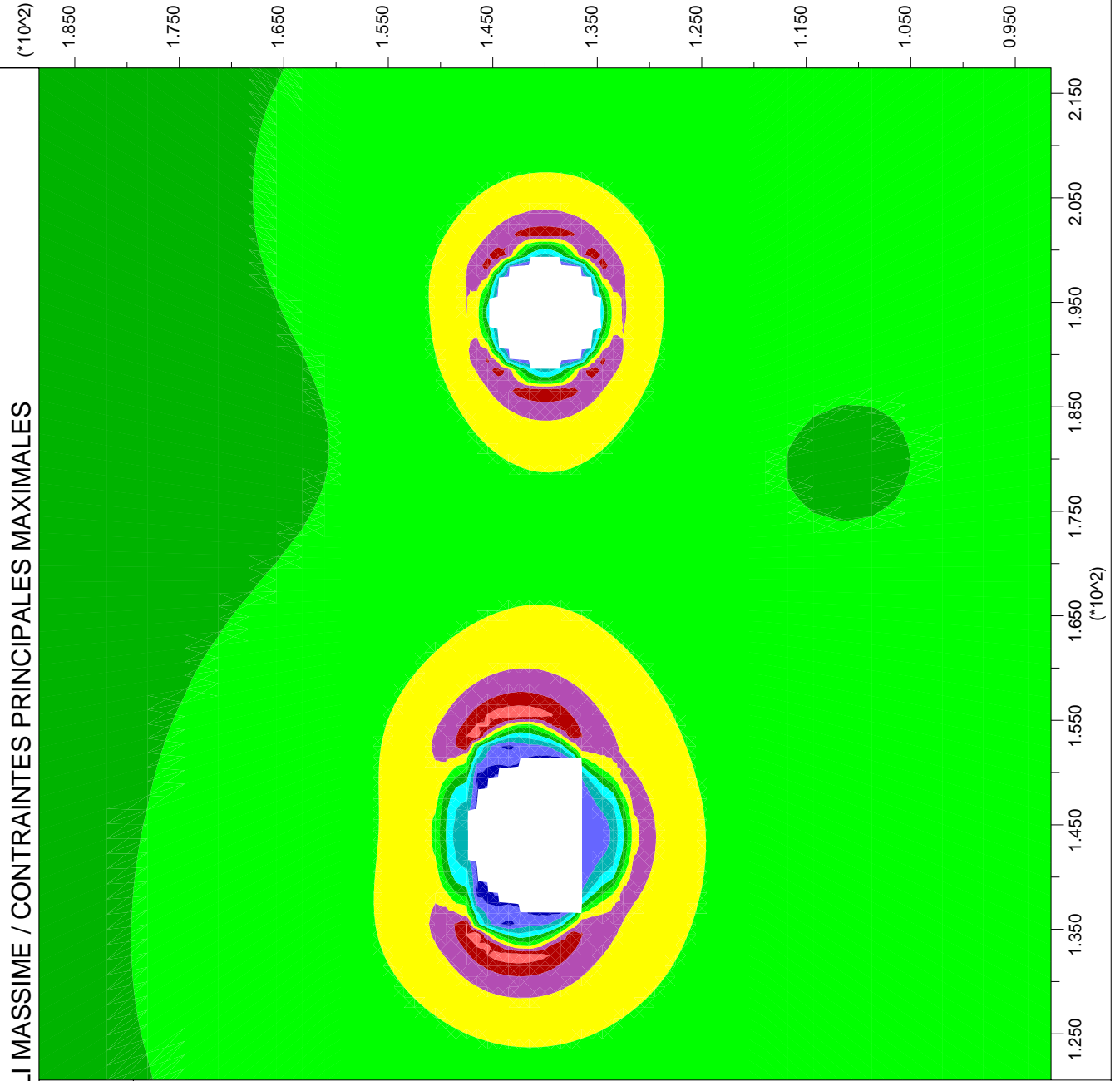
LEGEND

30-Aug-06 16:19
step 37599
1.206E+02 <x< 2.174E+02
9.158E+01 <y< 1.884E+02

Maximum principal stress



Contour interval= 1.00E+04



JOB TITLE : DEFORMAZIONI / DEFORMATIONS

FLAC (Version 4.00)

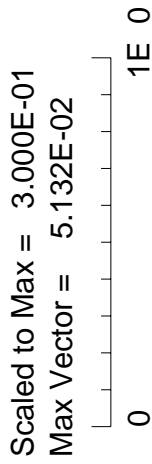
LEGEND

30-Aug-06 16:19
step 37599
1.274E+02 <x< 2.106E+02
9.843E+01 <y< 1.816E+02

Boundary plot



Displacement vectors



Scaled to Max = 3.000E-01

Max Vector = 5.132E-02

(*10^2)
1.800

1.700

1.600

1.500

1.400

1.300

1.200

1.100

1.000

1.350 1.450 1.550 1.650 1.750 1.850 1.950 2.050
(*10^2)

Itasca Consulting Group, Inc

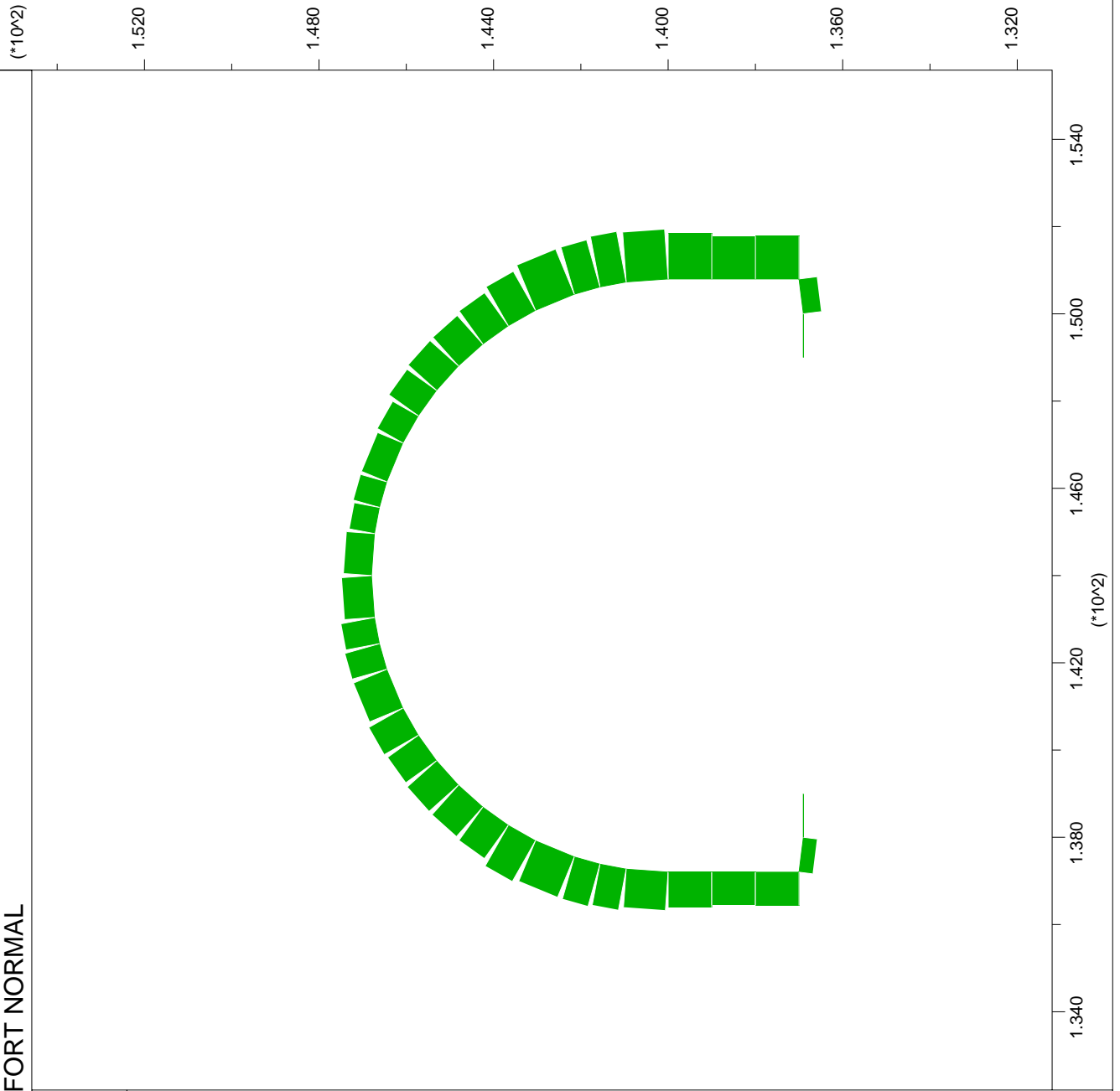
JOB TITLE : FORZA ASSIALE / EFFORT NORMAL

FLAC (Version 4.00)

LEGEND

30-Aug-06 15:43
step 38433
1.322E+02 <x< 1.556E+02
1.312E+02 <y< 1.546E+02

Beam Plot
■ Axial Force on
Structure Max. Value
1 (Beam) 2.070E+03



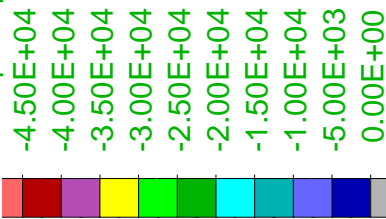
JOB TITLE : TENSIONI PRINCIPALI MINIME / CONTRAINTES PRINCIPALES MINIMALES

FLAC (Version 4.00)

LEGEND

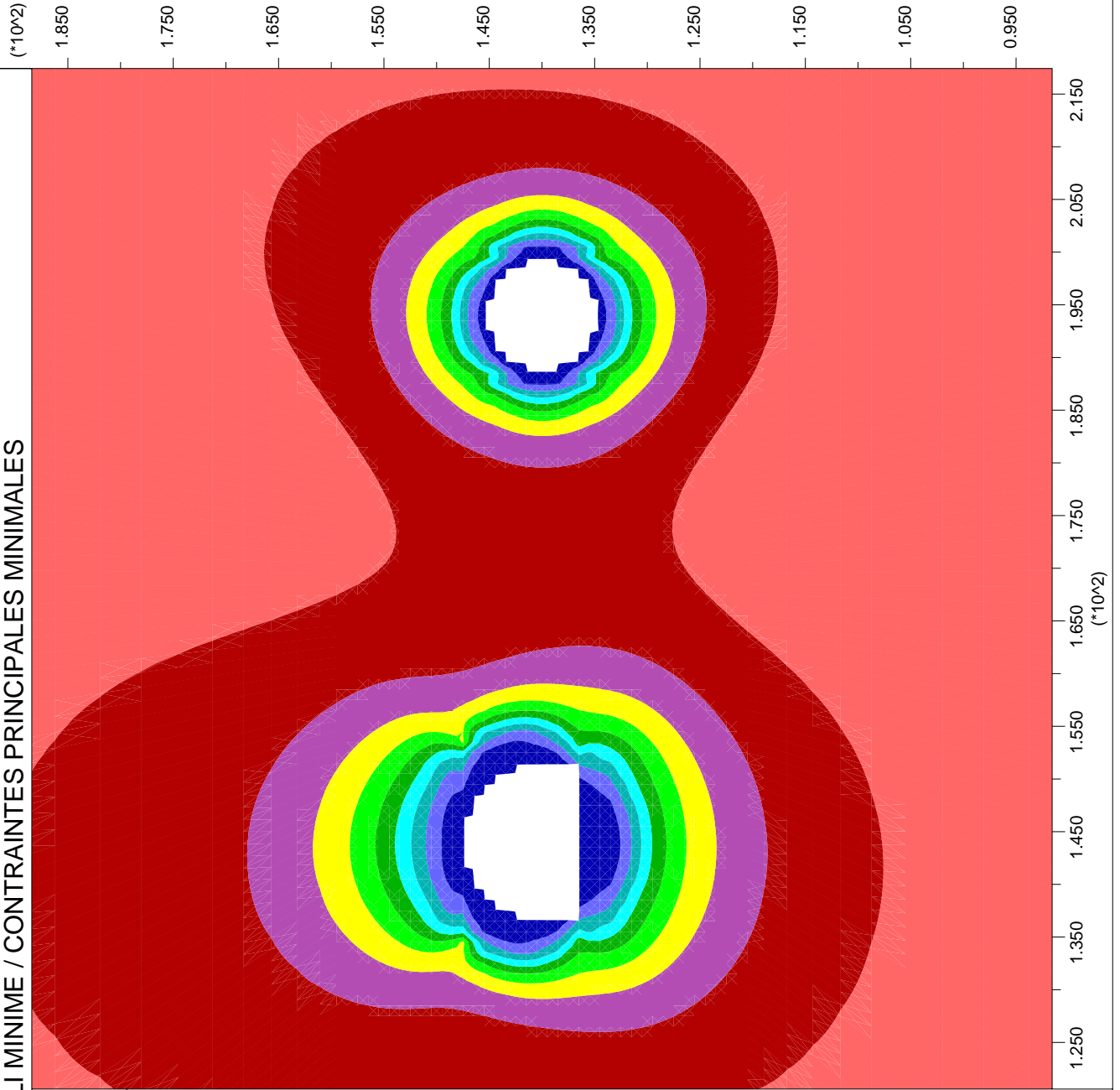
30-Aug-06 15:43
step 38433
1.206E+02 <x< 2.174E+02
9.158E+01 <y< 1.884E+02

Minimum principal stress



Contour interval= 5.00E+03

Itasca Consulting Group, Inc



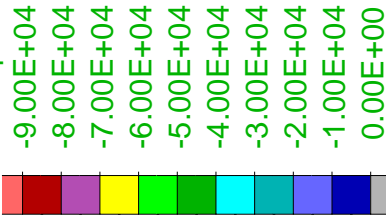
JOB TITLE : TENSIONI PRINCIPALI MASSIME / CONTRAINTES PRINCIPALES MAXIMALES

FLAC (Version 4.00)

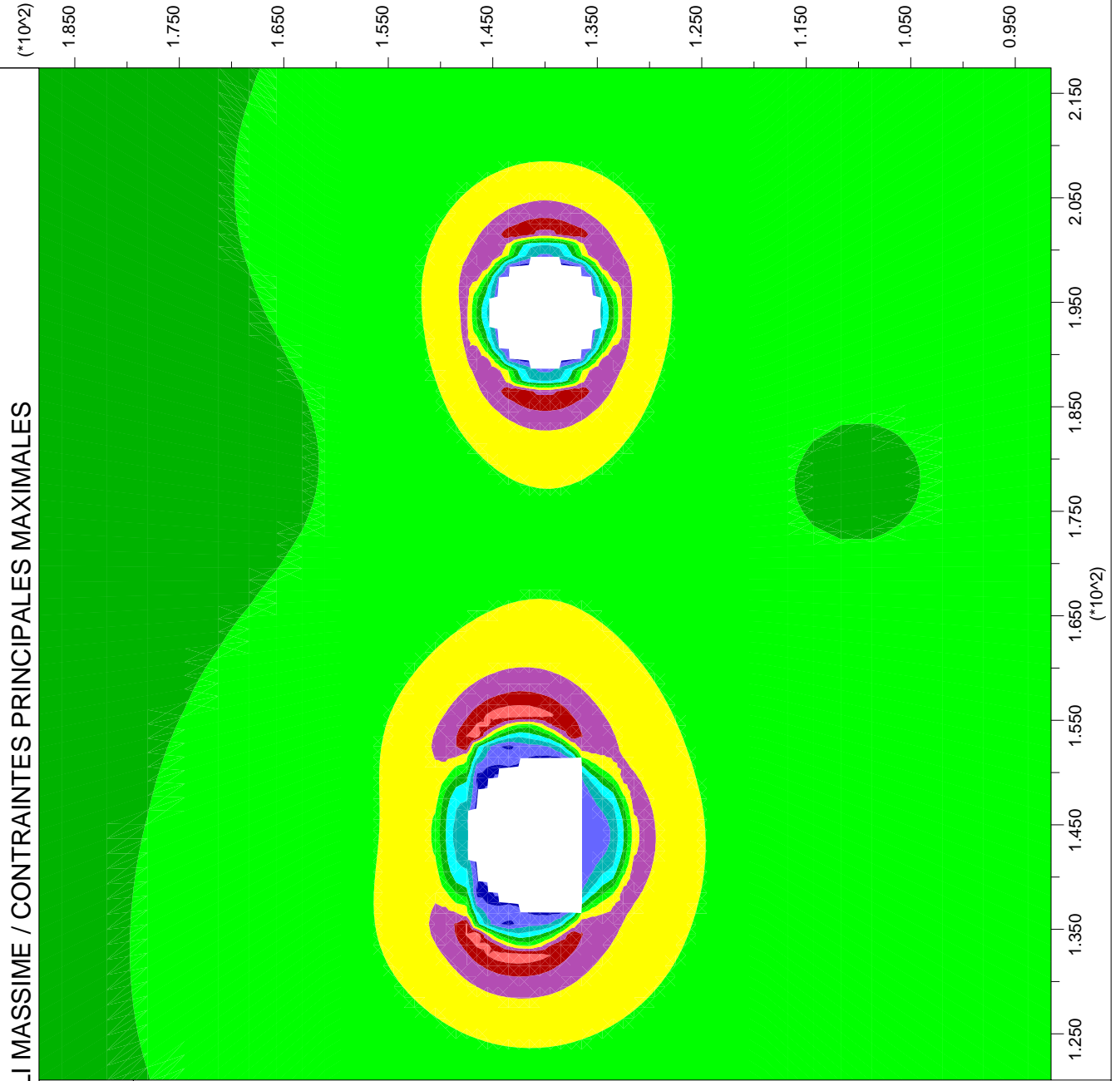
LEGEND

30-Aug-06 15:43
step 38433
1.206E+02 <x< 2.174E+02
9.158E+01 <y< 1.884E+02

Maximum principal stress



Contour interval= 1.00E+04



JOB TITLE : DEFORMAZIONI / DEFORMATIONS

FLAC (Version 4.00)

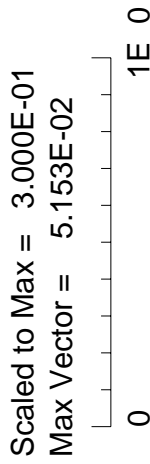
LEGEND

30-Aug-06 15:43
step 38433
1.274E+02 <x< 2.106E+02
9.843E+01 <y< 1.816E+02

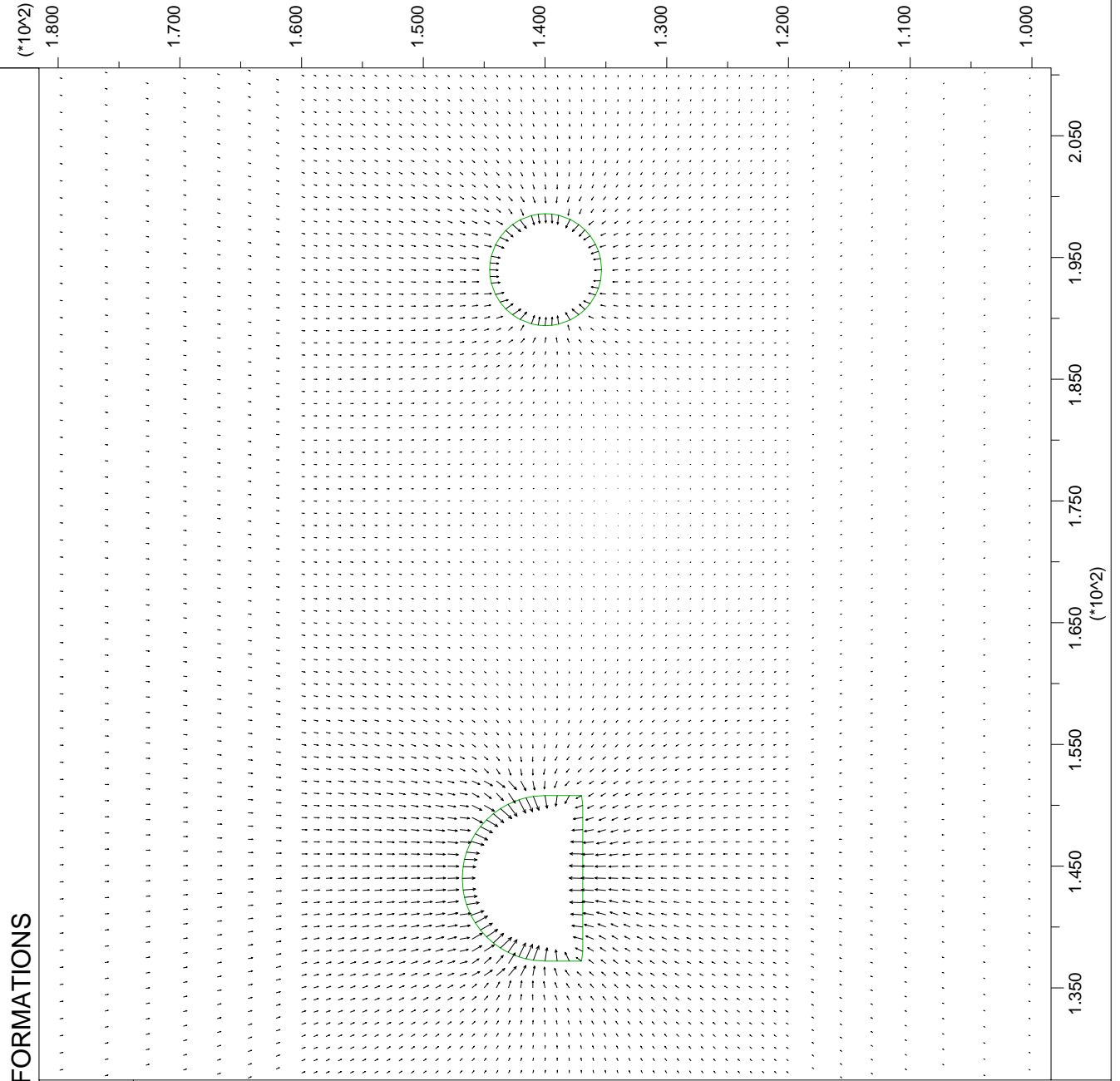
Boundary plot



Displacement vectors



Scaled to Max = 3.000E-01
Max Vector = 5.153E-02



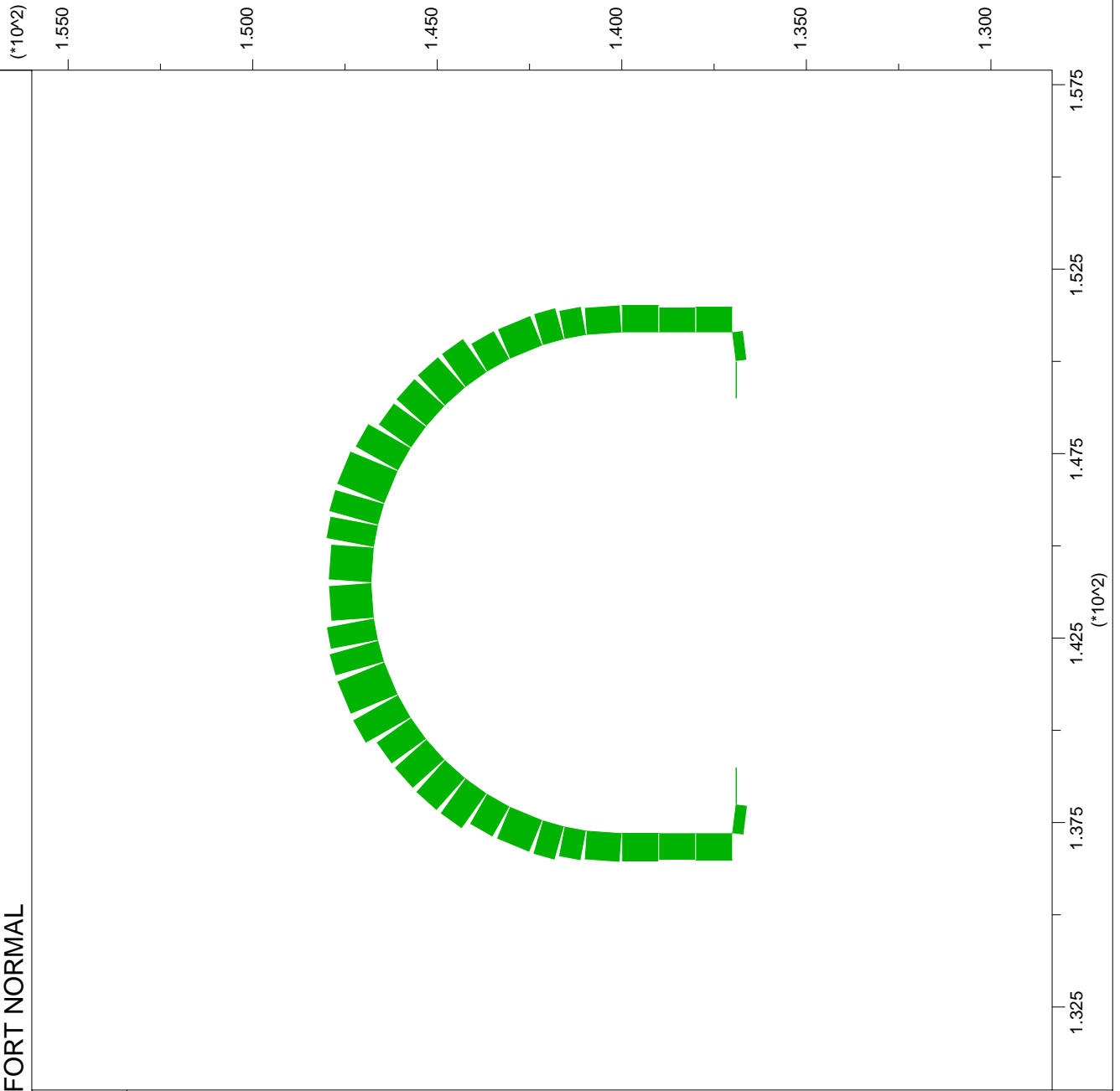
JOB TITLE : FORZA ASSIALE / EFFORT NORMAL

FLAC (Version 4.00)

LEGEND

30-Aug-06 17:33
step 12796
1.302E+02 <x< 1.579E+02
1.283E+02 <y< 1.560E+02

Beam Plot
■ Axial Force on
Structure Max. Value
1 (Beam) 1.018E+03



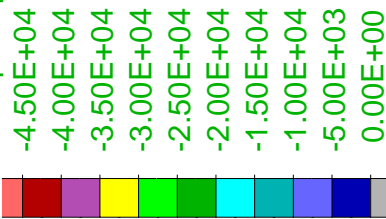
JOB TITLE : TENSIONI PRINCIPALI MINIME / CONTRAINTES PRINCIPALES MINIMALES

FLAC (Version 4.00)

LEGEND

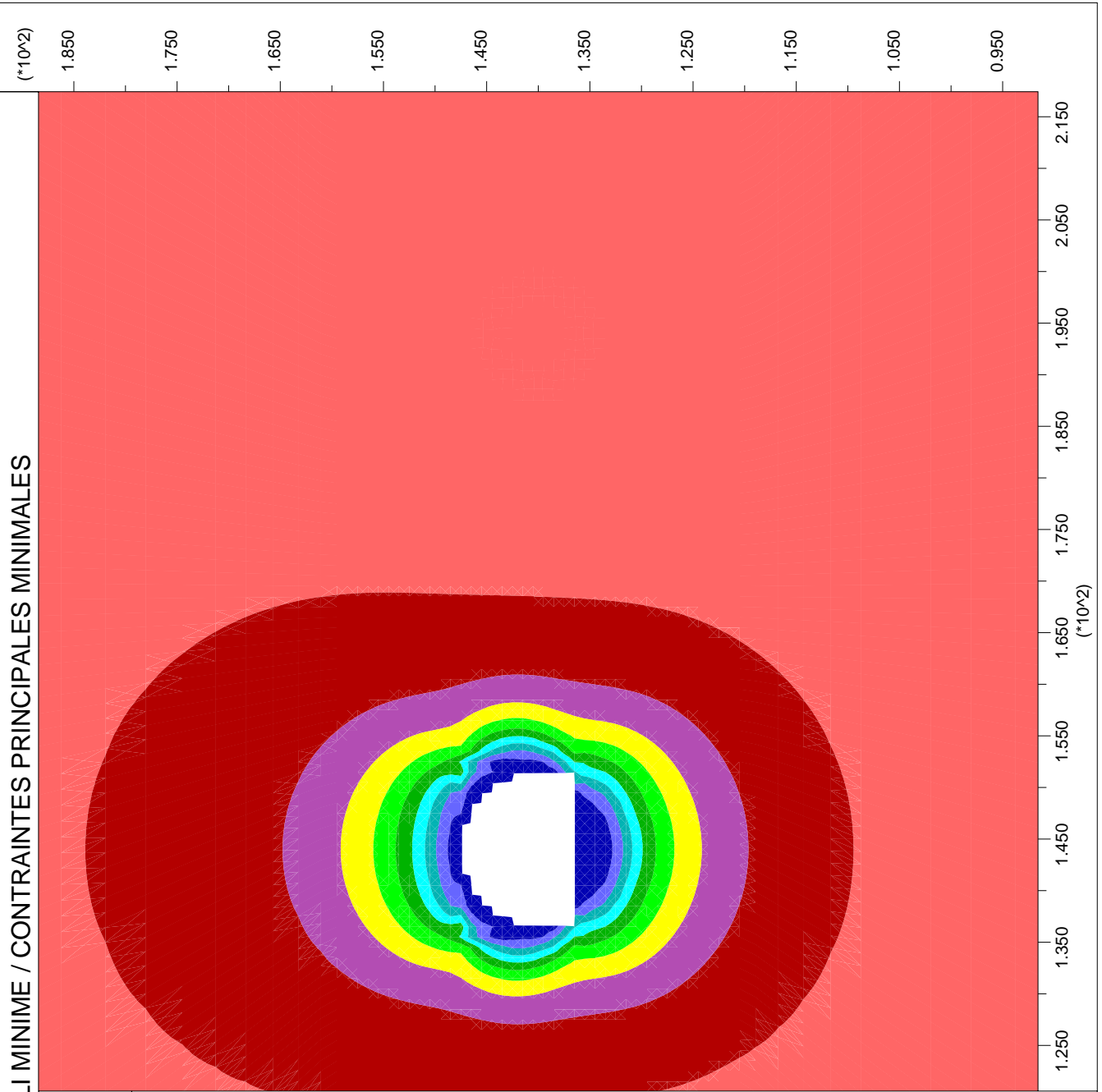
30-Aug-06 17:33
step 12796
1.206E+02 <x< 2.174E+02
9.158E+01 <y< 1.884E+02

Minimum principal stress



Contour interval= 5.00E+03

Itasca Consulting Group, Inc



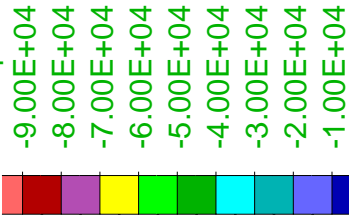
JOB TITLE : TENSIONI PRINCIPALI MASSIME / CONTRAINTES PRINCIPALES MAXIMALES

FLAC (Version 4.00)

LEGEND

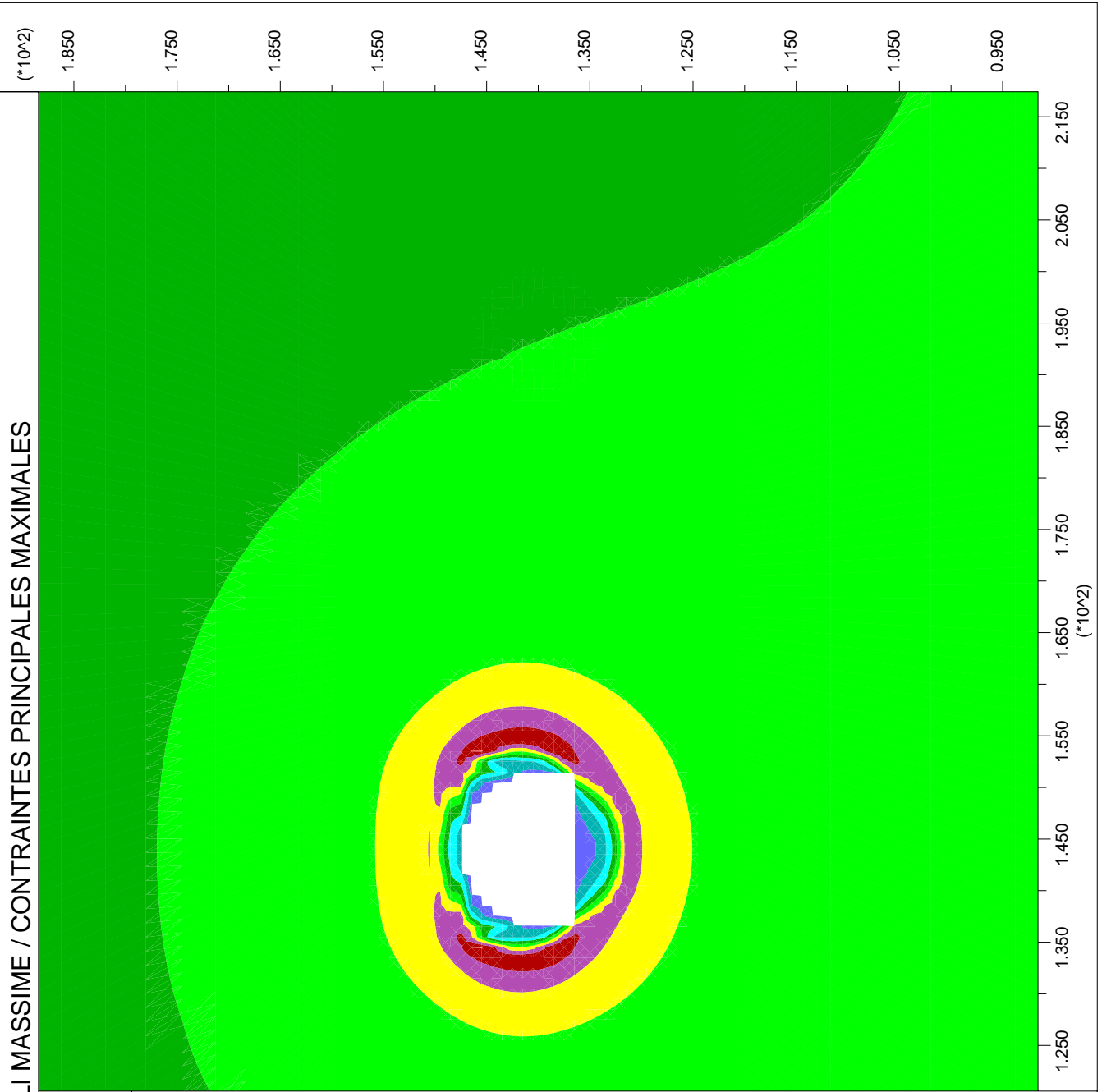
30-Aug-06 17:33
step 12796
1.206E+02 <x< 2.174E+02
9.158E+01 <y< 1.884E+02

Maximum principal stress



Contour interval= 1.00E+04

Itasca Consulting Group, Inc



JOB TITLE : DEFORMAZIONI / DEFORMATIONS

FLAC (Version 4.00)

LEGEND

30-Aug-06 17:33
step 12796
1.274E+02 <x< 2.106E+02
9.843E+01 <y< 1.816E+02

Boundary plot



Displacement vectors

Scaled to Max = 3.000E-01
Max Vector = 3.228E-02



(*10^2)
1.800

1.700

1.600

1.500

1.400

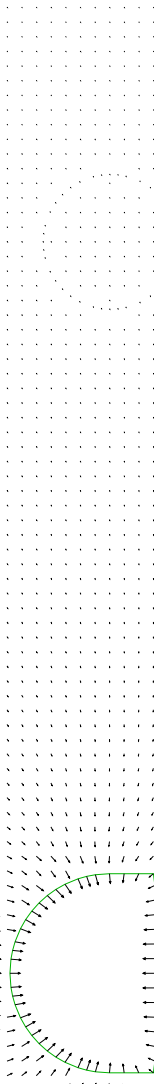
1.300

1.200

1.100

1.000

1.350 1.450 1.550 1.650 1.750 1.850 1.950 2.050
(*10^2)



Itasca Consulting Group, Inc

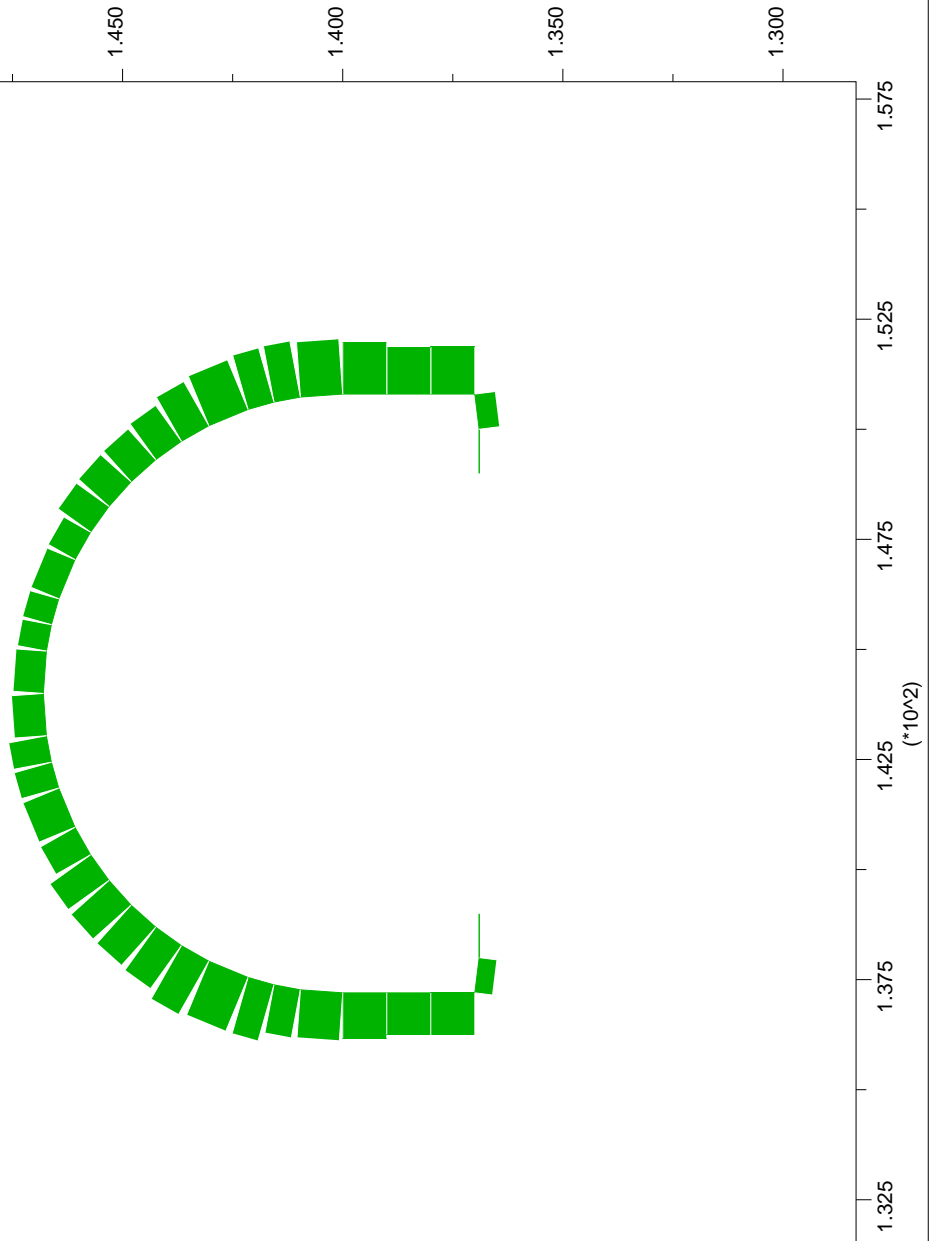
JOB TITLE : FORZA ASSIALE / EFFORT NORMAL

FLAC (Version 4.00)

LEGEND

31-Aug-06 8:32
step 35243
1.302E+02 <x< 1.579E+02
1.283E+02 <y< 1.560E+02

Beam Plot
■ Axial Force on
Structure Max. Value
1 (Beam) 1.382E+03



Itasca Consulting Group, Inc

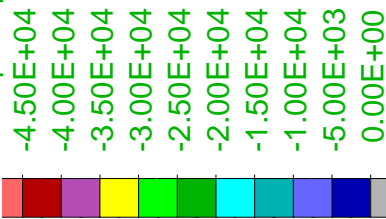
JOB TITLE : TENSIONI PRINCIPALI MINIME / CONTRAINTES PRINCIPALES MINIMALES

FLAC (Version 4.00)

LEGEND

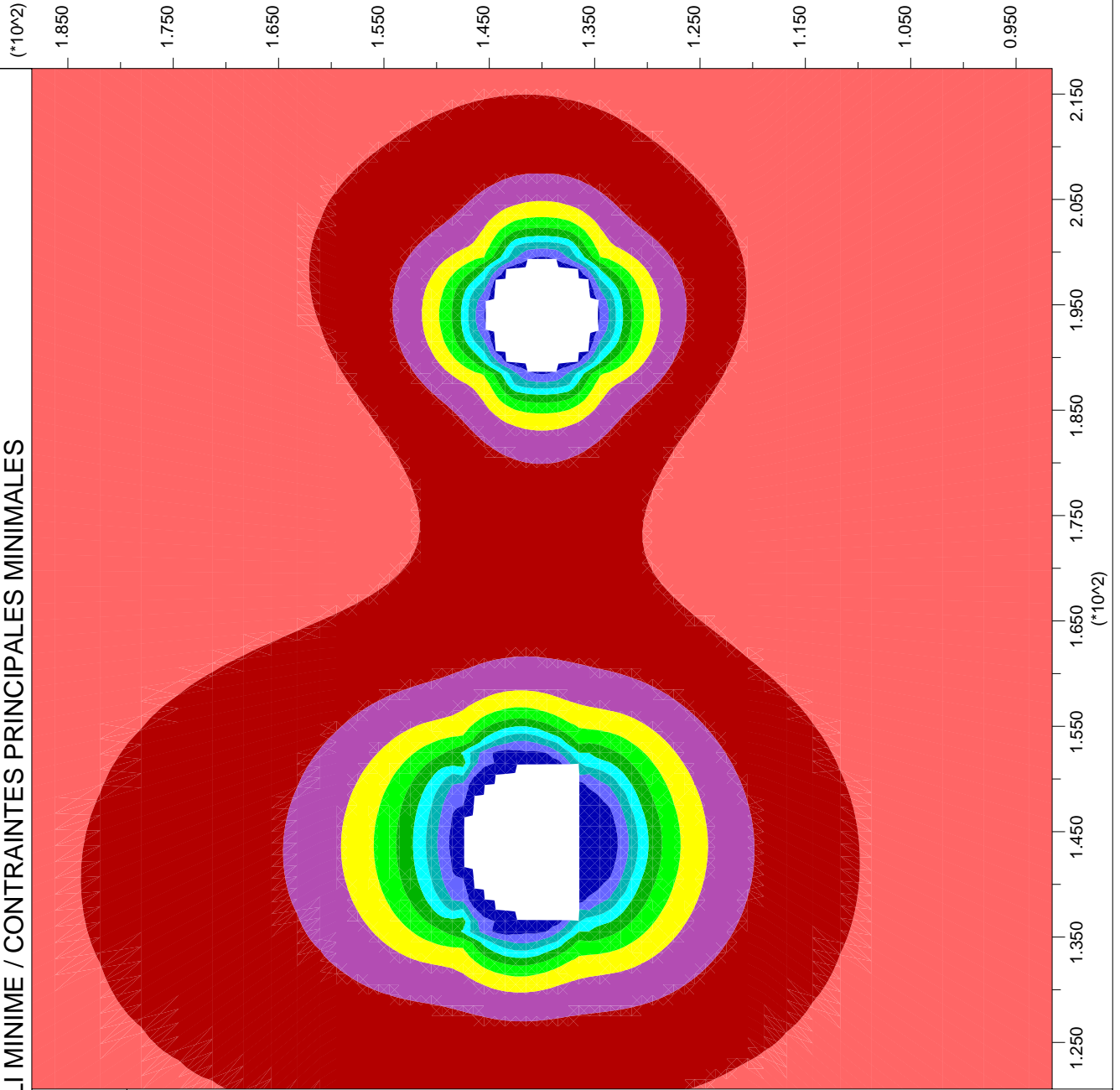
31-Aug-06 8:32
step 35243
1.206E+02 <x< 2.174E+02
9.158E+01 <y< 1.884E+02

Minimum principal stress



Contour interval= 5.00E+03

Itasca Consulting Group, Inc



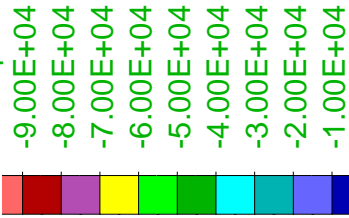
JOB TITLE : TENSIONI PRINCIPALI MASSIME / CONTRAINTES PRINCIPALES MAXIMALES

FLAC (Version 4.00)

LEGEND

31-Aug-06 8:32
step 35243
1.206E+02 <x< 2.174E+02
9.158E+01 <y< 1.884E+02

Maximum principal stress



Contour interval= 1.00E+04

Itasca Consulting Group, Inc



JOB TITLE : DEFORMAZIONI / DEFORMATIONS

FLAC (Version 4.00)

LEGEND

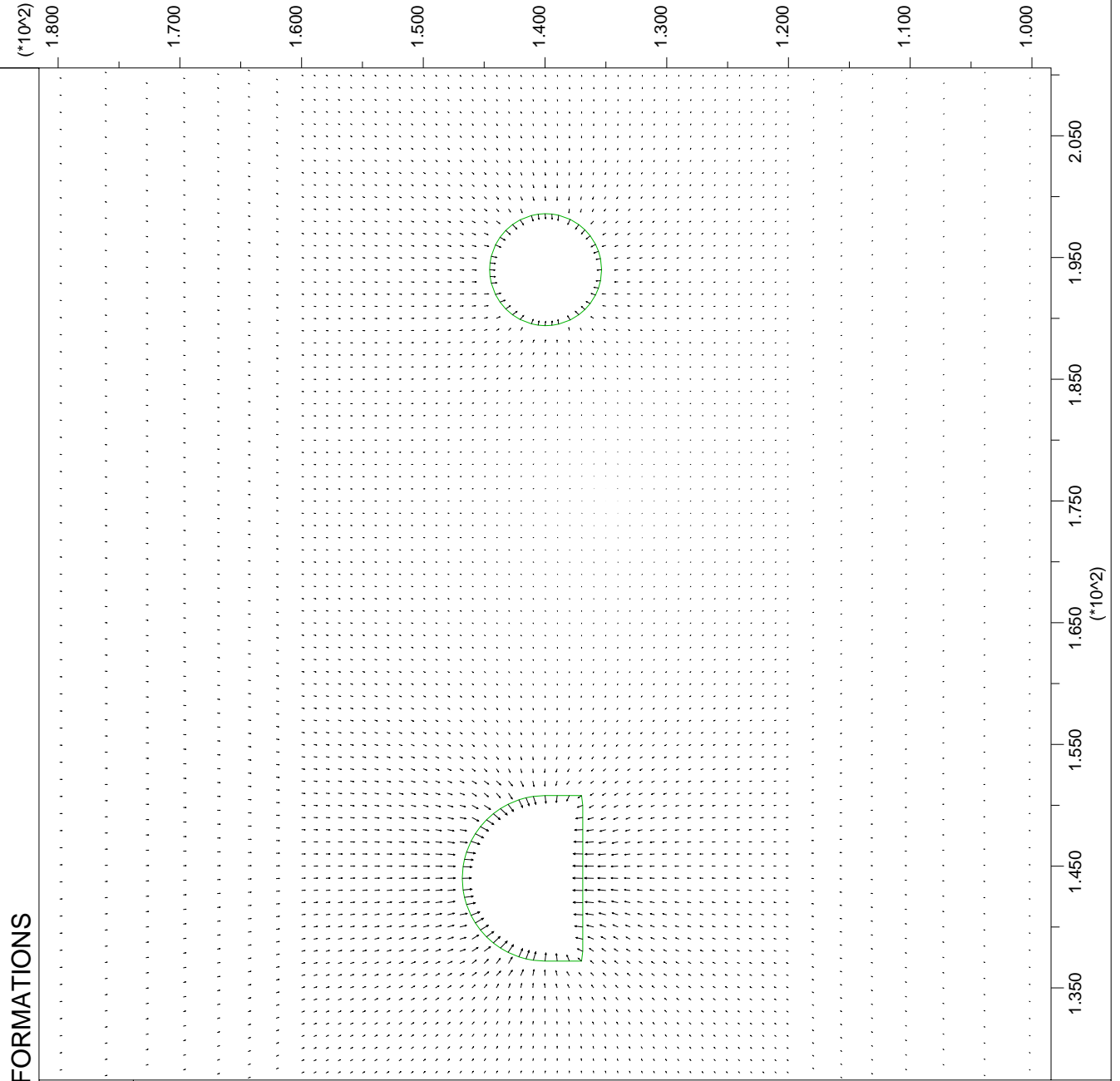
31-Aug-06 8:32
step 35243
1.274E+02 <x< 2.106E+02
9.843E+01 <y< 1.816E+02

Boundary plot



Displacement vectors

Scaled to Max = 3.000E-01
Max Vector = 3.223E-02



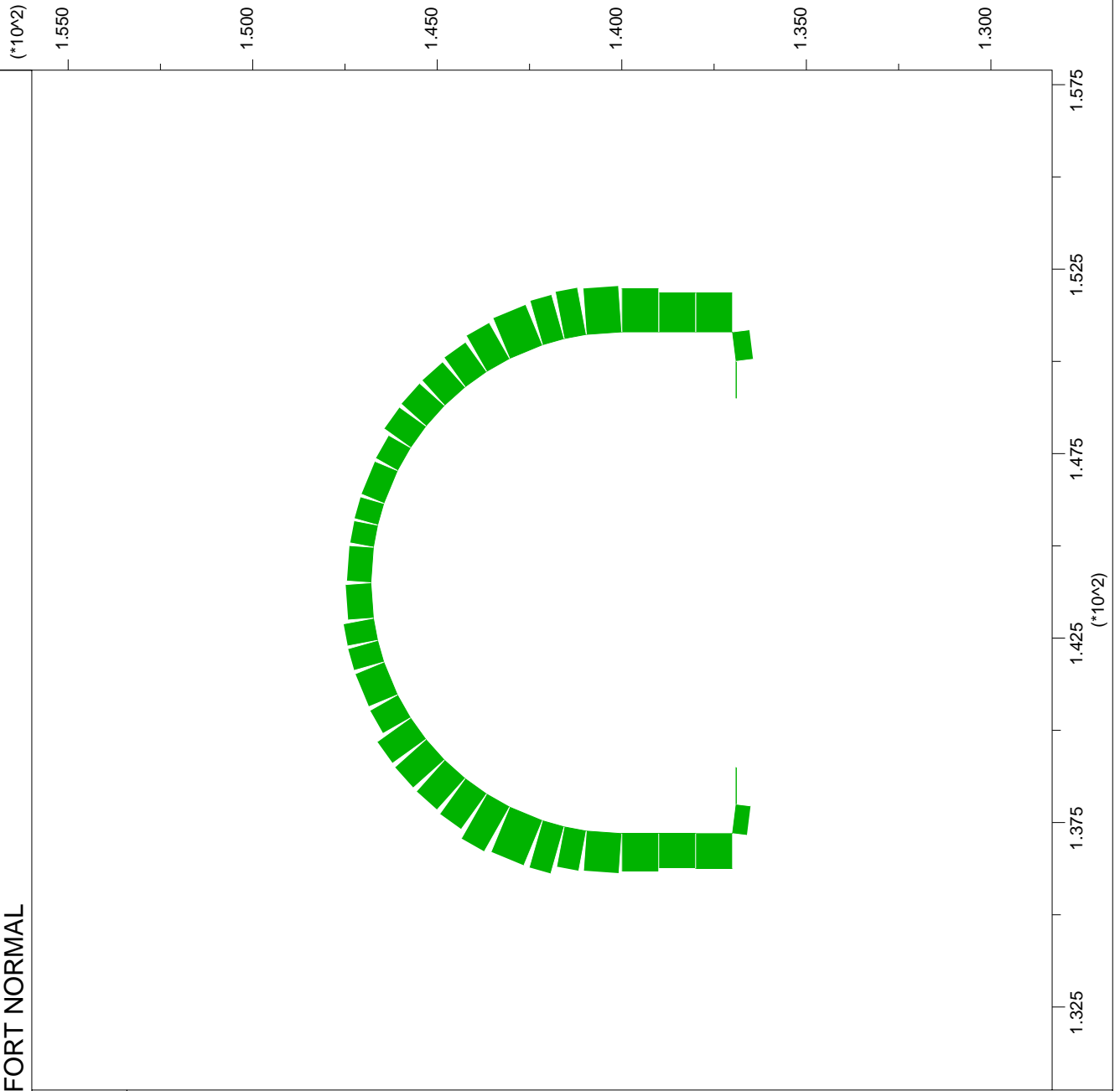
JOB TITLE : FORZA ASSIALE / EFFORT NORMAL

FLAC (Version 4.00)

LEGEND

30-Aug-06 18:08
step 36579
1.302E+02 <x< 1.579E+02
1.283E+02 <y< 1.560E+02

Beam Plot
■ Axial Force on
Structure Max. Value
1 (Beam) 1.455E+03



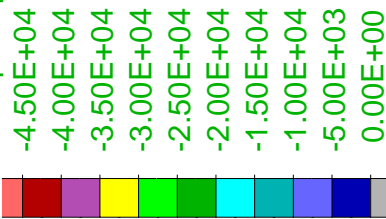
JOB TITLE : TENSIONI PRINCIPALI MINIME / CONTRAINTES PRINCIPALES MINIMALES

FLAC (Version 4.00)

LEGEND

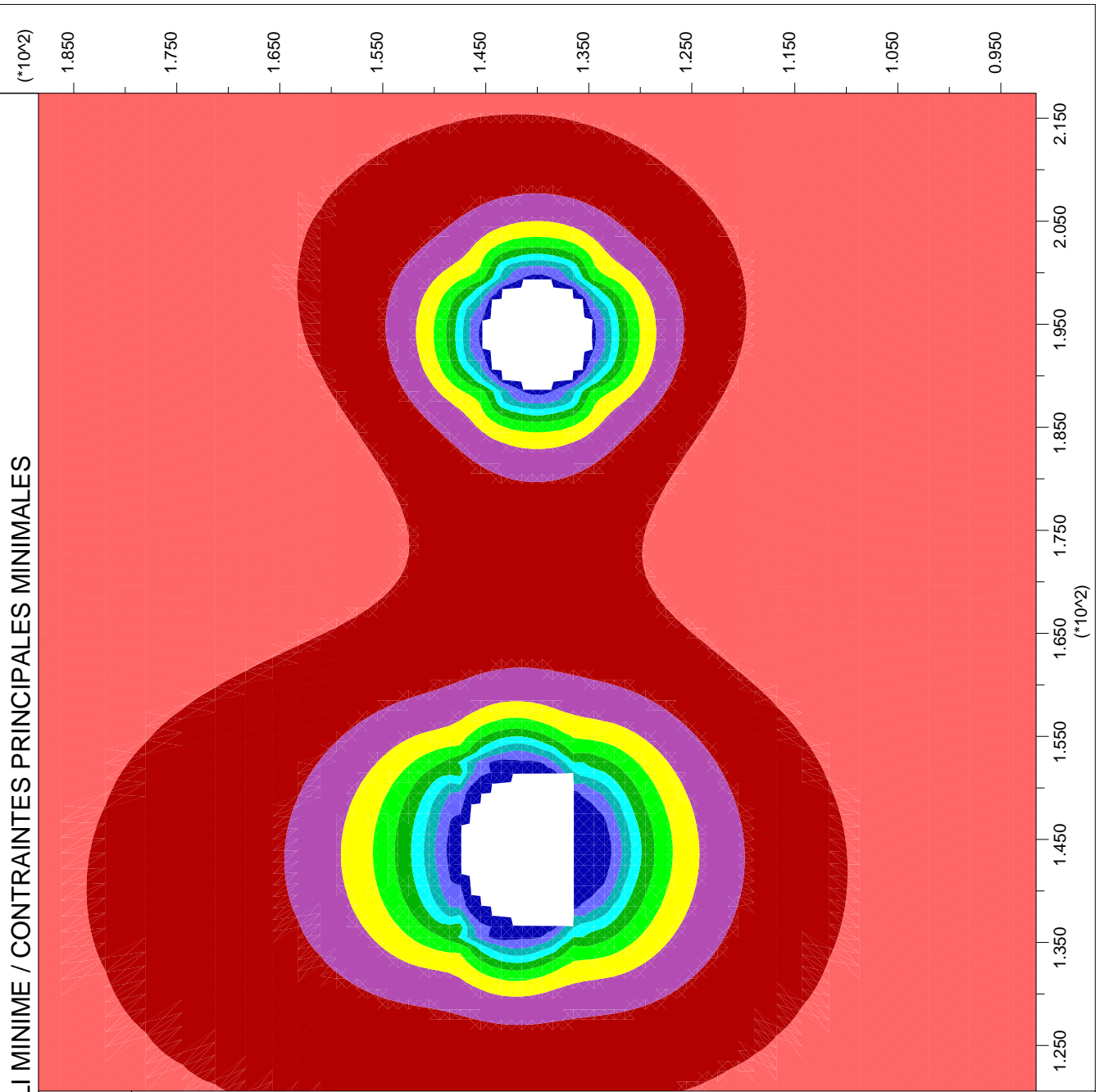
30-Aug-06 18:08
step 36579
1.206E+02 <x< 2.174E+02
9.158E+01 <y< 1.884E+02

Minimum principal stress



Contour interval= 5.00E+03

Itasca Consulting Group, Inc



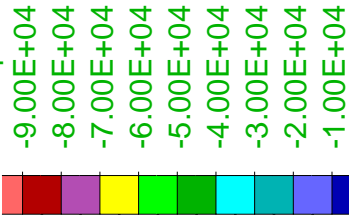
JOB TITLE : TENSIONI PRINCIPALI MASSIME / CONTRAINTES PRINCIPALES MAXIMALES

FLAC (Version 4.00)

LEGEND

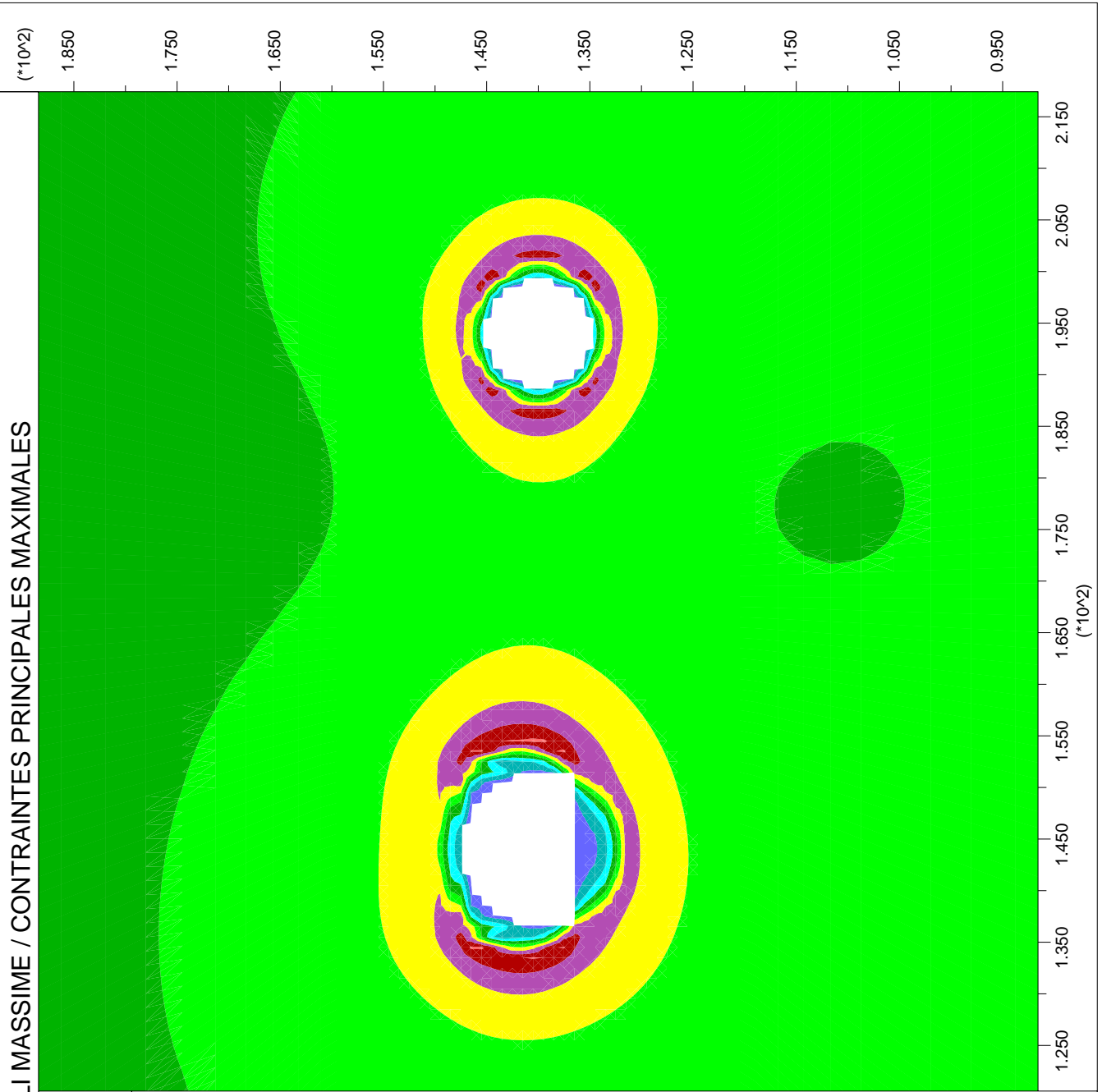
30-Aug-06 18:08
step 36579
1.206E+02 <x< 2.174E+02
9.158E+01 <y< 1.884E+02

Maximum principal stress



Contour interval= 1.00E+04

Itasca Consulting Group, Inc



JOB TITLE : DEFORMAZIONI / DEFORMATIONS

FLAC (Version 4.00)

LEGEND

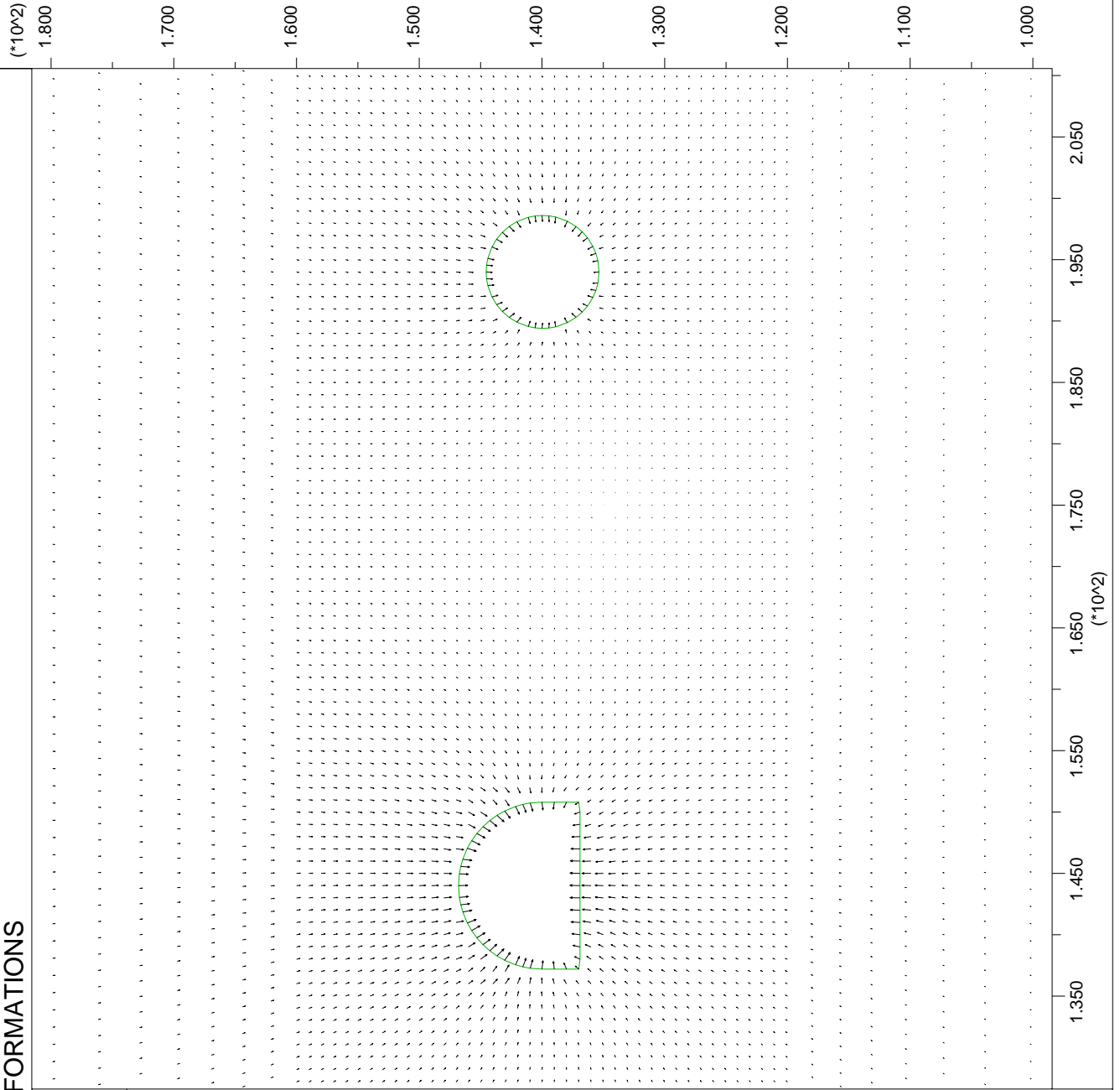
30-Aug-06 18:08
step 36579
1.274E+02 <x< 2.106E+02
9.843E+01 <y< 1.816E+02

Boundary plot



Displacement vectors

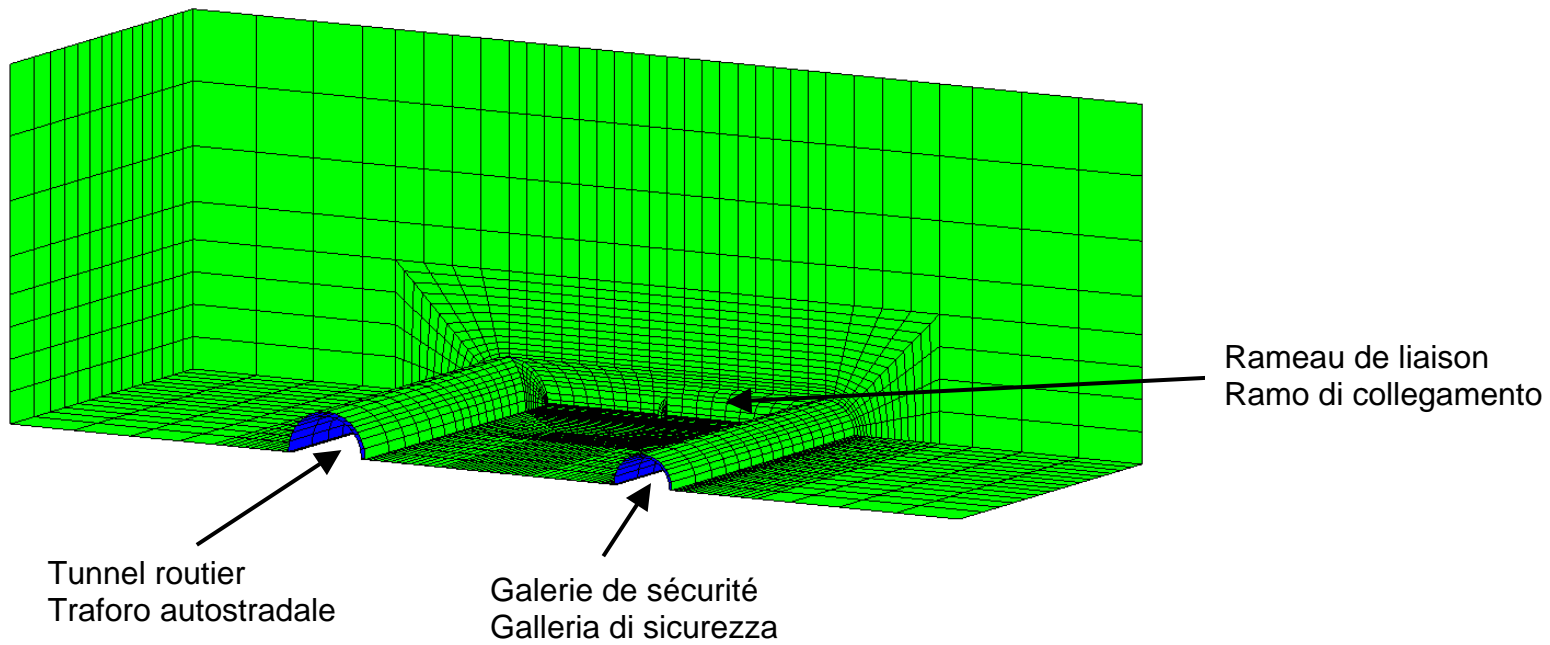
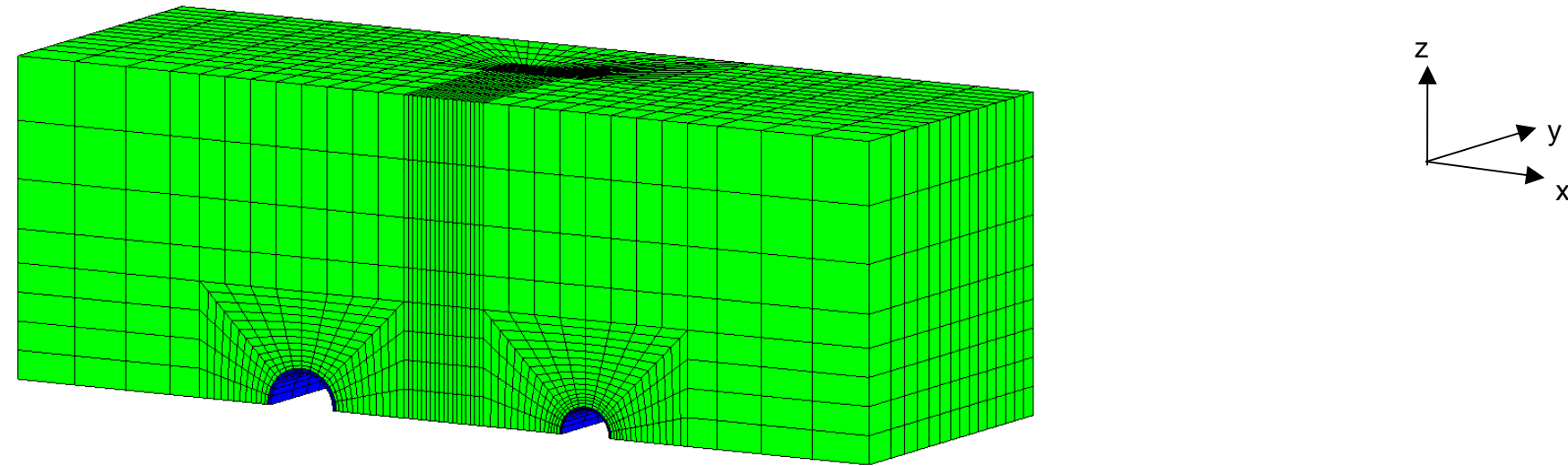
Scaled to Max = 3.000E-01
Max Vector = 3.222E-02

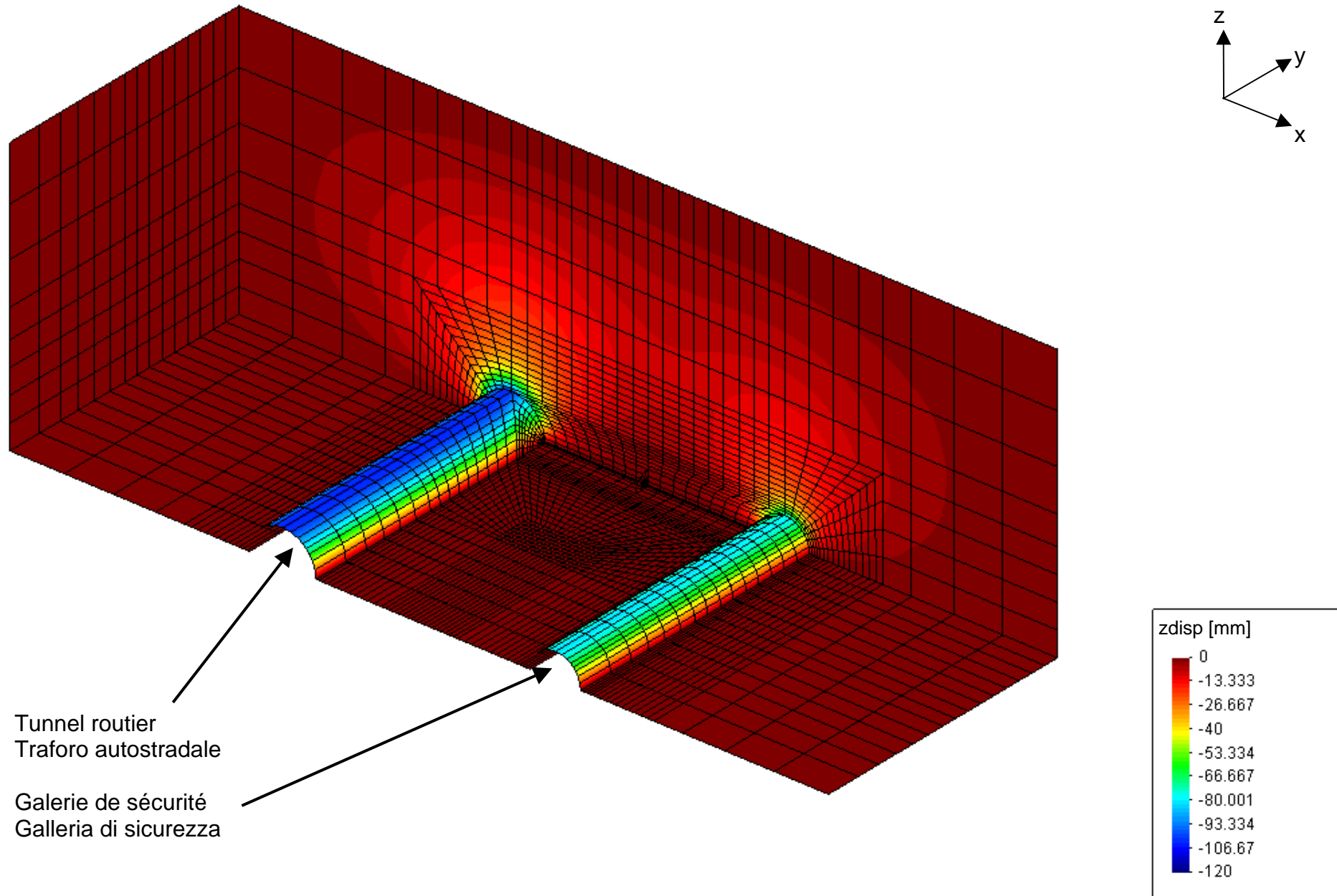


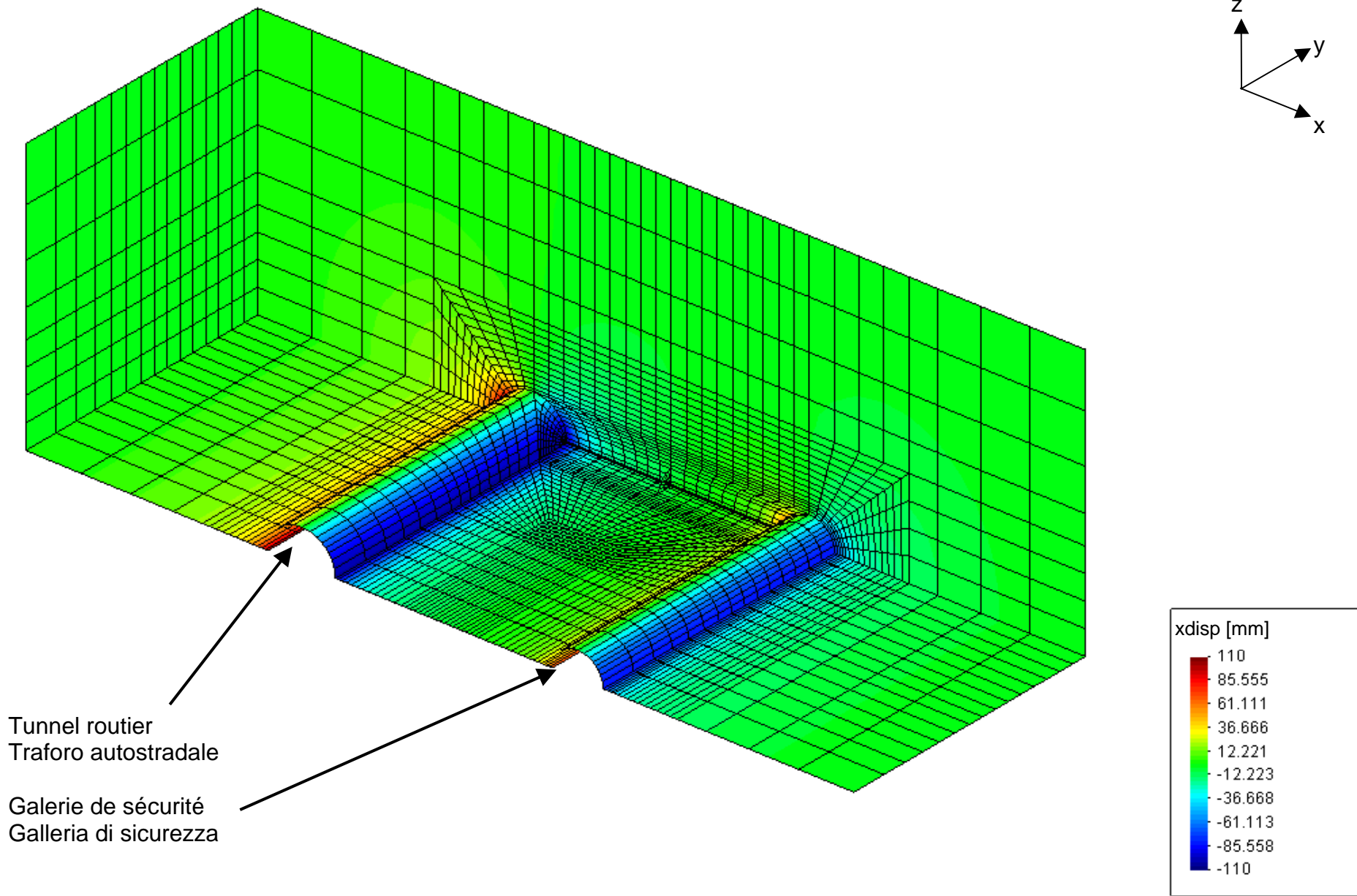
Allegato 4

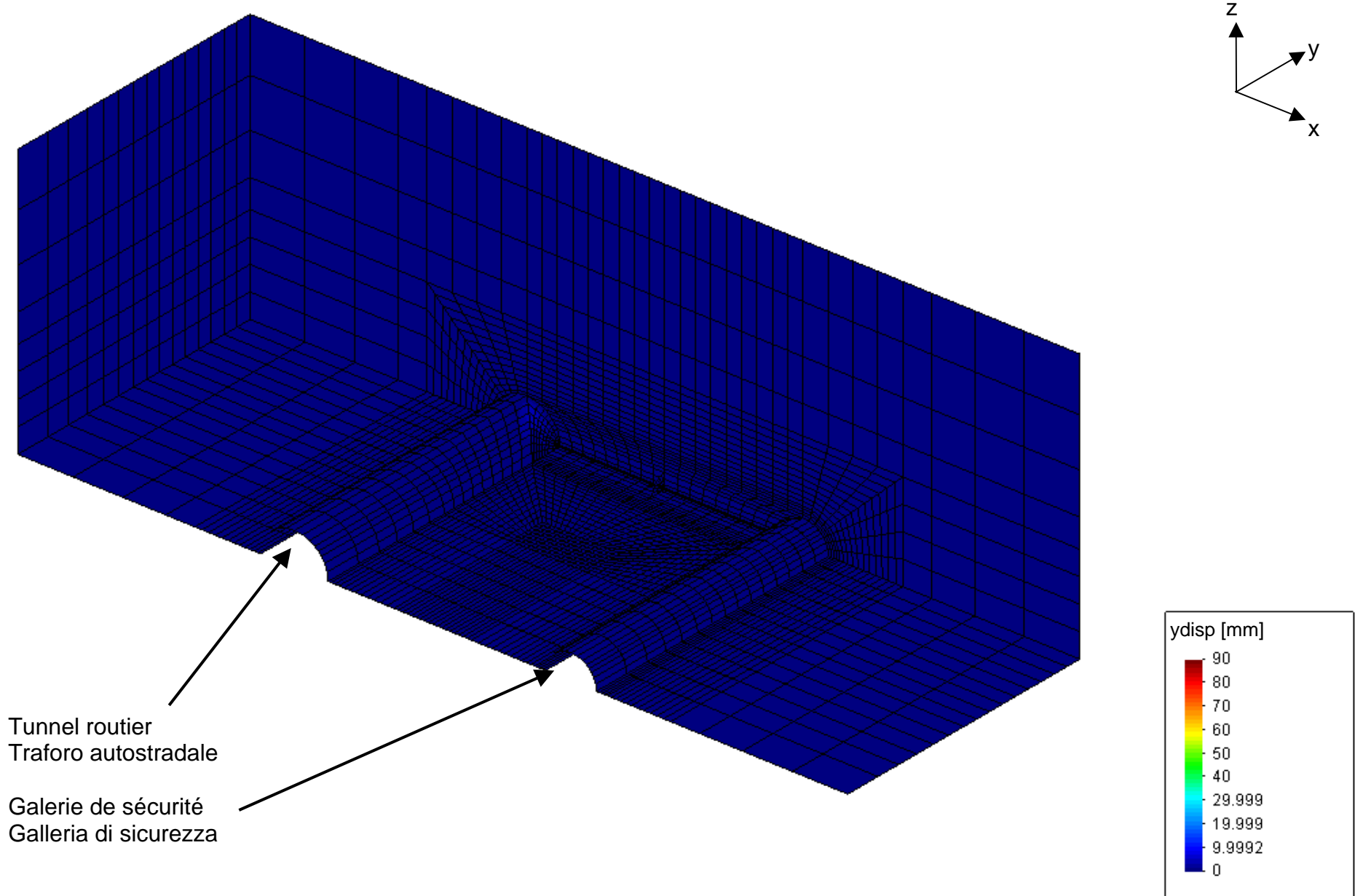
Annexe 4

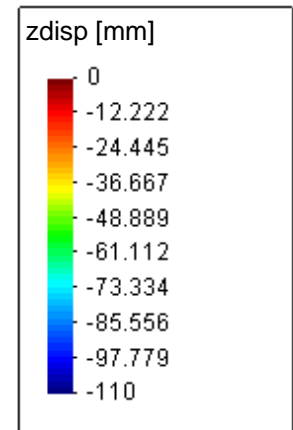
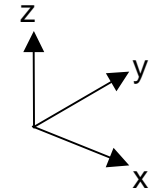
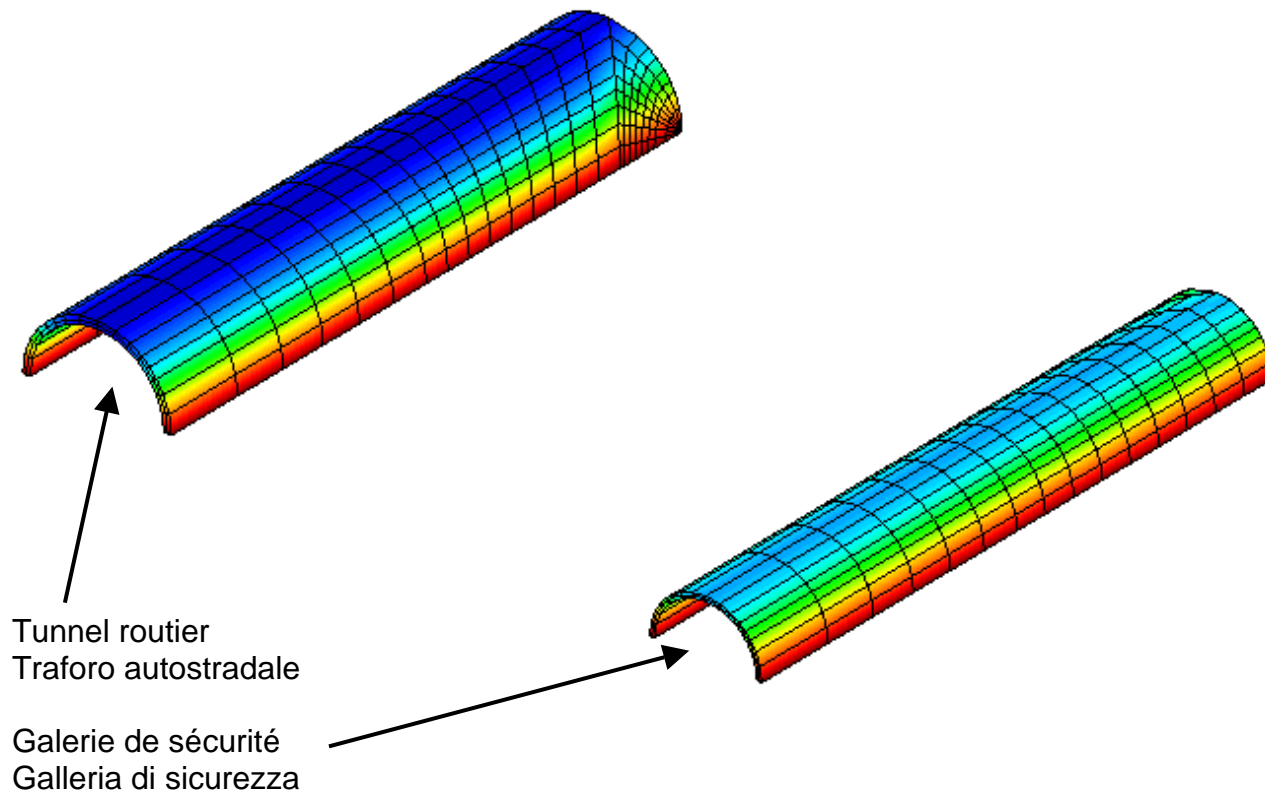
Analisi alle differenze finite interazione Tunnel-Galleria
Analyse aux différences finies sur l'interaction Tunnel Galerie

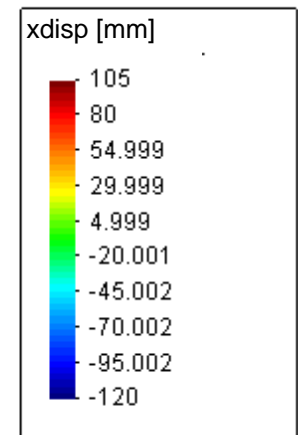
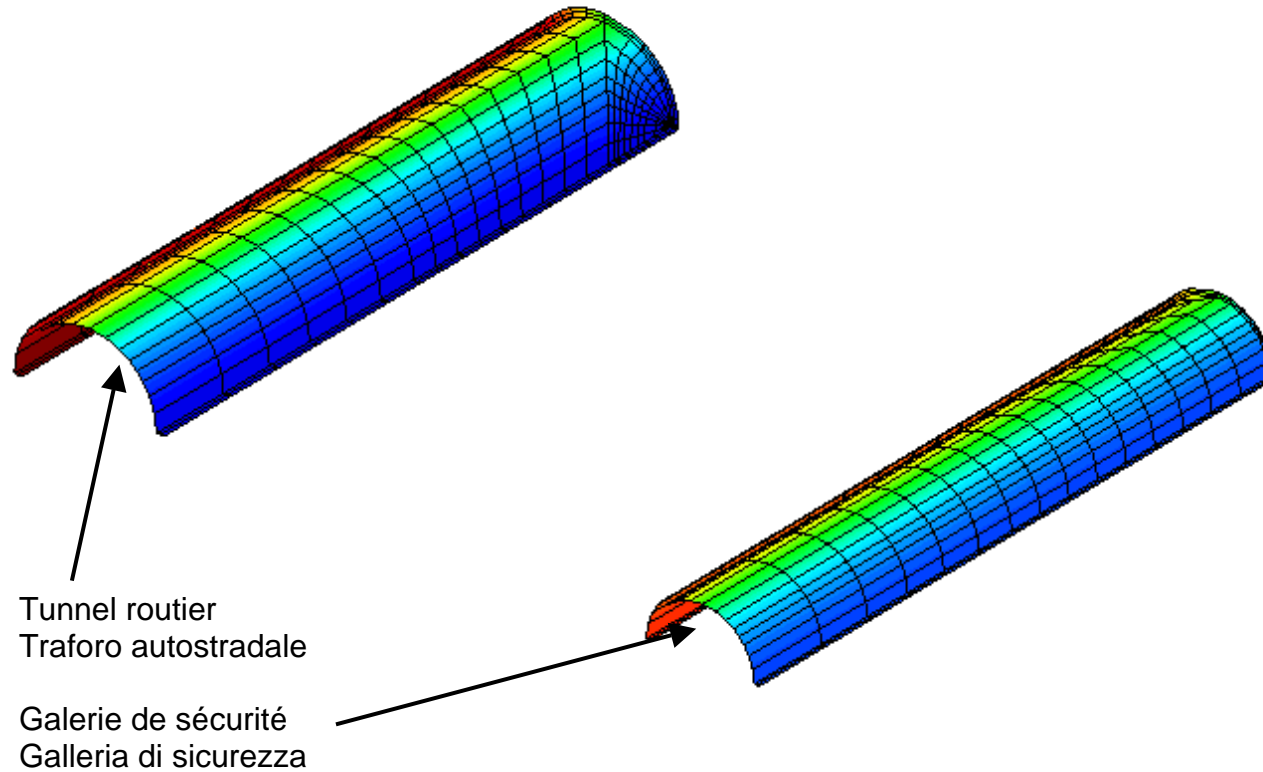


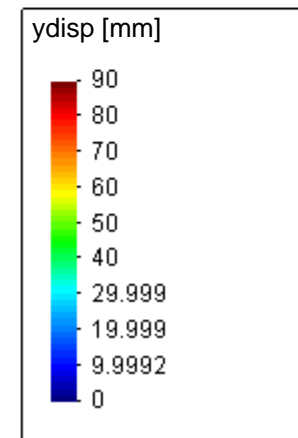
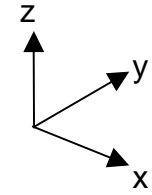
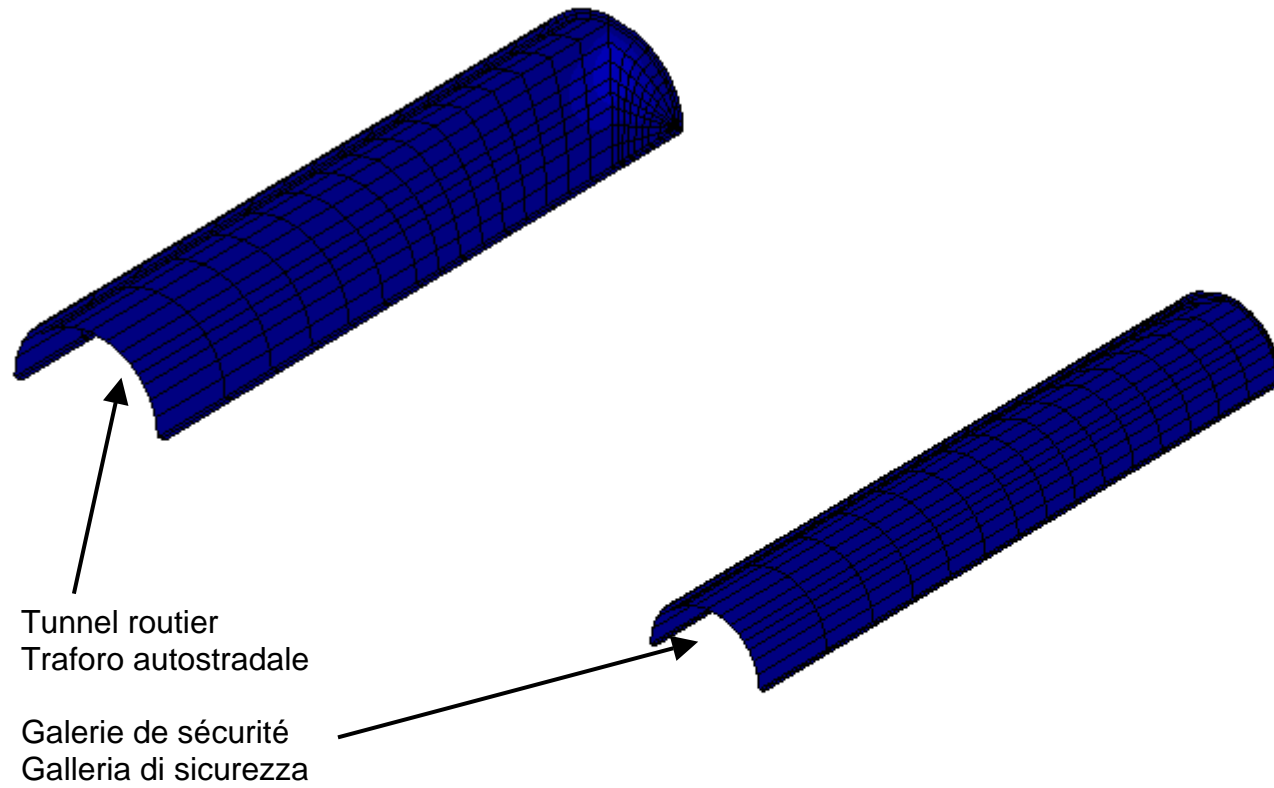


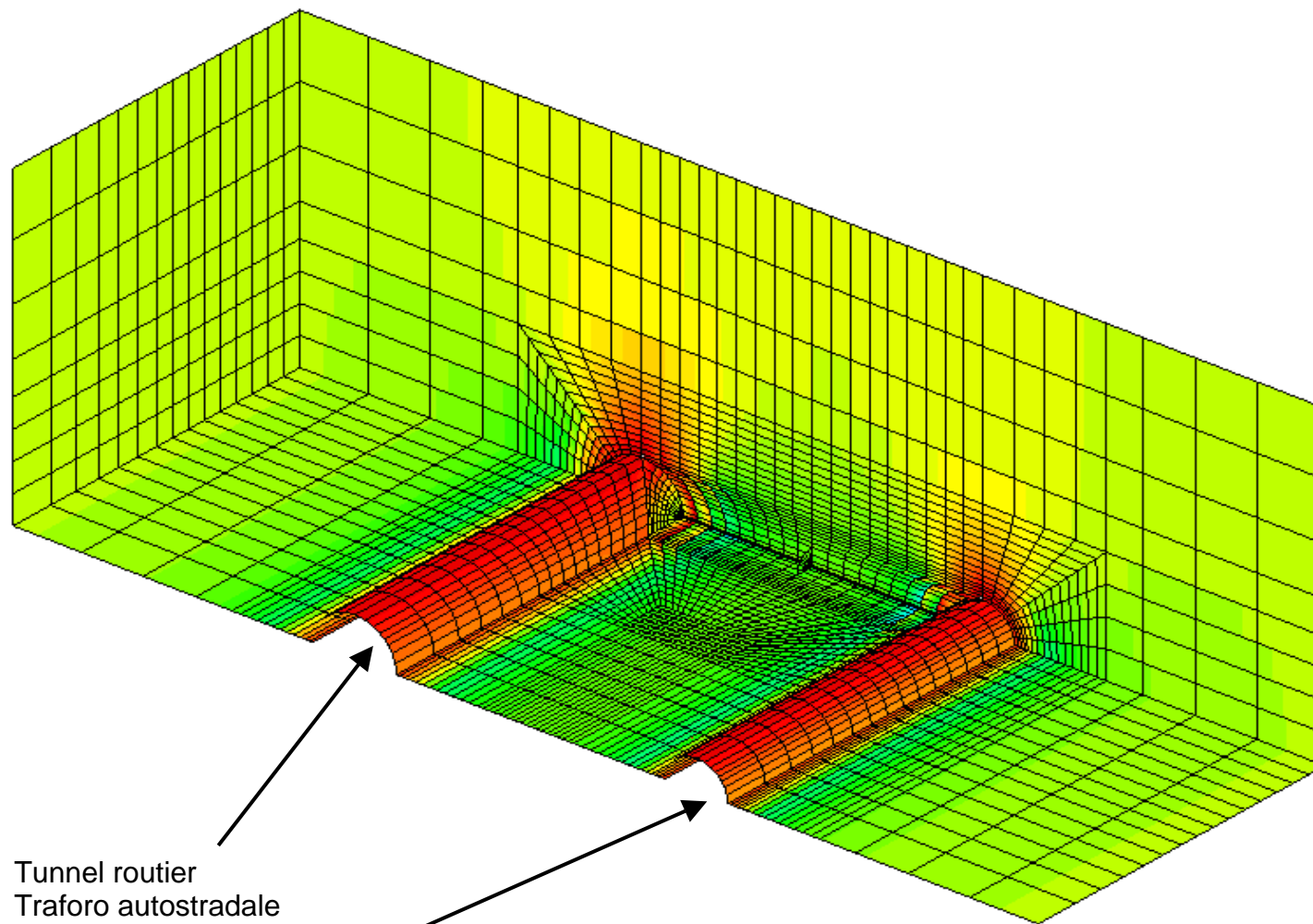








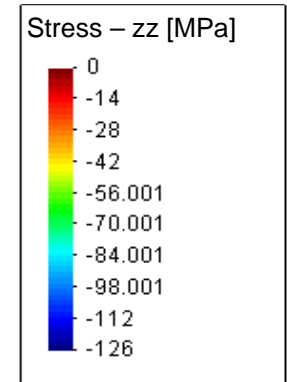


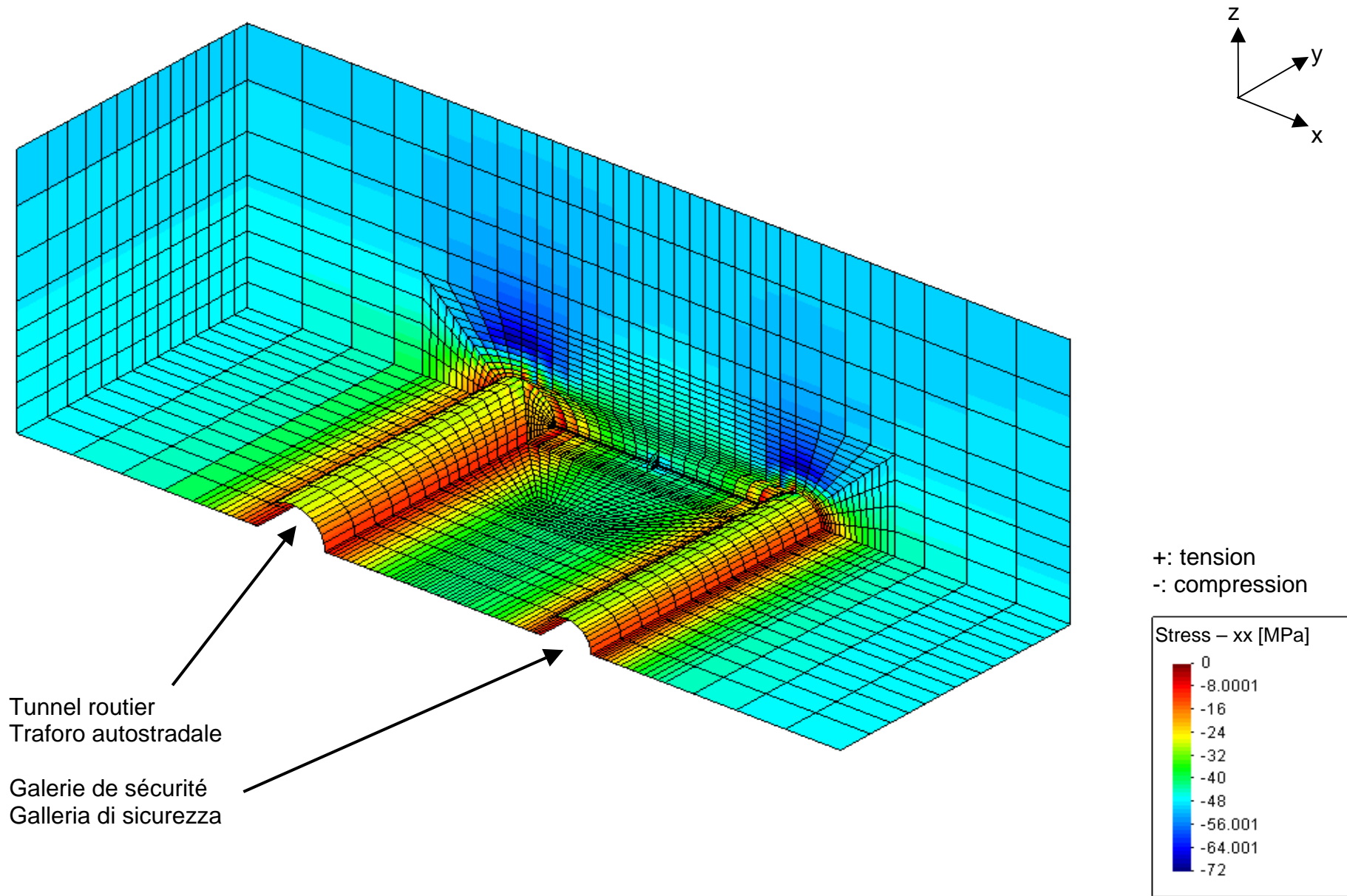


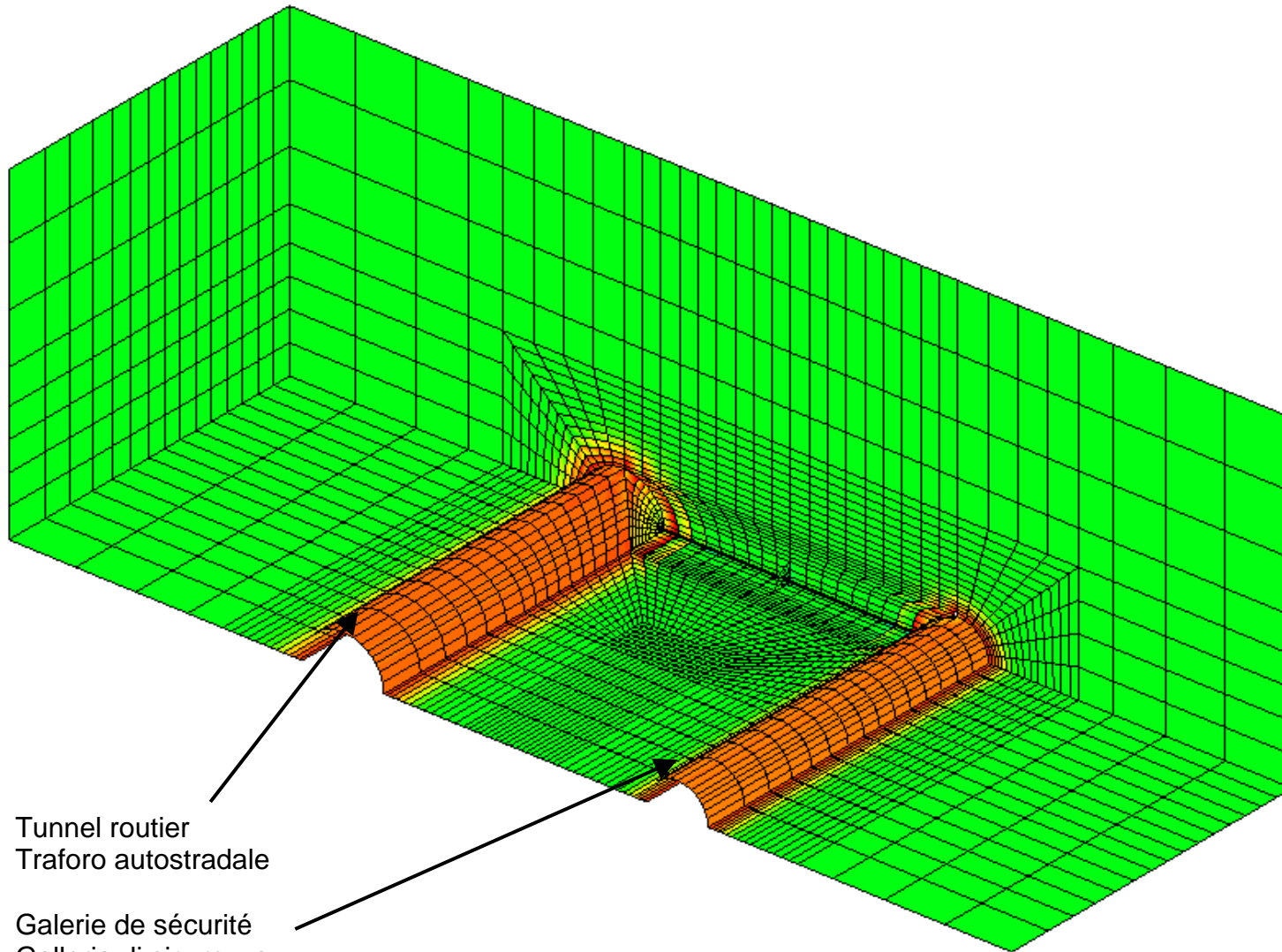
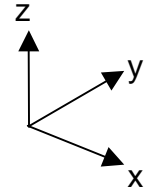
Tunnel routier
Traforo autostradale

Galerie de sécurité
Galleria di sicurezza

+: tension
-: compression



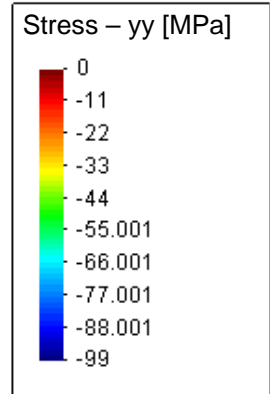


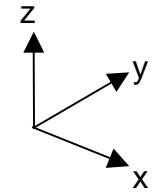
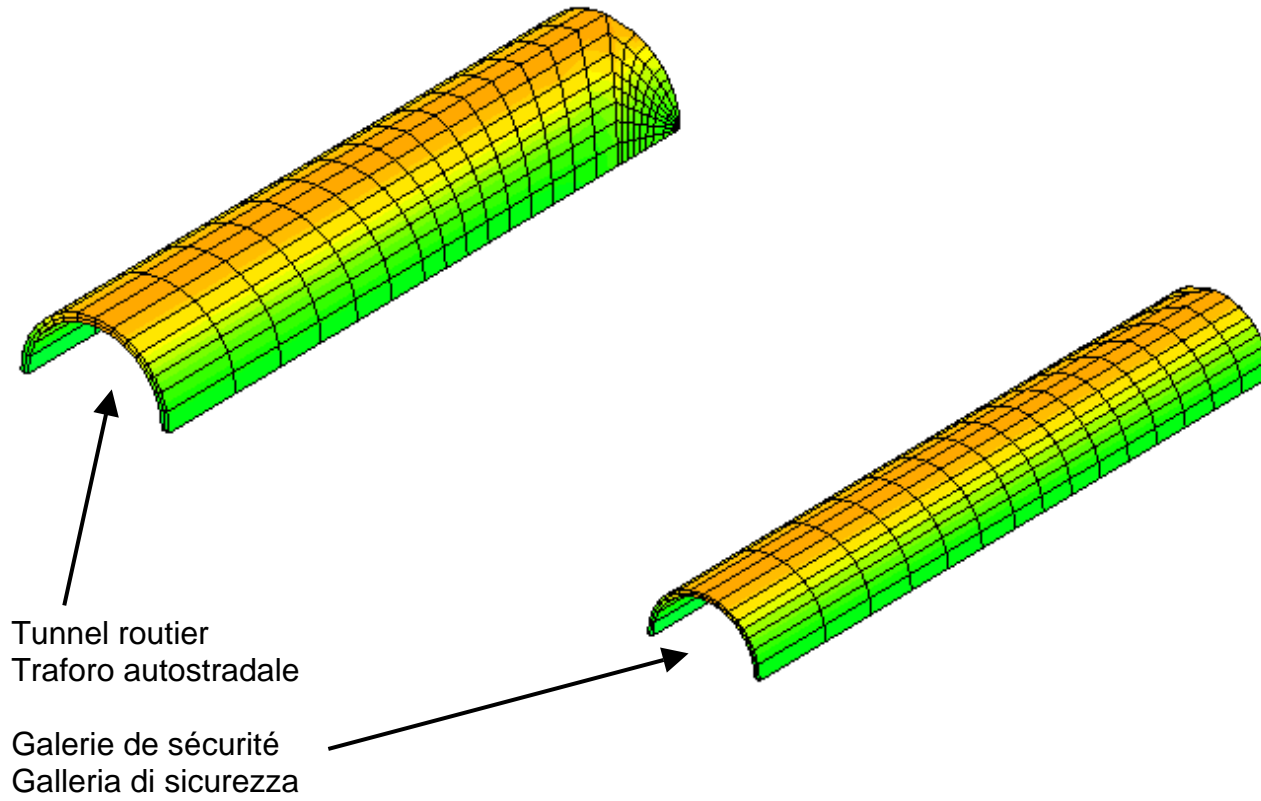


Tunnel routier
Traforo autostradale

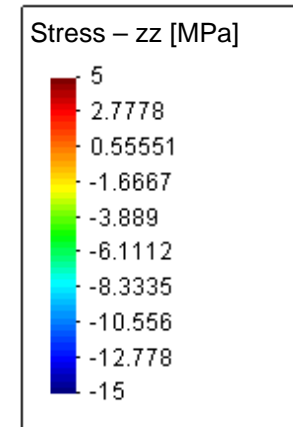
Galerie de sécurité
Galleria di sicurezza

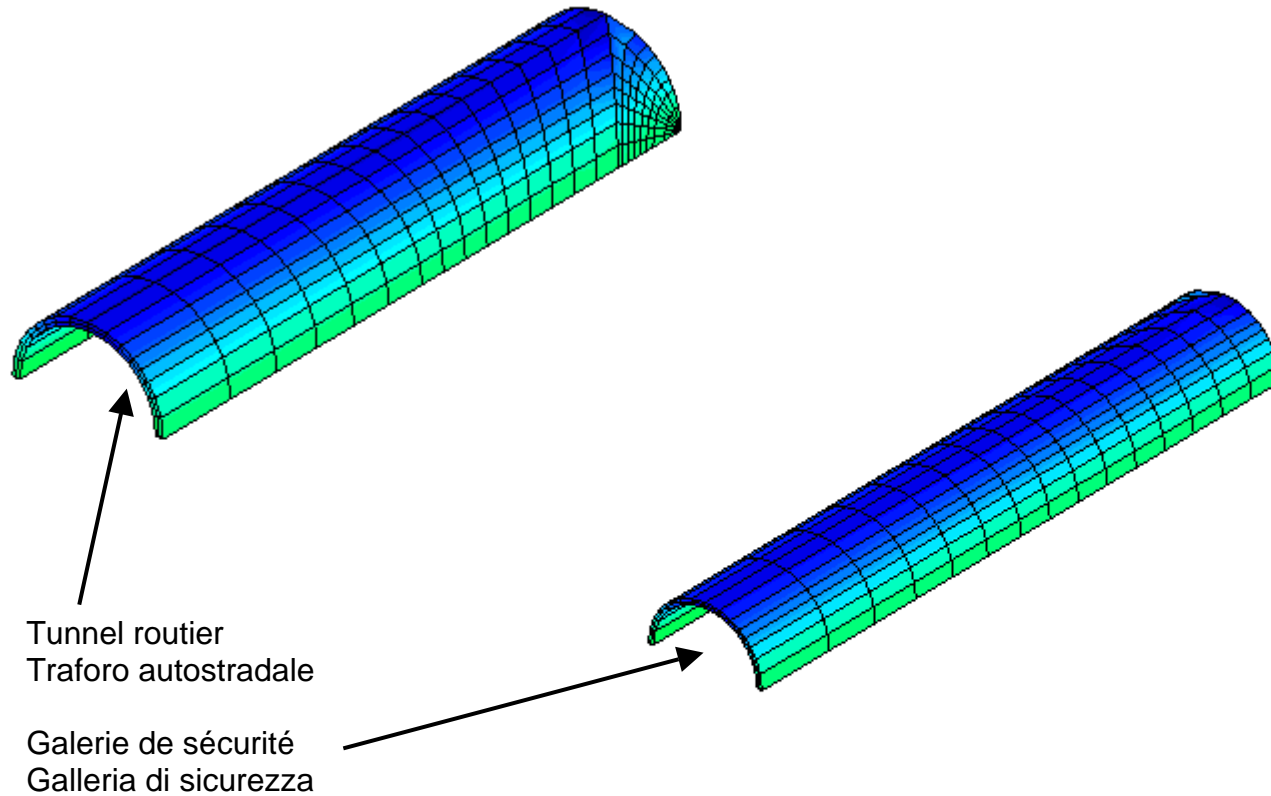
+: tension
-: compression



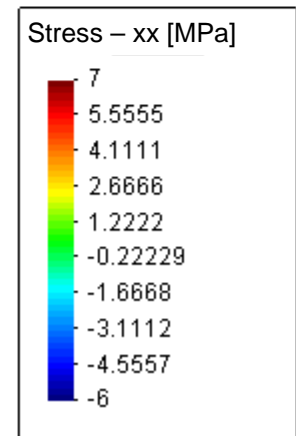


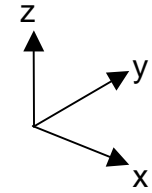
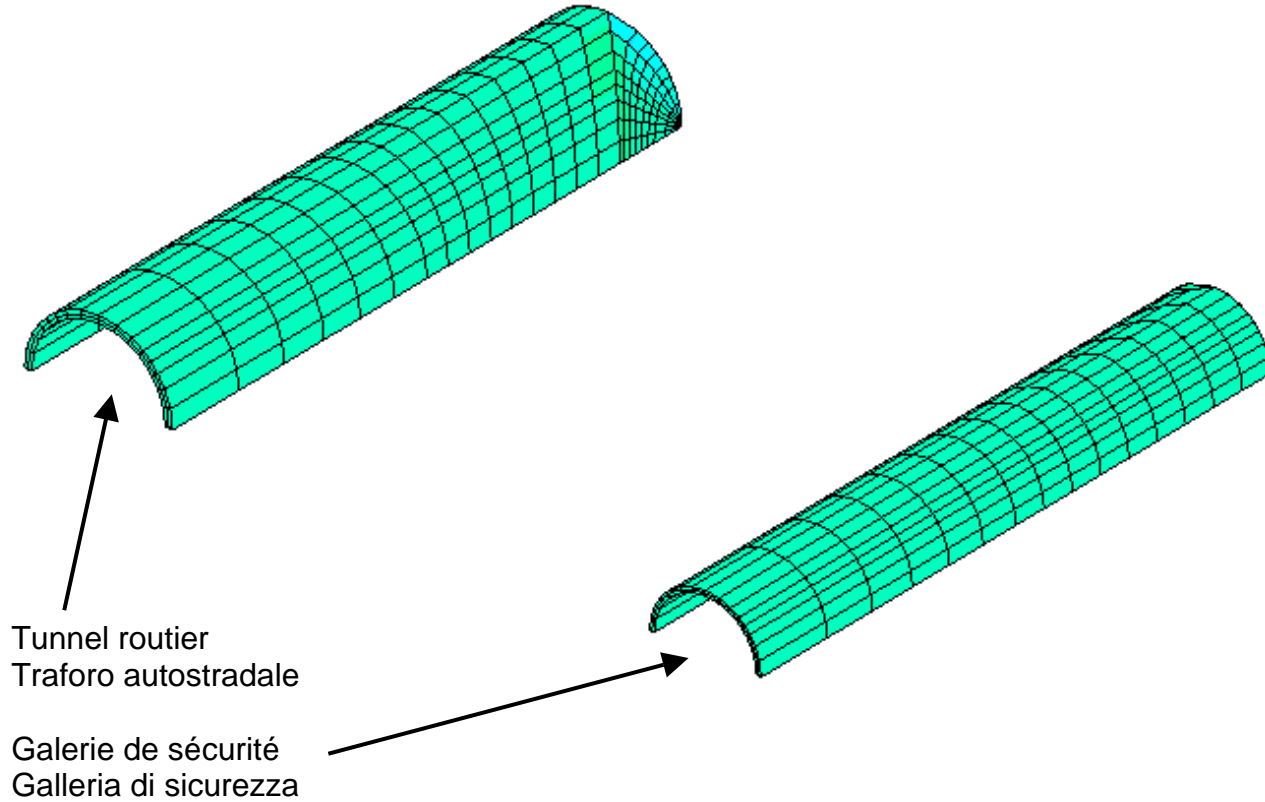
+: tension
-: compression



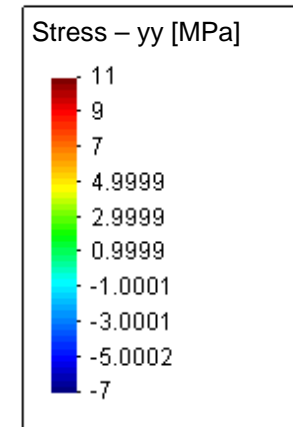


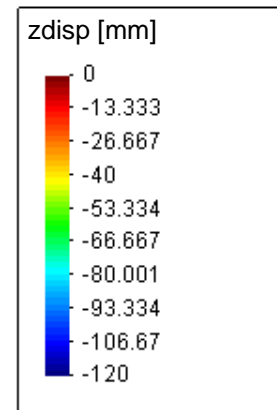
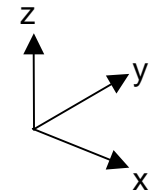
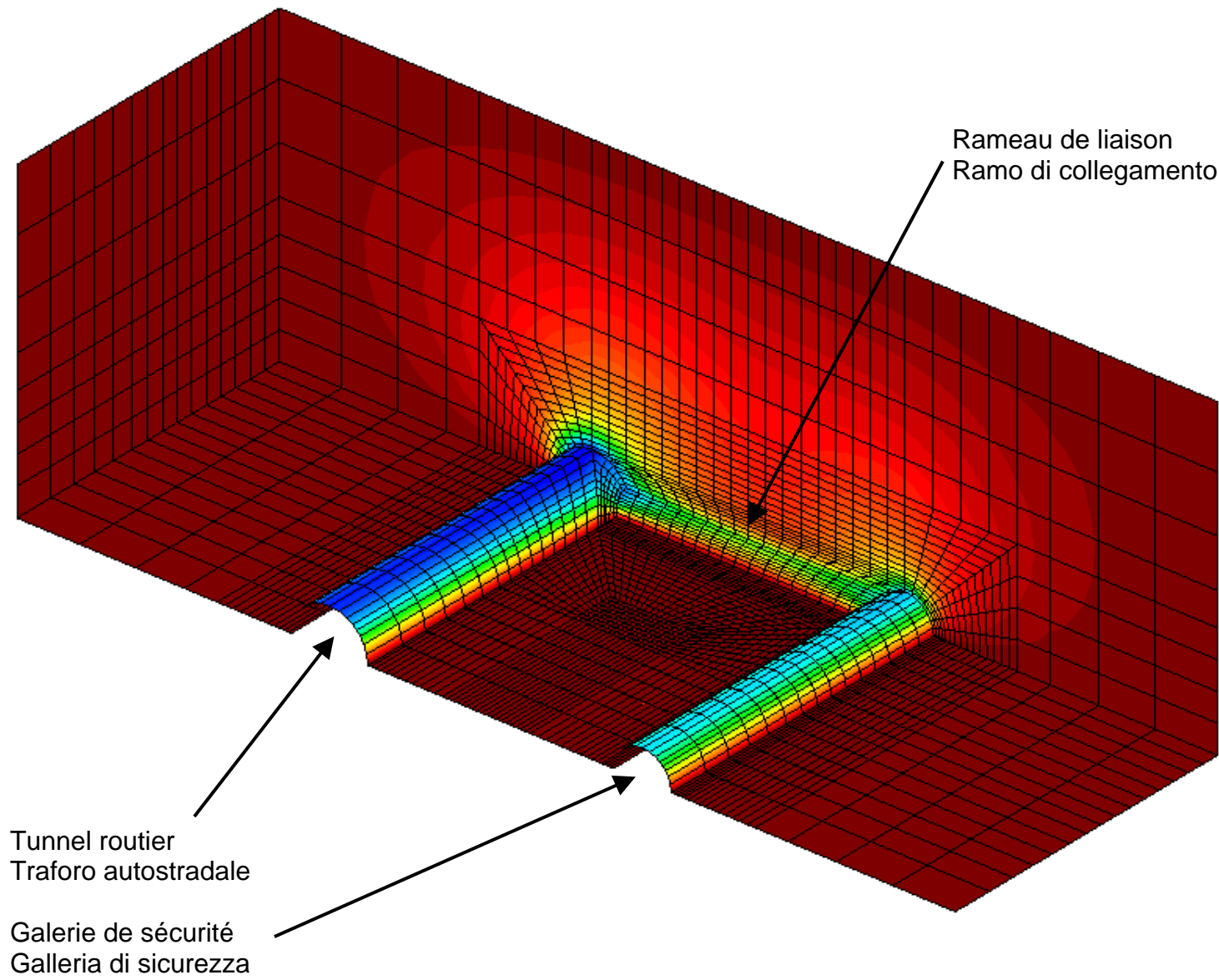
+: tension
-: compression

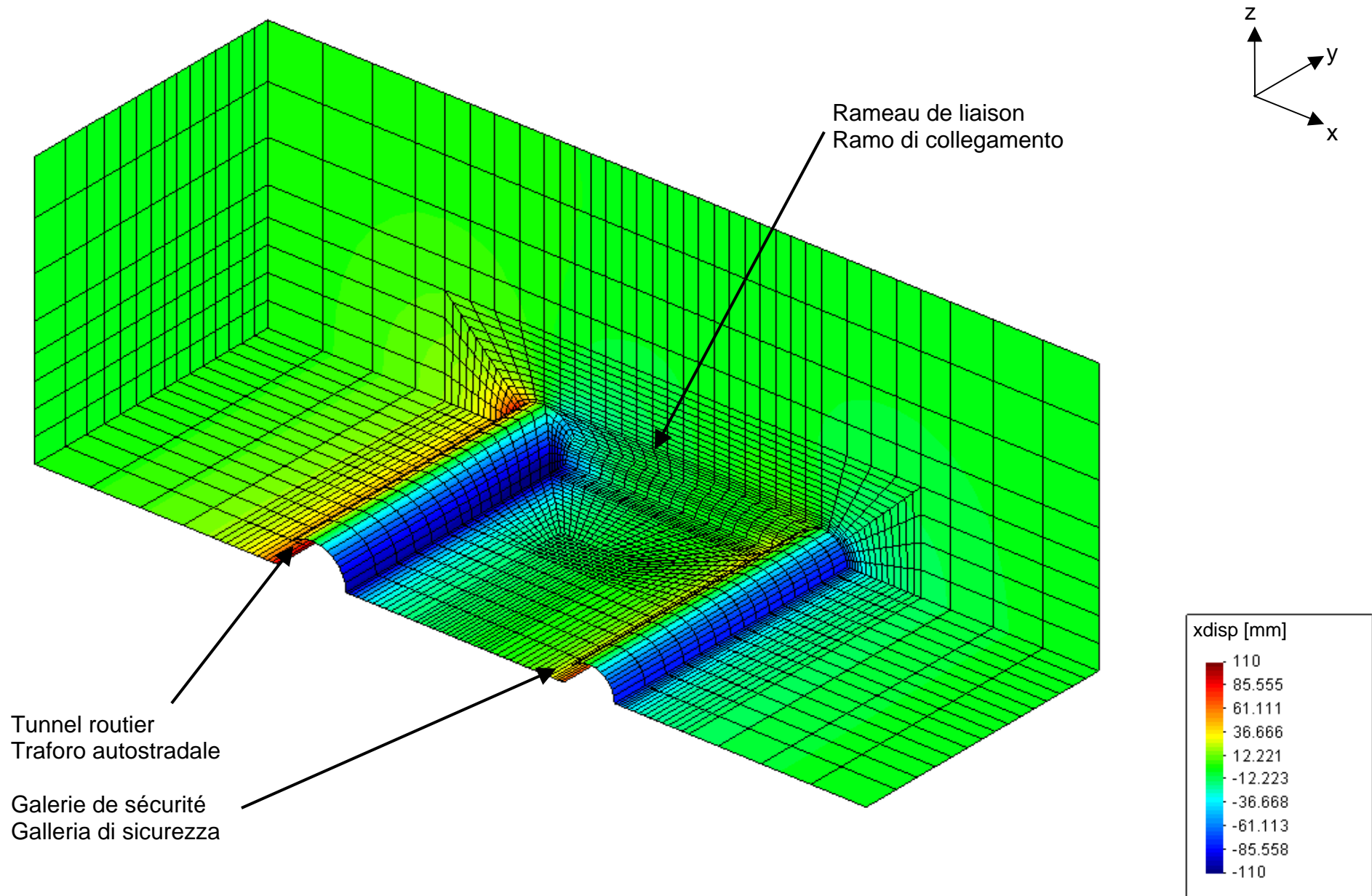


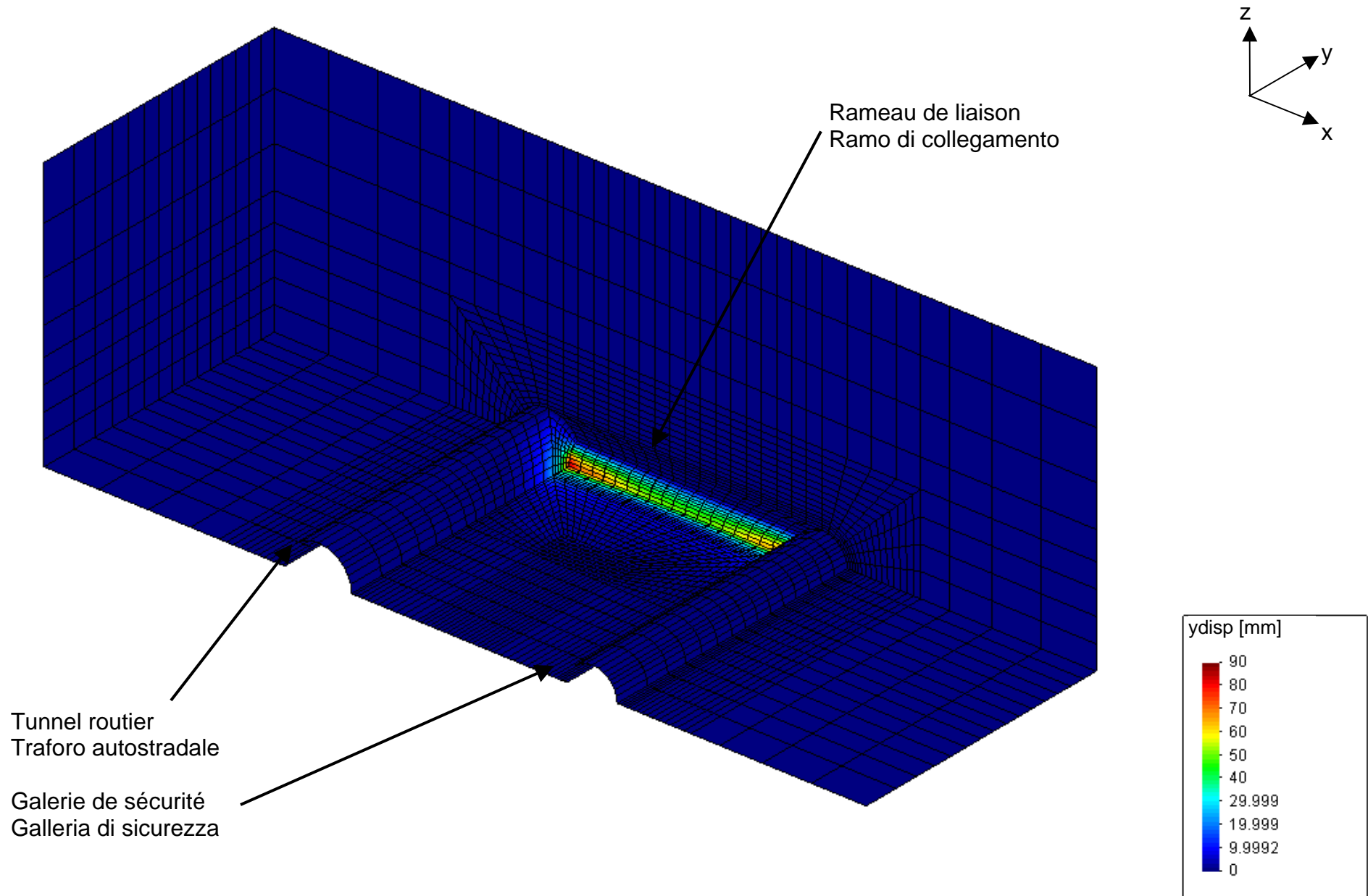


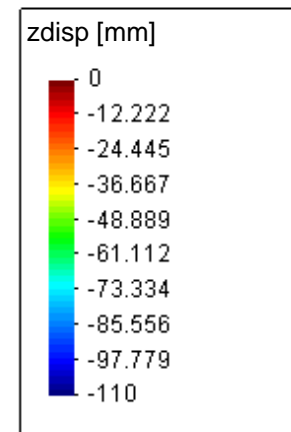
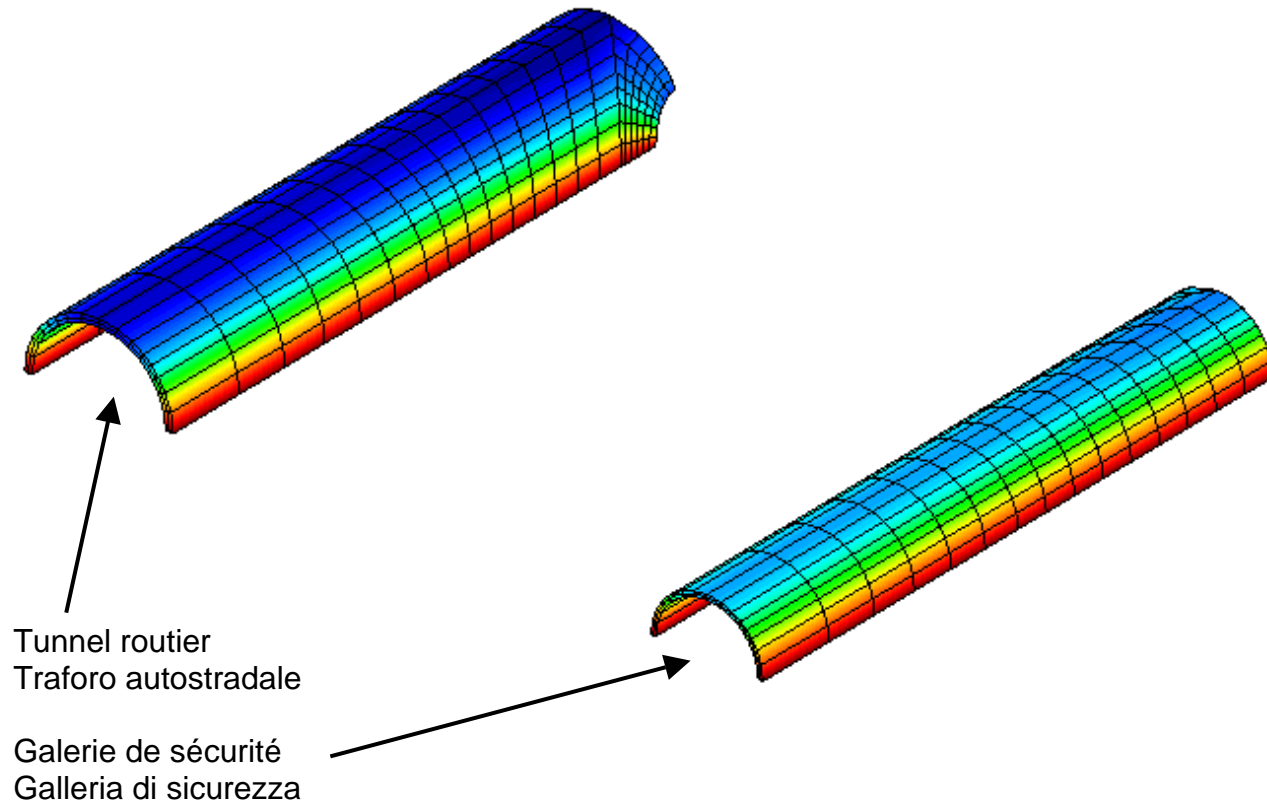
+: tension
-: compression

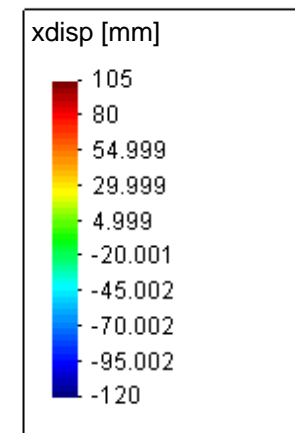
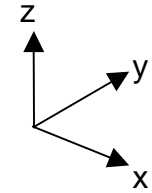
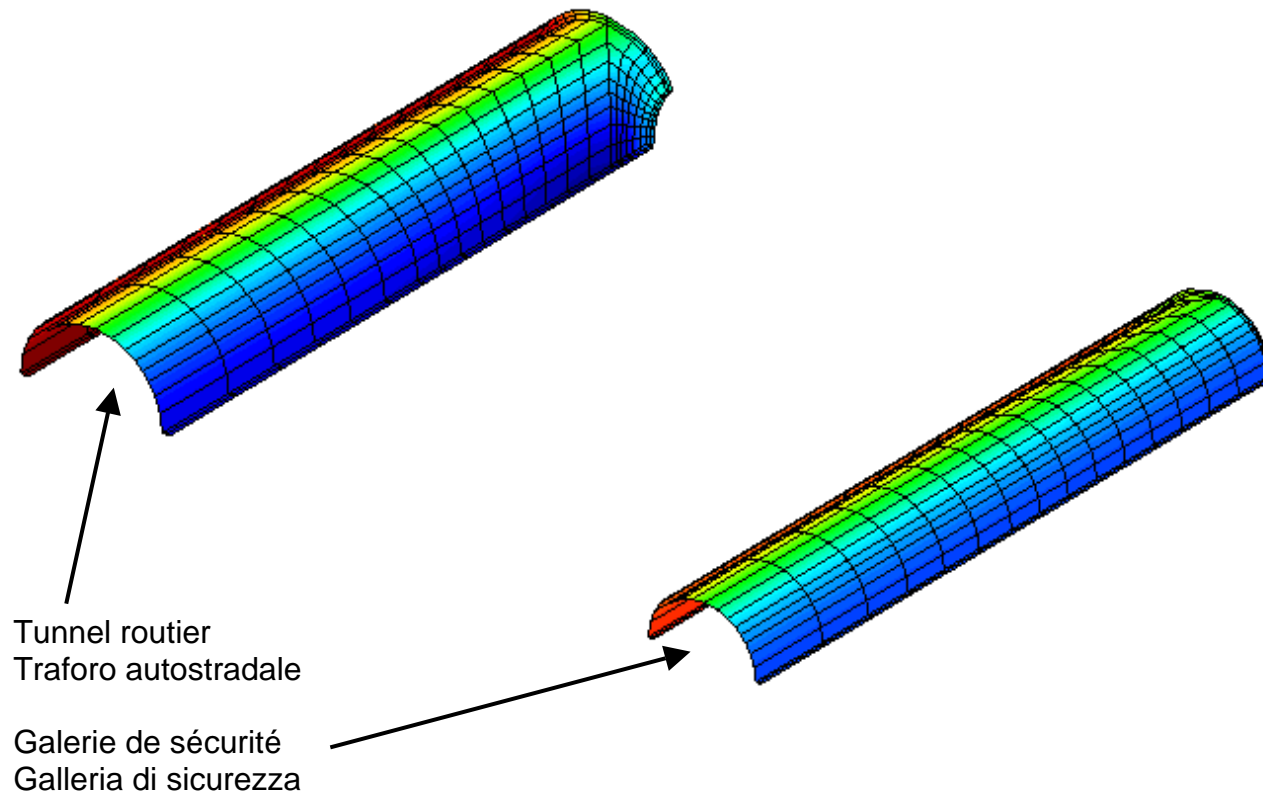


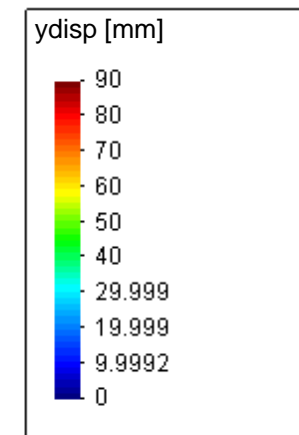
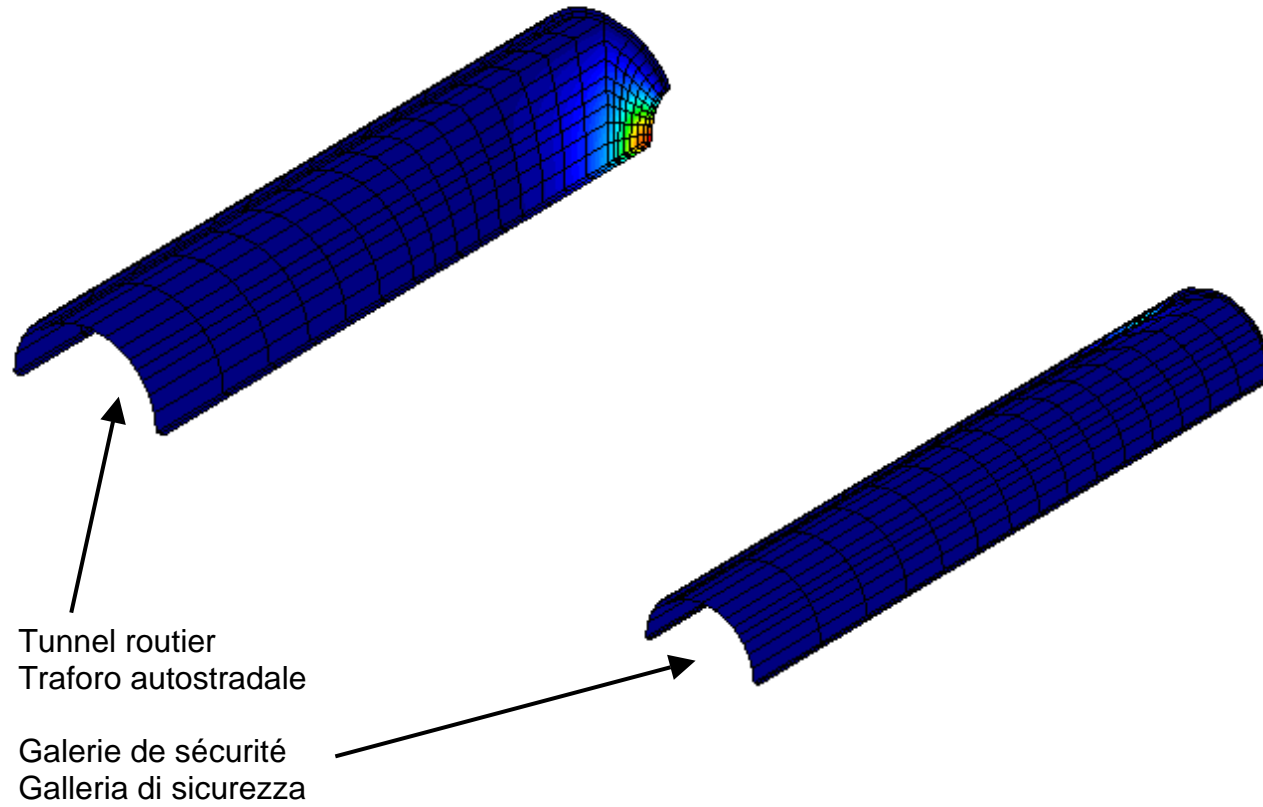


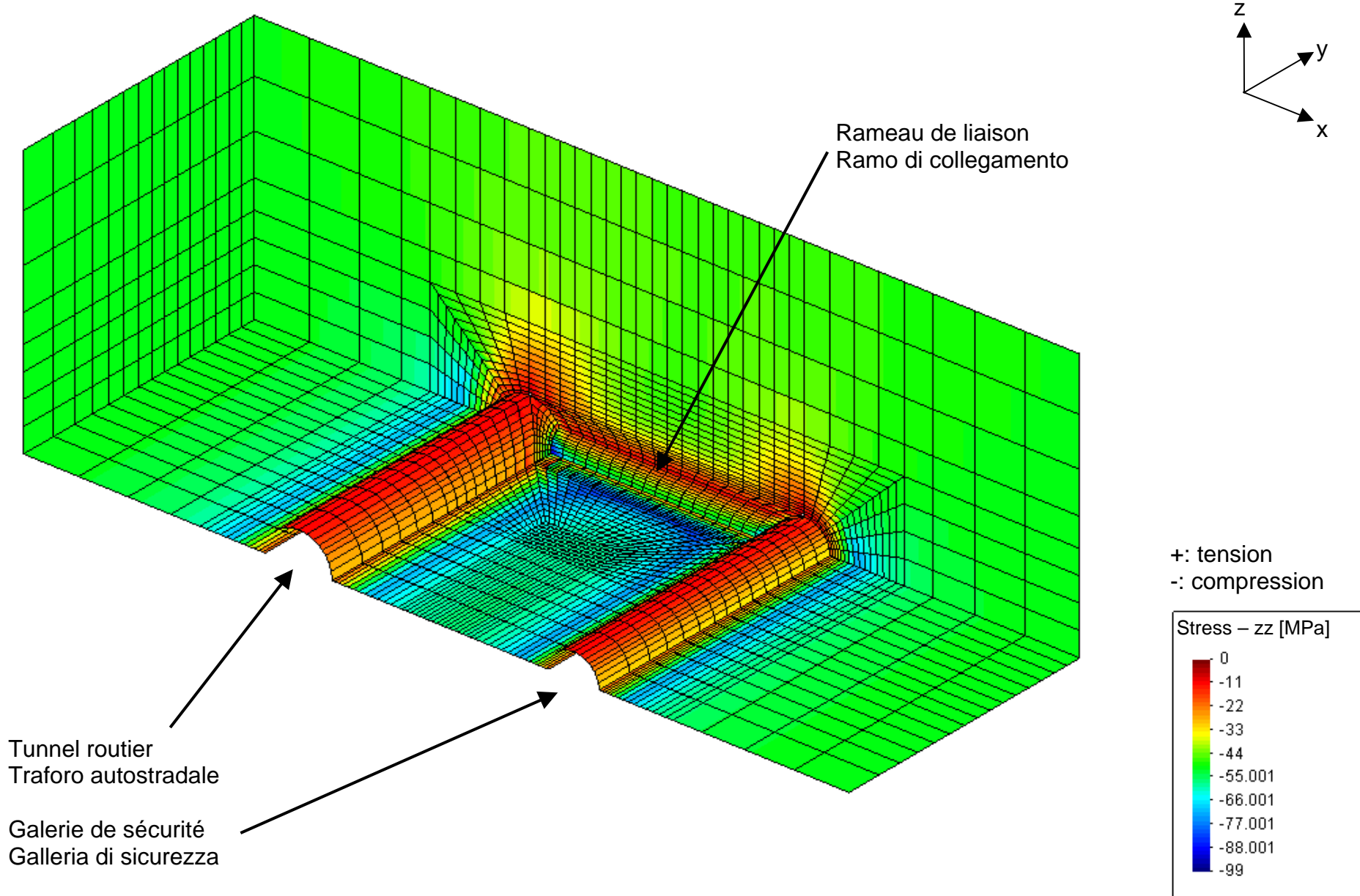


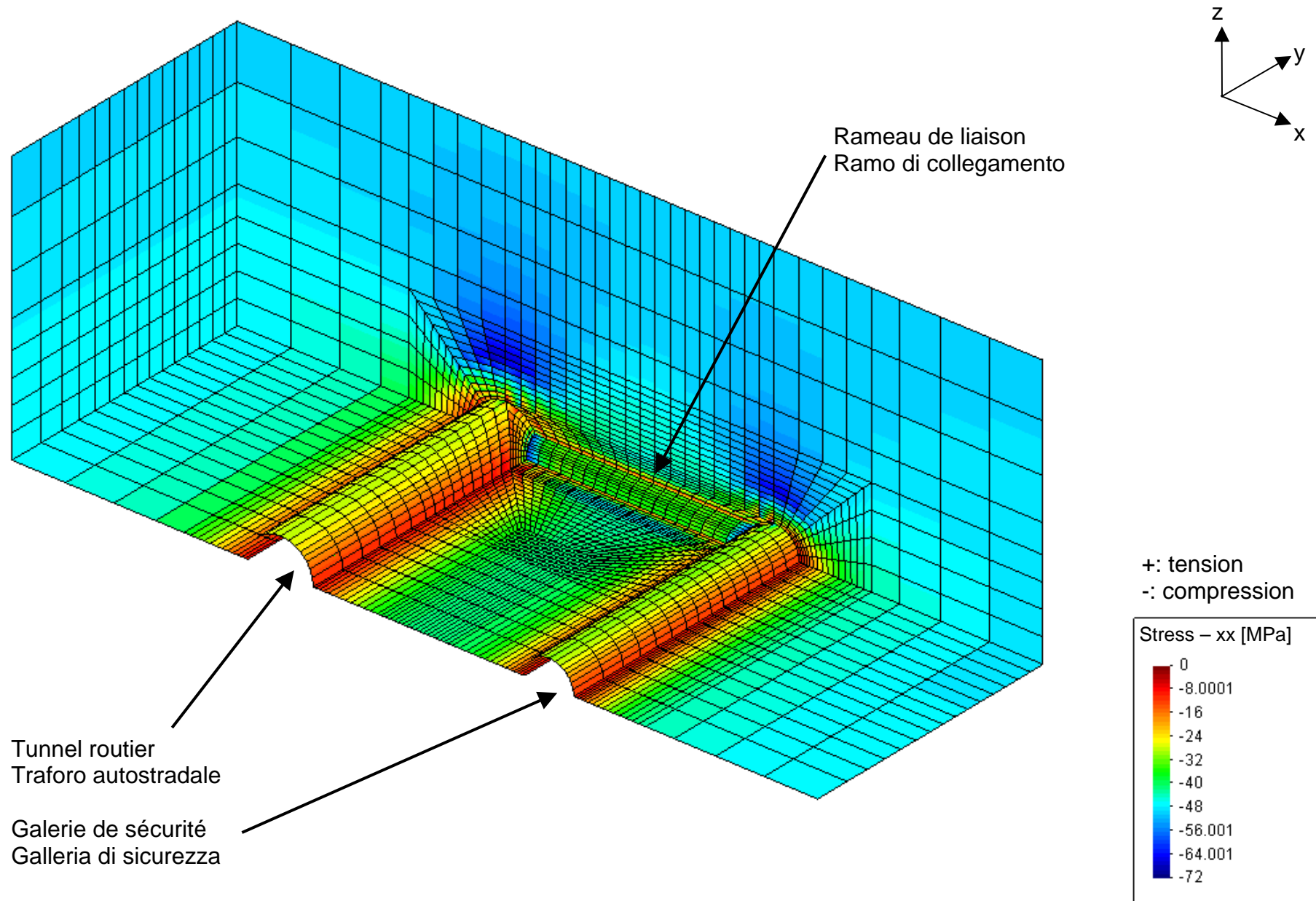


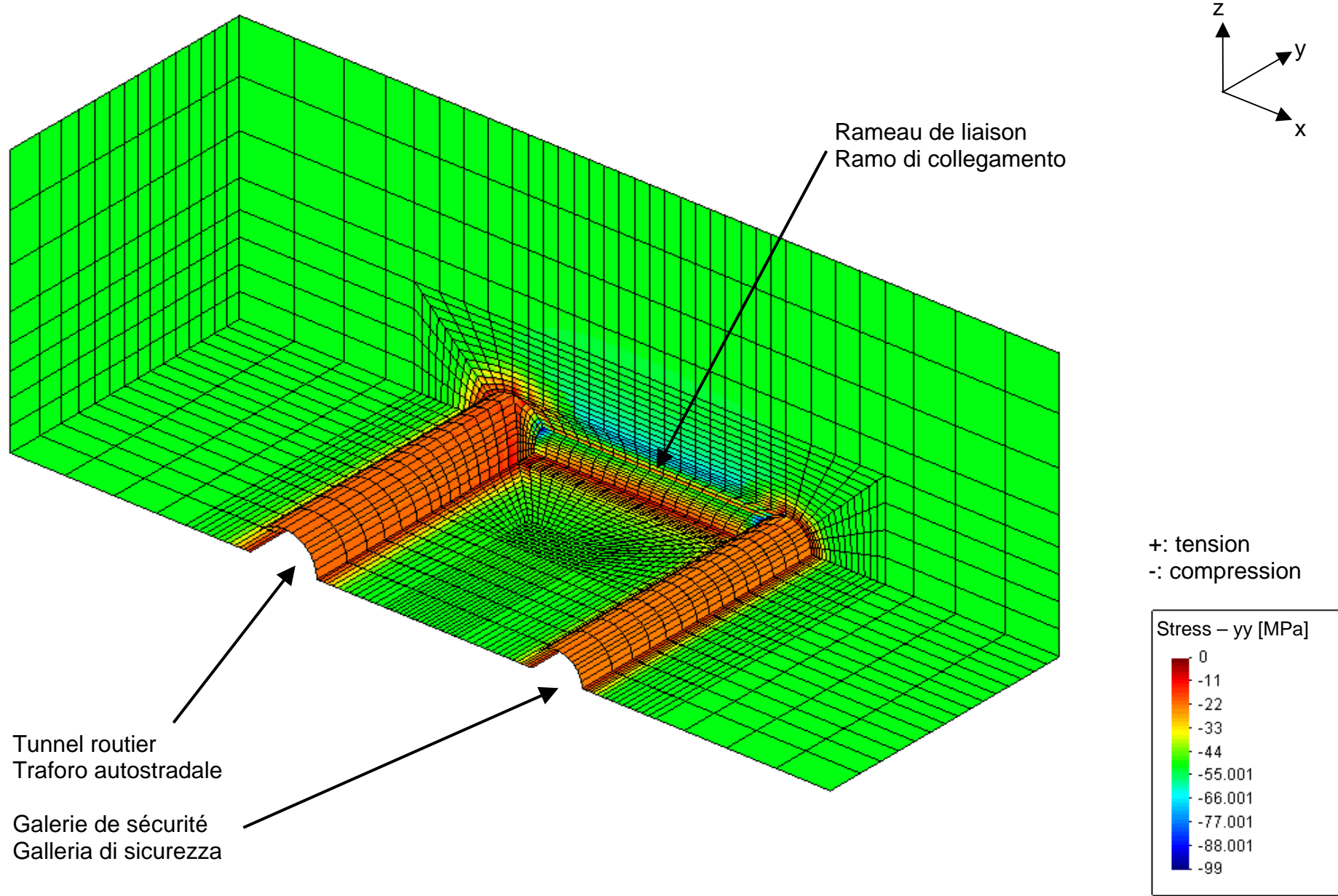


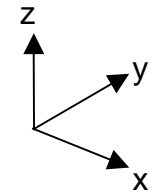
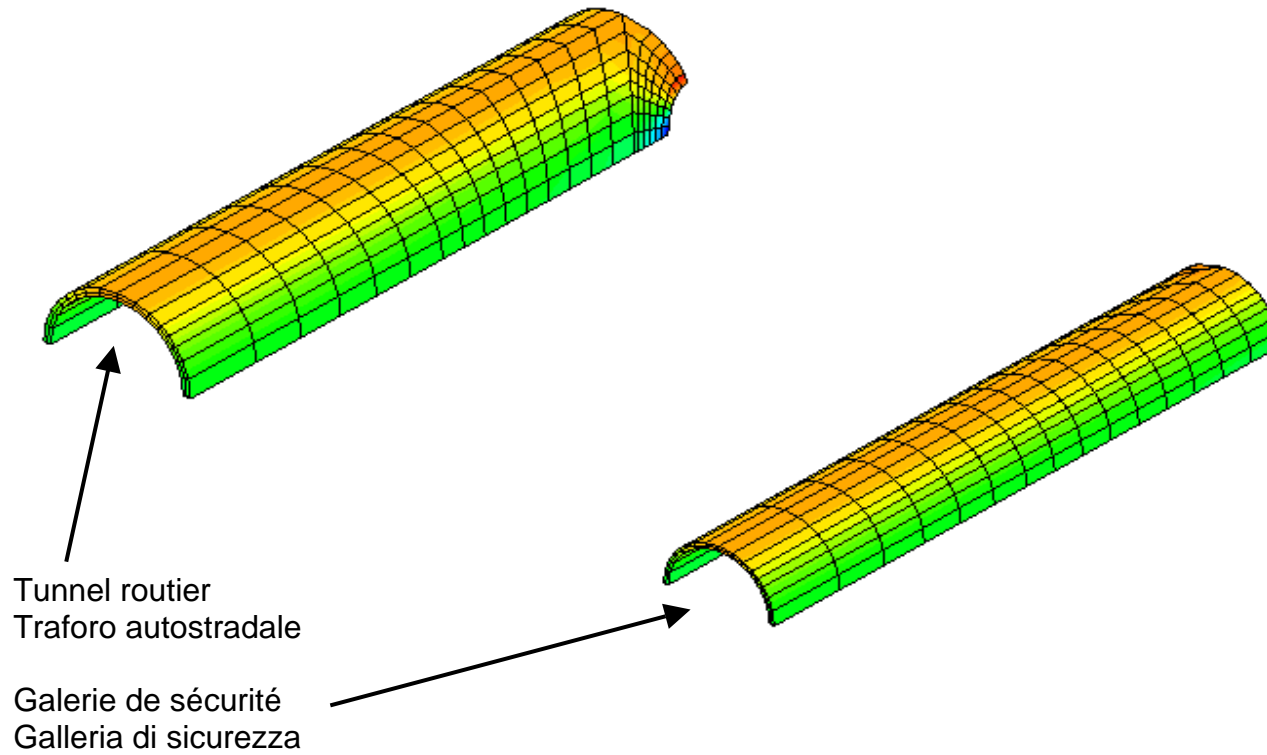




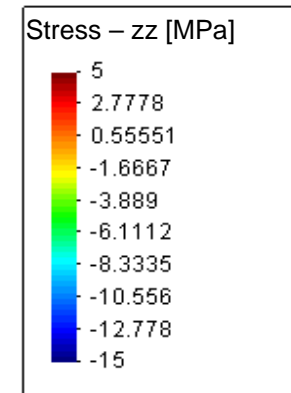


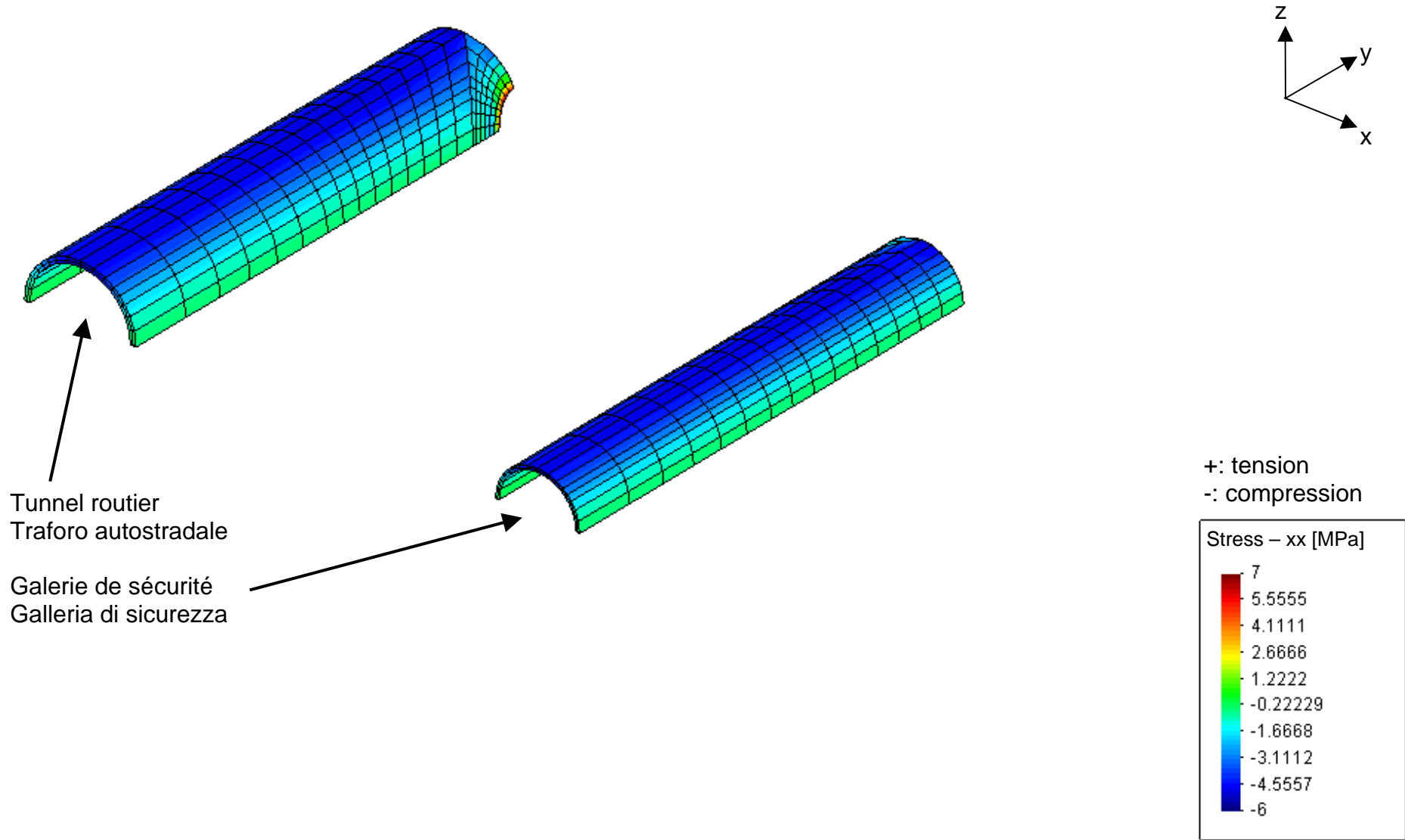


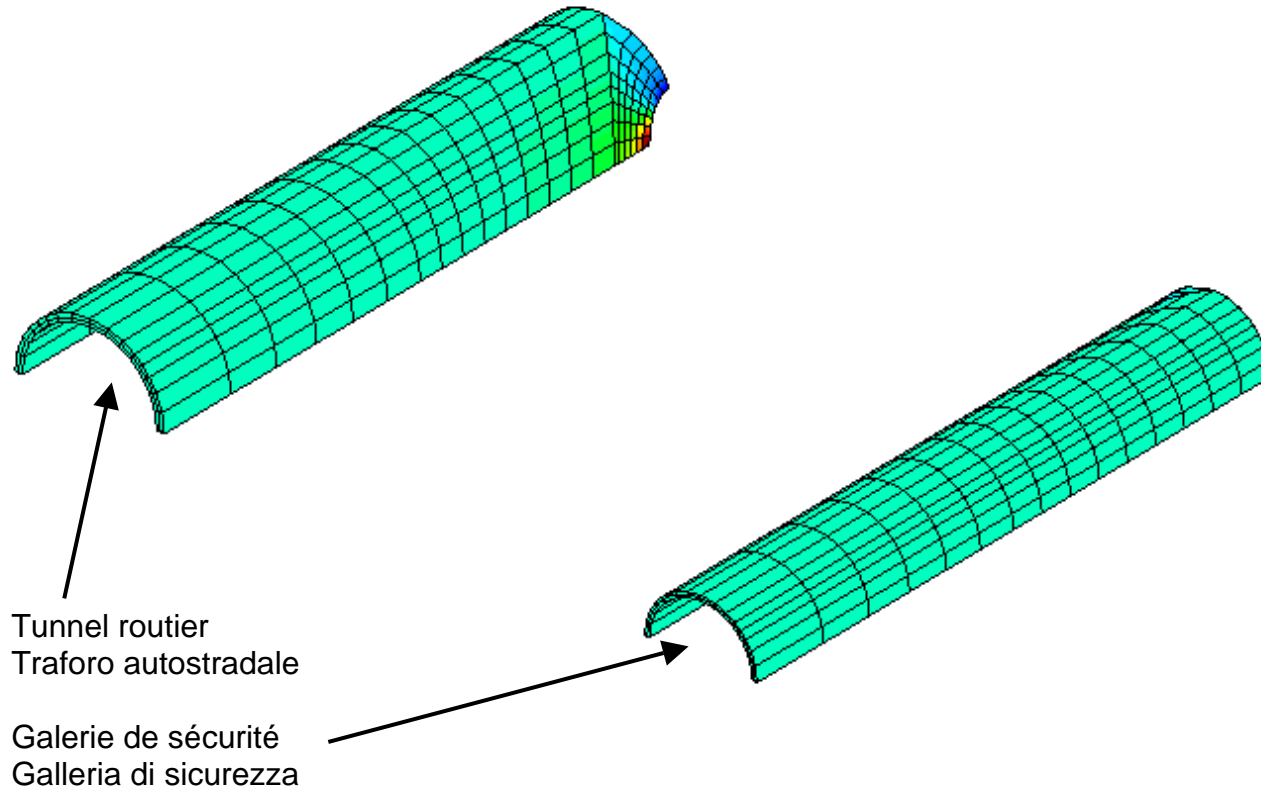




+: tension
-: compression







+: tension
-: compression

