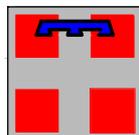




Autostrada Asti-Cuneo



PROVINCIA DI ASTI



REGIONE PIEMONTE



PROVINCIA DI CUNEO

COLLEGAMENTO AUTOSTRADALE ASTI - CUNEO

TRONCO II A21 (ASTI EST) - A6 (MARENE)
LOTTO 6 RODDI - DIGA ENEL

PROGETTO ESECUTIVO
OPERE D'ARTE IN SEDE

GALLERIA DI VERDUNO
GALLERIA NATURALE
RELAZIONE DI CALCOLO GALLERIA NATURALE

Aggiornato:	Data :	Descrizione:	Redatto:	Controllato:	Approvato:	Codifica:
00	Apr. 2013	EMISSIONE	Ing. Gatti	Ing. Ossesia	Ing. Ghislandi	2.6 E - r D.2.2.01
Aggiornato:	Data :	Descrizione:	Redatto:	Controllato:	Approvato:	Lotto Prog. Tipo Elaborato
01	Marzo 2015	Rev. a seguito richieste MIT-SVCA-V.A.	Ing. Gatti	Ing. Saurio	Ing. Ghislandi	Marzo 2015
Aggiornato:	Data :	Descrizione:	Redatto:	Controllato:	Approvato:	Scala:
						-



PROGETTISTA e RESP. INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:
Dott. Ing. Enrico Ghislandi
Albo di Milano
N° A 16993

CONSULENZA SPECIALIZZATA



CONCESSIONARIA:





INDICE

1. INTRODUZIONE.....	5
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	7
3. SOFTWARE UTILIZZATI.....	9
3.1. FLAC 7.0	9
3.2. LINCA.....	12
4. CRITERI DI VERIFICA DEI RIVESTIMENTI	13
4.1. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI.....	13
4.1.1. <i>Resistenza a sforzo normale e flessione</i>	13
4.1.2. <i>Resistenza nei confronti delle sollecitazioni taglienti</i>	15
4.2. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	15
4.2.1. <i>Verifica di fessurazione</i>	15
4.2.2. <i>Verifica delle tensioni in esercizio</i>	16
5. FASE DI DIAGNOSI - ANALISI DEL COMPORTAMENTO ALLO SCAVO (IN ASSENZA DI INTERVENTI).....	18
5.1. IMPORTANZA DEL FRONTE DI SCAVO	18
5.2. ANALISI DELLE CATEGORIE DI COMPORTAMENTO	20
5.2.1. <i>Metodo delle Linee Caratteristiche</i>	21
5.2.2. <i>Metodo di Tamez</i>	25
5.2.3. <i>Analisi assialsimmetriche</i>	29
5.2.4. <i>Analisi stabilità del fronte di scavo Broms e Bennermark, 1967; Peck, 1969</i>	37
5.2.5. <i>Considerazioni conclusive sul comportamento del fronte allo scavo</i>	39
6. FASE DI TERAPIA - FASI ESECUTIVE E METODOLOGIA DI INTERVENTO	42
6.1. SEZIONE TIPO IN MECCANIZZATO	43
6.1.1. <i>Fasi esecutive</i>	43
6.1.2. <i>Interventi previsti</i>	43
6.2. SEZIONE TIPO C1	44
6.2.1. <i>Fasi esecutive</i>	44
6.2.2. <i>Interventi previsti</i>	44
6.3. SEZIONE TIPO C2P – (IMBOCCO LATO ALBA)	45
6.3.1. <i>Fasi esecutive di realizzazione della protesi</i>	45
6.3.2. <i>Fasi esecutive principali</i>	45

6.3.3.	<i>Interventi previsti</i>	46
6.4.	SEZIONE TIPO C2P-TBM – (IMBOCCO LATO CHERASCO).....	46
6.4.1.	<i>Fasi esecutive di realizzazione della protesi</i>	46
6.4.2.	<i>Fasi esecutive principali</i>	47
6.5.	TRATTE DI APPLICAZIONE	47
7.	VERIFICHE STATICHE	48
7.1.	PREMESSA.....	48
7.2.	VERIFICA DI STABILITÀ DEL FRONTE – METODO DI TAMEZ.....	49
7.3.	VERIFICA DI STABILITÀ DEL FRONTE – ANALISI ASSIALSIMMETRICHE	56
7.4.	METODO DELLE LINEE CARATTERISTICHE.....	63
7.5.	ANALISI ALLE DIFFERENZE FINITE - VERIFICHE STATICHE	68
7.5.1.	<i>Analisi numeriche</i>	68
7.5.2.	<i>Geometrie dei modelli</i>	69
7.5.3.	<i>Leggi di comportamento del materiale</i>	69
7.5.4.	<i>Parametri geomeccanici</i>	70
7.5.5.	<i>Stato di sforzo iniziale</i>	72
7.5.6.	<i>Carichi idraulici</i>	72
7.5.7.	<i>Prerivestimento e rivestimento definitivo</i>	72
7.5.7.1.	<i>Prerivestimenti - Caratteristiche dei materiali</i>	74
7.5.7.2.	<i>Rivestimenti definitivi - Caratteristiche dei materiali</i>	75
7.5.8.	<i>Criteri di verifica delle sezioni di scavo</i>	75
7.5.8.1.	<i>Verifica del rivestimento di prima fase</i>	75
7.5.8.2.	<i>Verifica del rivestimento definitivo</i>	78
7.5.9.	<i>ANALISI 1 – CONCI PREFABBRICATI – COPERTURA 90 m</i>	80
7.5.9.1.	<i>Fasi di calcolo</i>	80
7.5.9.2.	<i>Esame dei risultati</i>	81
7.5.9.3.	<i>Verifiche statiche</i>	82
7.5.10.	<i>ANALISI 2 – CONCI PREFABBRICATI – COPERTURA 70 m</i>	85
7.5.10.1.	<i>Fasi di calcolo</i>	85
7.5.10.2.	<i>Esame dei risultati</i>	86
7.5.10.3.	<i>Verifiche statiche</i>	87
7.5.11.	<i>ANALISI 3 – CONCI PREFABBRICATI – COPERTURA 40 m</i>	90
7.5.11.1.	<i>Fasi di calcolo</i>	90
7.5.11.2.	<i>Esame dei risultati</i>	91
7.5.11.3.	<i>Verifiche statiche</i>	92
7.5.12.	<i>ANALISI 4 – SEZIONE TIPO C1</i>	95
7.5.12.1.	<i>Fasi di calcolo</i>	95



7.5.12.2. Esame dei risultati.....	96
7.5.12.3. Verifiche statiche.....	96
7.5.13. ANALISI 5 – SEZIONE TIPO C2p	99
7.5.13.1. Fasi di calcolo	99
7.5.13.2. Esame dei risultati.....	100
7.5.13.3. Verifiche statiche.....	100
8. VERIFICHE SISMICHE.....	103
8.1. PREMESSA.....	103
8.1.1. ANALISI 1 – CONCI PREFABBRICATI – COPERTURA 90 m	109
8.1.2. ANALISI 2 – CONCI PREFABBRICATI – COPERTURA 70 m	111
8.1.3. ANALISI 3 – CONCI PREFABBRICATI – COPERTURA 40 m	113
9. VERIFICHE AL FUOCO	115
9.1. AZIONI INTERNE NEGLI ELEMENTI STRUTTURALI.....	115
9.2. PROCEDURA DI VERIFICA IN ACCORDO A EN 1992-1-2	116
9.3. ISOTERMA T = 500°C PER PIASTRA IN CALCESTRUZZO.....	117
9.4. BARRE DI ARMATURA: COMPORTAMENTO ALLE ALTE TEMPERATURE.....	118
9.5. VERIFICA DEL CRITERIO DI RESISTENZA (R120).....	119
9.5.1. Analisi 1.....	120
9.5.2. Analisi 2.....	121
9.5.3. Analisi 3.....	122
9.6. VERIFICHE NEI CONFRONTI DI SOLLECITAZIONI TAGLIANTI	123
9.7. VERIFICA CRITERI DI INTEGRITA (E) ED ISOLAMENTO (I).....	123
10. BY-PASS DRENANTE – VERIFICHE IDRAULICHE.....	125
10.1. PORTATA DEL SINGOLO TUBO DI DRENAGGIO (DIAMETRO 4”)	128
10.2. VERIFICA CANALETTA DI RACCOLTA ACQUA DRENATA	129
10.3. VERIFICA TUBAZIONE DI SMALTIMENTO ACQUE DRENATE.....	131
10.4. VERIFICA TUBO DRENANTE DI FONDO.....	132
11. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE.....	134
12. ALLEGATI NUMERICI.....	135
12.1. LINEE CARATTERISTICHE	135
12.1.1. DIAGNOSI.....	135
12.1.2. TERAPIA.....	140
12.2. ANALISI 1 – CONCI PREFABBRICATI – COPERTURA 90 M.....	145
12.2.1. $k_0 = 1 - \sin \phi$	146
12.2.2. $k_0 = 1,2$	147



Collegamento autostradale Asti – Cuneo – Tronco II Lotto 6
PROGETTO ESECUTIVO
Galleria Verduno – Relazione di calcolo galleria naturale

12.3.	ANALISI 2 – CONCI PREFABBRICATI – COPERTURA 70 M.....	149
12.3.1.	$k_0 = 1 - \sin \phi$	150
12.3.2.	$k_0 = 1,2$	151
12.4.	ANALISI 3 – CONCI PREFABBRICATI – COPERTURA 40 M.....	153
12.4.1.	$k_0 = 1 - \sin \phi$	154
12.4.2.	$k_0 = 1,2$	155
12.5.	ANALISI 4 – SEZIONE TIPO C1.....	157
12.5.1.	$k_0 = 1 - \sin \phi$	158
12.5.2.	$k_0 = 1,2$	159
12.6.	ANALISI 5 – SEZIONE TIPO C2P.....	161
12.6.1.	$k_0 = 1 - \sin \phi$	162
12.6.2.	$k_0 = 1,2$	163

1. INTRODUZIONE

Oggetto della presente relazione sono le analisi numeriche e le verifiche statiche condotte per il dimensionamento e la verifica degli interventi previsti per lo scavo della galleria naturale “Verduno”, opera facente parte del Lotto 6, Tronco 2 del collegamento autostradale A6-A21 (Asti-Cuneo) eseguita mediante scavo meccanizzato, utilizzando una fresa a piena sezione (TBM) del tipo EPB.

Per quanto riguarda le caratteristiche tecniche ed i parametri operativi della macchina di scavo da impiegare si rimanda all’apposita relazione (Elab. 2.6E-rD.2.2.02 “Relazione specifiche tecniche scavo meccanizzato”).

Le analisi sono state condotte impiegando la parametrizzazione geotecnica messa a punto in sede di P.E. e P.D., descritti nella “Relazione geologica”, “Relazione idrogeologica” e “Relazione geotecnica” di progetto (documenti 2.6E-rD.2.1.02, 03, e 04). In questi documenti è inoltre descritto in dettaglio, a valle degli studi condotti, il modello geologico-geotecnico di riferimento, sia in termini litostratigrafici, sia riguardo alle condizioni piezometriche ed alla parametrizzazione geotecnica. Nella “Relazione geotecnica” sono inoltre individuate le criticità presenti lungo il tracciato ed i conseguenti scenari di rischio, individuando le soluzioni progettuali più adeguate.

Nella presente relazione si sviluppano in dettaglio gli aspetti progettuali relativi a al tratto in naturale della galleria Verduno, rimandando gli aspetti relativi alle opere di imbocco ed alle gallerie artificiali a specifiche relazione tecniche e di calcolo. Le analisi progettuali della galleria sono state sviluppate con riferimento all’Approccio “ADECO-RS”, secondo le seguenti fasi:

- Fase conoscitiva, nella quale si sono raccolte le informazioni geologiche-geotecniche relative agli ammassi attraversati, con

riferimento al quadro geologico-geomeccanico ed idrogeologico desunto dalle campagne di indagine ed in particolare dalle indagini integrative e dagli studi condotti in questa fase di progettazione esecutiva;

- Fase di diagnosi, nella quale si è valutato il comportamento del fronte della galleria in fase di scavo, in assenza di interventi, individuando i fenomeni deformativi e le condizioni di stabilità;
- Fase di terapia, dove sono stati individuati gli interventi necessari a contenere i fenomeni deformativi generatisi in fase di scavo, nonché la successione delle fasi esecutive. In questa fase sono state individuate le modalità di avanzamento per lo scavo della galleria.

Per gli esiti della fase conoscitiva si rimanda, come già detto, alle relazioni geologiche-geotecniche. Nel seguito si riportano le analisi condotte in fase di diagnosi, la descrizione puntuale degli interventi previsti, nonché gli esiti delle verifiche statiche eseguite. Relativamente a queste si sono affrontate:

- le verifiche di stabilità dei fronti di scavo;
- le verifiche dei rivestimenti, mediante analisi con Linee Caratteristiche e metodo alle differenze finite, impiegando rispettivamente LINCA, sviluppato da ROCKSOIL SpA, e il codice di calcolo FLAC 7.0, prodotto dalla Itasca Consulting. Le analisi condotte sono volte alla verifica dell'efficacia degli interventi proposti nel contenimento dei livelli deformativi a fronte di tensioni nei rivestimenti compatibili con i valori ammissibili per i materiali impiegati, anche in caso di incendio.

Da ultimo si riportano le verifiche idrauliche del sistema di by-pass drenante.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il progetto dell'opera in oggetto è stato condotto nel rispetto della Normativa in vigore e di alcune Raccomandazioni.

I principali riferimenti normativi sono i seguenti:

- Norme Tecniche per le Costruzioni del D.M. 14/01/2008.
- Circolare esplicativa n° 617 del 02/02/2009: "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni".
- Legge n° 1086 del 05/11/1971: Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- D.M. LL.PP. 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.
- Circ. Min. LL.PP 24/09/88 n.30483. Legge 02/02/74, n.64 art.1. 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. Istruzioni per l'applicazione.
- Raccomandazioni AICAP (Maggio 1993): Ancoraggi nei terreni e nelle rocce.
- EN 1992-1-1: Eurocodice 2. Progettazione delle strutture di calcestruzzo. Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.



- EN 1997-1: Eurocodice 7. Progettazione geotecnica. Parte 1: Regole generali.
- EN 1998-5: Eurocodice 8. Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- UNI EN 1992-1-2 – Parte 1-2: Regole generali – Progettazione strutturale contro l'incendio.

3. SOFTWARE UTILIZZATI

Ai fini dell'esecuzione dei calcoli geotecnici e strutturali, nonché nella redazione della presente relazione, si è fatto uso dei seguenti software:

- FLAC, Versione 7.0. Fast Lagrangian Analysis of Continua, sviluppato da ITASCA Consulting;
- LINCA 2005, Programma di tracciamento delle Linee Caratteristiche, sviluppato da RockSoil Spa;

3.1. FLAC 7.0

Le analisi tenso-deformative presentate nel seguito, sono state condotte impiegando il codice di calcolo FLAC 7.0 (Fast Lagrangian Analysis of Continua), sviluppato da ITASCA Consulting, il quale consente di affrontare problemi di meccanica del continuo, determinando gli stati tensionali e deformativi in un dominio bidimensionale, le cui caratteristiche sono definite da leggi di comportamento, di tipo elastico o plastico, e da imposte condizioni al contorno, implementando il metodo delle differenze finite. Tale metodo si basa sulla discretizzazione delle equazioni differenziali che governano il problema fisico in esame, attraverso la sostituzione delle derivate con quozienti di differenze finite. In questo modo, le equazioni differenziali vengono trasformate in equazioni algebriche, da risolversi in successivi passi di calcolo. L'algoritmo di calcolo segue uno schema lagrangiano denominato "esplicito per integrazione diretta nel tempo" (explicit time marking), il quale è in grado di lavorare agevolmente e molto velocemente per sistemi con grandi deformazioni, con stati di collasso molto avanzati e in condizioni di instabilità (la possibilità di giungere al collasso non è infatti limitata da problemi di stabilità numerica, quale l'invertibilità di matrici). L'adattamento del metodo alle

differenze finite a casi di griglia di forma qualunque segue l'approccio di Wilkins M.L..

La discretizzazione viene operata sovrapponendo alla porzione di continuo considerata un reticolo, in genere di maglie quadrilatera, in corrispondenza dei cui nodi (gridpoints) sono definite le grandezze in gioco. E' allora possibile approssimare la derivata prima di una funzione rispetto a una variabile indipendente, con il rapporto tra la variazione subita dalla funzione stessa nel passare da un nodo ad uno contiguo, e la corrispondente variazione della variabile indipendente.

Con riferimento alla figura seguente, può assumersi ad un certo istante t una delle seguenti equivalenze:

$$\left(\frac{\partial u}{\partial x}\right)_{i,j} \approx \frac{u_{i+1,j}^t - u_{i,j}^t}{\Delta x},$$

$$\left(\frac{\partial u}{\partial x}\right)_{i,j} \approx \frac{u_{i+1,j}^t - u_{i-1,j}^t}{2\Delta x},$$

$$\left(\frac{\partial u}{\partial x}\right)_{i,j} \approx \frac{u_{i,j}^t - u_{i-1,j}^t}{\Delta x}.$$

In modo analogo si opera per le derivate rispetto ad y , e per le derivate di ordine superiore. La legge costitutiva del materiale viene espressa nella seguente forma:

$$\sigma = E \cdot \frac{\partial u}{\partial x} \Rightarrow \sigma_{i,j}^t = E \cdot \frac{u_{i+1,j}^t - u_{i,j}^t}{\Delta x}$$

Il codice di calcolo FLAC usa uno schema di soluzione "esplicito condizionatamente stabile", la cui sequenza di calcolo iterativo, illustrata schematicamente nella figura seguente, comprende i seguenti passi:

- per ogni nodo della griglia si valuta la massa m , la risultante delle forze esterne F_e (gravità, carichi esterni ...), la risultante delle forze interne F_i ,

calcolata per integrazione degli sforzi nelle zone collegate al nodo stesso, così che è possibile determinare la forza squilibrata agente sul nodo F_u (unbalanced force $F_u = F_e - F_i$);

- per ogni gridpoint si scrive l'equazione di Newton $F_u = m \cdot a$, tramite la quale è possibile determinare l'accelerazione del nodo in esame; integrando due volte l'accelerazione si ottiene la velocità e lo spostamento incrementale di ogni nodo;
- dal campo di spostamenti incrementali, è possibile risalire al campo di deformazioni incrementali e quindi, attraverso il legame costitutivo dei materiali, al campo di variazioni degli sforzi nel reticolo;
- la variazione degli sforzi comporta la modifica, per ogni nodo della griglia, della risultante delle forze interne e conseguentemente la necessità di rideterminare la F_u , dando inizio ad un nuovo passo di calcolo. Il processo iterativo ha termine qualora si ottenga una forza squilibrata che abbia un valore minore di una tolleranza prestabilita.



Figura 1 – Fasi di computazione del codice di calcolo FLAC

3.2. LINCA

LINCA è un codice di calcolo che permette il tracciamento delle Linee caratteristiche al fronte e lontano dal fronte. Il metodo seguito è analitico e permette di trovare soluzione in forma chiusa.

Il principio si basa sul legame esistente tra la pressione applicata sul contorno del cavo di una galleria circolare profonda e lo spostamento radiale del contorno stesso. Al diminuire della pressione interna cresce lo spostamento. La relazione tra lo spostamento radiale del cavo e la pressione applicata definisce la curva caratteristica della galleria.

Si potrà dunque calcolare la curva caratteristica della galleria e le curve caratteristiche delle opere strutturali, determinando, all'intersezione, la pressione di equilibrio.

La curva caratteristica del rivestimento è individuata dalla rigidezza k della struttura e dallo spostamento radiale che si è già sviluppato prima dell'installazione del supporto messo in opera ad una determinata distanza dal fronte, distanza rappresentata dal valore u nei grafici esposti in relazione e che considerano l'applicazione di elementi di rivestimento.

Il metodo può essere usato se le seguenti condizioni sono rispettate :

- campo delle pressioni isotropo dell'ammasso roccioso indisturbato;
- ammasso roccioso omogeneo e isotropo;
- profilo della galleria circolare;
- stato di deformazione piano.

4. CRITERI DI VERIFICA DEI RIVESTIMENTI

I criteri di verifica adottati per il calcolo delle armature sono quelli presenti nella normativa italiana D.M.08 al capitolo 4, per le sezioni in cemento armato inflesse e presso inflesse, sia per lo Stato Limite Ultimo che per lo Stato Limite di Esercizio. Nel seguito si passeranno in rassegna tutti i criteri adottati.

4.1. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

4.1.1. Resistenza a sforzo normale e flessione

Per la valutazione della resistenza ultima delle sezioni di elementi monodimensionali si adottano le seguenti ipotesi:

- Conservazione delle sezioni piane;
- Perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- Resistenza a trazione del calcestruzzo nulla;
- Rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione;
- Rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima.

Si assumeranno come diagrammi tensione-deformazione i diagrammi parabola-rettangolo e elastico perfettamente plastico rispettivamente per calcestruzzo e acciaio.

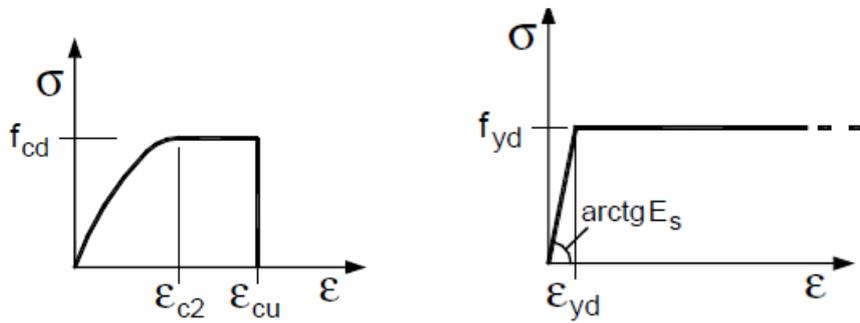


Figura 2 - Diagrammi σ - ε adottati (D.M.2008-Figure 4.1.1 e 4.1.2)

Per la classe di calcestruzzo adoperata i valori di deformazione ε_{c2} ed ε_{cu} valgono rispettivamente 0.2% e 0.35%.

Definite le ipotesi di base e i diagrammi tensione-deformazione dei materiali è possibile illustrare l'analisi della sezione.

Con riferimento alla sezione pressoinflessa in figura, la verifica di resistenza si conduce controllando che:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

Dove:

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

N_{Ed} è il valore di calcolo della componente assiale dell'azione;

M_{Ed} è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

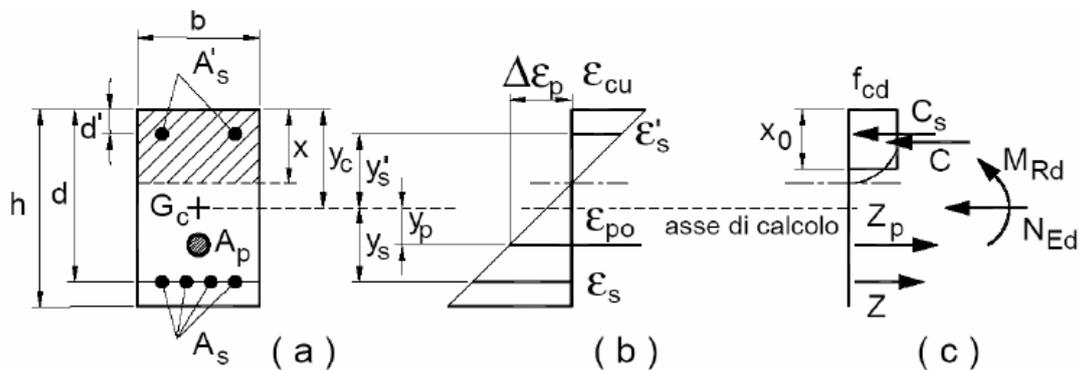


Figura 3 - Sezione pressoinflessa (D.M.2008-Figura 4.1.3)

4.1.2. Resistenza nei confronti delle sollecitazioni taglianti

Gli elementi delle gallerie non sono provvisti di una specifica armatura a taglio, pertanto la resistenza verrà valutata con la formulazione seguente:

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

con:

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

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

d altezza utile

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w d)$ rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$)

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ tensione media di compressione della sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$)

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm)

La verifica di resistenza al solito si pone:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

4.2. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

4.2.1. Verifica di fessurazione

La verifica di fessurazione è stata condotta nei confronti dello stato limite di apertura delle fessure, per il quale, fissata la combinazione di azioni, il valore limite di apertura delle fessure è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

$$w_1 = 0,2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0,3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0,4 \text{ mm}$$

La norma prescrive di considerare le combinazioni di carico frequente e quasi permanente mentre il limite sull'ampiezza della fessura dipende dalle condizioni ambientali.



**Collegamento autostradale Asti – Cuneo – Tronco II Lotto 6
 PROGETTO ESECUTIVO
 Galleria Verduno – Relazione di calcolo galleria naturale**

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tabella 1 – Condizioni ambientali (D.M.2008-Tabella 4.1.III)

Le classi di esposizione nel caso in esame sono la XF3 (classe minima C32/40) e la XA3 (classe minima C35/45) pertanto si hanno condizioni ambientali aggressive.

Per tali condizioni i limiti di ampiezza delle fessure sono riportati nella tabella sotto riportata per il caso di armature poco sensibili alla corrosione. Verranno considerati solo i limiti della combinazione quasi permanente.

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Tabella 2 - Limiti sull'ampiezza di apertura delle fessure (D.M.2008-Tabella 4.1.IV)

4.2.2. Verifica delle tensioni in esercizio

Si considereranno i limiti imposti dalla norma sulle tensioni di compressione nel cls per combinazione di carico quasi permanente:

$$\sigma_c < f_{ck} \times 0.25 \text{ (calcestruzzo non armato)}$$

$$\sigma_c < 0.45 f_{ck} \text{ (calcestruzzo armato)}$$



Collegamento autostradale Asti – Cuneo – Tronco II Lotto 6
PROGETTO ESECUTIVO
Galleria Verduno – Relazione di calcolo galleria naturale

Per l'acciaio invece vale la limitazione sotto riportata. Tale limite è imposto dalla norma per la combinazione di carico rara:

$$\sigma_s < 0.80f_{yk} \text{ (acciaio di armatura)}$$

Per lo spritz beton si considererà la seguente limitazione sulla tensione di compressione nel cls:

$$\sigma_c < f_{ck} \times 0.60 \text{ (spritz-beton)}$$

5. FASE DI DIAGNOSI - ANALISI DEL COMPORTAMENTO ALLO SCAVO (IN ASSENZA DI INTERVENTI)

Nel presente capitolo si esamina il comportamento allo scavo del fronte, in funzione delle caratteristiche geomeccaniche degli ammassi e considerate le coperture geostatiche più rappresentative presenti in progetto, in assenza di interventi.

5.1. IMPORTANZA DEL FRONTE DI SCAVO

La valutazione dell'evoluzione dello stato tensionale nel terreno a seguito della realizzazione di una galleria viene condotta attraverso l'analisi dei fenomeni deformativi del mezzo attraversato, che forniscono informazioni sul comportamento della cavità nei riguardi della stabilità a breve e a lungo termine. Il comportamento del cavo e del fronte è infatti funzione, oltre che delle caratteristiche geometriche della cavità stessa e dei carichi litostatici cui è soggetta, delle caratteristiche di resistenza e di deformabilità del nucleo d'avanzamento, inteso come il prisma di terreno individuato a monte del fronte dallo stesso profilo di scavo per una profondità di circa un diametro. Infatti, se il nucleo non è costituito da materiale sufficientemente rigido e resistente, tale da mantenere in campo elastico il proprio comportamento tenso-deformativo, si sviluppano fenomeni deformativi e plasticizzazioni rilevanti in avanzamento sul fronte, cui conseguono il detensionamento e il decadimento delle caratteristiche geomeccaniche del terreno al contorno del cavo. Se, viceversa, il comportamento del nucleo d'avanzamento si mantiene in campo elastico, esso svolge un'azione di precontenimento del cavo, che si mantiene a sua volta in condizioni elastiche, conservando le caratteristiche di massima resistenza del materiale attraversato.



Il comportamento del fronte di scavo, al quale è legato quello della cavità, può essere sostanzialmente ricondotto alle seguenti tre categorie:

Categoria A: Galleria a fronte stabile

Se il fronte di scavo è stabile, lo stato tensionale al contorno della cavità in prossimità del fronte si mantiene in campo prevalentemente elastico, ed i fenomeni deformativi osservabili sono di piccola entità e tendono ad esaurirsi rapidamente. In questo caso anche il comportamento del cavo sarà stabile, mantenendosi prevalentemente in campo elastico, e quindi non si rendono necessari interventi preventivi di consolidamento, se non localizzati e in misura molto ridotta. Il rivestimento definitivo costituirà allora il margine di sicurezza per la stabilità a lungo termine.

Categoria B: Galleria a fronte stabile a breve termine

Questa condizione si verifica quando lo stato tensionale indotto dall'apertura della cavità supera la resistenza meccanica del materiale al fronte, che non ha più un comportamento di tipo elastico, ma rientra nell'ambito di un comportamento di tipo elasto-plastico. I fenomeni deformativi connessi con la conseguente redistribuzione delle tensioni risultano più accentuati che nel caso precedente, e producono nell'ammasso al fronte una decompressione che porta al superamento della resistenza caratteristica del materiale. Questa decompressione può essere opportunamente controllata e con adeguati interventi di preconsolidamento del fronte e/o di consolidamento al contorno del cavo. In tal modo si fornisce l'opportuno contenimento all'ammasso, che manterrà un comportamento stabile. Nel caso non si prevedano opportuni interventi, lo stato tenso-deformativo potrà evolvere verso situazioni di instabilità del cavo durante le fasi realizzative. Anche in questo caso, il rivestimento definitivo costituirà il margine di sicurezza per il comportamento a lungo termine.

Categoria C: Galleria a fronte instabile

L'instabilità progressiva del fronte di scavo è attribuibile ad un'accentuarsi dei fenomeni deformativi in campo plastico, che risultano immediati e più rilevanti, manifestandosi prima ancora che avvenga lo scavo, oltre il fronte stesso. Tali deformazioni producono una decompressione significativa dell'ammasso al fronte, e portano ad un progressivo e rapido decadimento delle caratteristiche geomeccaniche del materiale. Questo tipo di decompressione più accentuata deve essere contenuta prima dell'arrivo del fronte di scavo, e richiede pertanto interventi di preconsolidamento sistematici in avanzamento, che consentano di creare artificialmente l'effetto arco capace di far evolvere la situazione verso configurazioni di equilibrio stabile.

Per la determinazione delle categorie di comportamento, occorre prendere in esame le seguenti caratteristiche:

- le caratteristiche di resistenza e deformabilità dell'ammasso connesse con le varie strutture geologiche che interessano le gallerie;
- i carichi litostatici corrispondenti alle coperture in gioco;
- la forma e le dimensioni della sezione di scavo;
- lo schema di avanzamento.

5.2. ANALISI DELLE CATEGORIE DI COMPORTAMENTO

Nella fase di diagnosi, sulla base degli elementi raccolti nella fase conoscitiva, vengono sviluppate le previsioni sul comportamento deformativo del cavo in assenza di interventi, al fine di giungere all'individuazione di tratte a comportamento omogeneo, suddivise nelle tre categorie di comportamento precedentemente descritte.



Gli strumenti numerici adottati per la determinazione del comportamento dell'ammasso allo scavo sono stati tre:

- 1) Metodo delle Linee Caratteristiche;
- 2) Analisi di stabilità al fronte mediante il “Metodo di Tamez”;
- 3) Analisi con il “Metodo di Broms e Bennemark”.

L'analisi di stabilità al fronte mediante “Metodo di Tamez” risulta utile laddove valori bassi di copertura geostatica sconsiglino l'applicazione del “Metodo delle Linee Caratteristiche”; infatti, venendo a mancare l'ipotesi di base, ovvero che la pressione al contorno del cavo sia di tipo idrostatica, i risultati forniti dal “Metodo delle Linee Caratteristiche” sarebbero poco rappresentativi del reale comportamento dell'ammasso; in questi casi, un'indicazione della stabilità del fronte di scavo a basse coperture può, invece, essere fornita dal Metodo di Tamez che valuta l'equilibrio limite del prisma di terreno potenzialmente instabile in prossimità del fronte; tuttavia questo strumento non fornisce indicazioni sul comportamento deformativo dell'ammasso in prossimità del fronte e quindi non può essere impiegato quale unico strumento per la definizione degli interventi di stabilizzazione da prevedere in avanzamento. Da ultimo sono state condotte anche analisi di stabilità del fronte mediante la metodologia di Broms e Bennemark, al fine di stimare le condizioni di stabilità in condizioni non drenate, con riferimento al breve termine.

5.2.1. Metodo delle Linee Caratteristiche

Le linee caratteristiche consistono nel simulare lo scavo di una galleria nell'ipotesi di simmetria assiale e di stato di deformazione piana.

Per linee caratteristiche di una cavità si intendono delle curve che legano le pressioni di contenimento, esercitate in senso radiale sul bordo della galleria



dalle opere di stabilizzazione e di rivestimento, agli spostamenti radiali al suo contorno (convergenze).

Lo scavo è rappresentato come una graduale riduzione di una pressione fittizia “p” applicata alle pareti della galleria, tramite cui si simula il progressivo deconfinamento del terreno prodotto dall’avvicinarsi del fronte di scavo alla sezione di calcolo e al successivo avanzamento del fronte stesso, cui corrisponde una convergenza radiale “u” crescente in funzione delle caratteristiche dell’ammasso.

Esse possono quindi essere utilizzate, oltre che per valutare il comportamento dell’ammasso allo scavo, anche per determinare lo stato di sollecitazione sui diversi interventi costituenti la galleria, mediante la sovrapposizione degli effetti delle curve caratteristiche della cavità e dei singoli interventi che la costituiscono. Per ogni galleria è possibile costruire due curve caratteristiche principali:

- la linea caratteristica del fronte, valida presso il fronte di scavo, detta curva caratteristica del fronte, che tiene conto dell'effetto tridimensionale delle tensioni vicino ad esso e che permette di risalire, mediante considerazioni sulla resistenza del nucleo, all'entità della convergenza già subita dalla galleria nella sezione in corrispondenza al fronte di scavo,
- la linea caratteristica del cavo, valida per qualsiasi sezione sufficientemente lontana dal fronte, detta curva caratteristica della cavità, per la quale lo stato di tensione può considerarsi piano. In generale, ove la curva caratteristica non intersechi in un valore finito l'asse delle deformazioni radiali, la galleria risulta instabile senza adeguati interventi di stabilizzazione.

FIGURA 11. PROGRESSIVO DECONFINAMENTO DEL BORDO DI SCAVO PER SIMULARE L'AVANZAMENTO DELLA GALLERIA

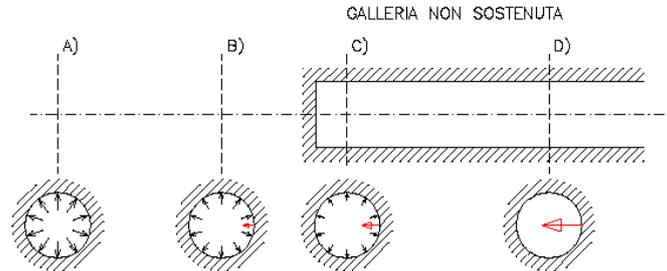


Figura 4 – Modello schematico della cavità – Galleria non sostenuta

Se la galleria è scavata in assenza di sostegni, il valore finale della pressione di confinamento è pari a 0; in caso contrario allo stato finale è presente una pressione di confinamento > 0 che rappresenta la pressione di equilibrio del cavo ottenuta dall'intersezione della curva caratteristica della cavità e dei rivestimenti impiegati come spiegato nel seguito in dettaglio.

Sulla base delle elaborazioni effettuate, è quindi possibile esprimere delle considerazioni sul comportamento dell'ammasso allo scavo, con particolare riguardo alla prevedibile entità dei fenomeni deformativi del fronte e del cavo e all'estensione dell'eventuale fascia di materiale al contorno della cavità in cui il livello tensionale supera il limite elastico.

Valutando lo spostamento al fronte " u_f " è possibile pertanto individuare a priori il comportamento della galleria, distinguendo tra fronte stabile (A), stabile a breve termine (B) ed instabile (C), secondo la classificazione A.De.Co.Rs già presentata nei paragrafi precedenti.

In generale il Metodo delle Linee Caratteristiche è valido nei casi in cui si ritenga lecito ipotizzare che l'andamento delle sollecitazioni indotte dallo scavo, sotto l'azione delle spinte di montagna, sia di tipo idrostatico; ciò si verifica generalmente per coperture almeno $H > 3D$ (D = diametro di scavo della galleria); valori di copertura inferiori conducono a un risultato poco rappresentativo dell'effettivo comportamento dell'ammasso roccioso.



**Collegamento autostradale Asti – Cuneo – Tronco II Lotto 6
PROGETTO ESECUTIVO
Galleria Verduno – Relazione di calcolo galleria naturale**

Le Linee Caratteristiche presentate in questo progetto sono quelle proposte da Attemberg-Lombardi.

Si sono costruite le linee caratteristiche relative alle situazioni a diverso comportamento geomeccanico, con riferimento alle **Unità 7** (Argille di Sant'Agata) e all'**Unità 6** (Formazione dei Gessi). Il loro andamento, calcolato sulla base dei parametri geomeccanici caratteristici dei materiali attraversati, è riportato nelle figure allegate alla presente relazione. Nella seguente tabella sono riassunti i principali risultati forniti dalle elaborazioni numeriche condotte.

Formazione geomeccanica	R [m]	H [m]	H/D [-]	≧	Parametri geomeccanici di calcolo								Risultati Linee Caratteristiche											
					γ	c_p	c_r	ϕ_p	ϕ_r	ν	E_p	E_r	U	U_f	(U- U_f)	U/R ₀	U_f/R_0	(U- U_f)/R ₀	R _p /R ₀	Fascia di cavo	R _{pf} /R ₀	Fascia di fronte	R _{1/2 nat.}	Cat.
					[KN/m ³]	[kPa]	[kPa]	[°]	[°]	[-]	[MPa]	[MPa]	[cm]	[cm]	[cm]	[-]	[-]	[-]	[-]	[m]	[-]	[m]	[m]	[-]
Unità 7-Limi argillosi/Marne	7.65	30	2.0	1	21.0	70	70	30	30	0.3	150	150	9.13	5.13	4.00	1.2%	0.7%	0.5%	1.76	5.81	1.41	3.14	12.12	B
		50	3.3	2	21.0	80	80	30	30	0.3	180	180	17.39	9.44	7.95	2.3%	1.2%	1.0%	2.07	8.19	1.59	4.51	13.86	B
		70	4.6	3	21.0	100	100	30	30	0.3	200	200	24.21	12.83	11.38	3.2%	1.7%	1.5%	2.18	9.03	1.65	4.97	17.32	B
		90	5.9	4	21.0	100	100	30	30	0.3	200	200	39.01	19.53	19.48	5.1%	2.6%	2.5%	2.44	11.02	1.78	5.97	17.32	B/C
Unità 6-Gessi	7.65	40	2.6	5	20.0	40	40	24	24	0.3	200	200	19.40	13.10	6.30	2.5%	1.7%	0.8%	3.18	16.68	2.38	10.56	6.16	B

Tabella 3 - Risultati Linee Caratteristiche

Dove:

R=raggio di scavo;

D=diametro di scavo;

H=copertura geostatica;

γ =peso specifico di volume;

c_p =coesione di picco;

c_r =coesione residua;

ϕ_p =angolo d'attrito di picco;

ϕ_r =angolo d'attrito residuo;

E_p =modulo elastico di picco;

E_r =modulo elastico residuo;

ν =coefficiente di Poisson;

U_f =convergenza al fronte;

R_{pf} =raggio plastico al fronte;

U=convergenza del cavo;

R_p =raggio plastico del cavo;

$R_{1/2}$ =resistenza di mezzo nucleo.

5.2.2. Metodo di Tamez

La valutazione della stabilità del fronte di scavo può essere condotta mediante l'impiego di metodi analitici semplificati all'equilibrio limite. In particolare si fa riferimento alle teorie di Tamez e Cornejo che ipotizzano che esistano dei prismi di terreno in distacco secondo sezioni longitudinali, giungendo a definire un coefficiente di sicurezza FSF nei confronti della stabilità del fronte di scavo. Il metodo dell'equilibrio limite proposto da Tamez tiene conto della riduzione dello stato di confinamento triassiale del nucleo di terreno oltre il fronte per mezzo di un meccanismo di rottura del tipo effetto volta, con il quale il volume di terreno gravante sulla corona della galleria è definito da un paraboloide, approssimato mediante tre solidi prismatici, come illustrato nelle figure seguenti.

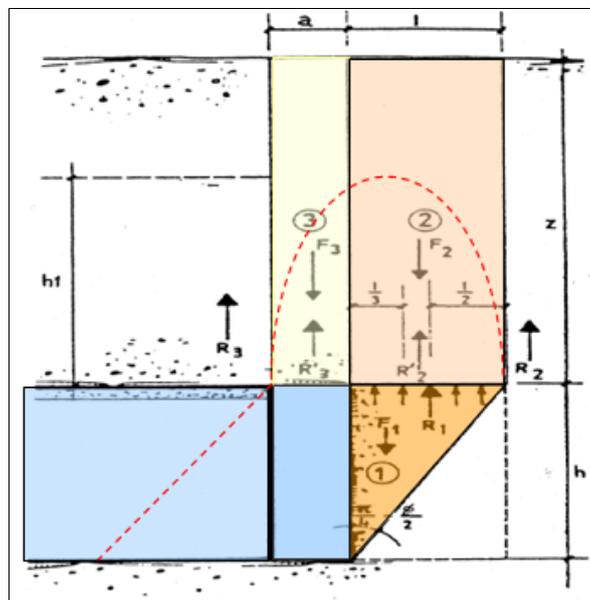


Figura 5 - Schema proposto da Tamez.

In questo modo si determinano le massime tensioni tangenziali che si possono sviluppare sulle facce di ogni prisma senza che avvengano scorrimenti (forze



resistenti) e le forze di massa di ogni prisma (forze agenti). Il rapporto tra i momenti delle forze resistenti e delle forze agenti fornisce un coefficiente di sicurezza, denominato FSF (face security factor).

Al valore di FS definito dall'equilibrio limite può essere associato, indicativamente, un tipo di comportamento deformativo del fronte di scavo, secondo quanto descritto nella tabella esposta nel seguito.

FS	Comportamento del fronte di scavo
>2	Comportamento elastico
1.5 - 2	Comportamento elasto - plastico: cedimenti normalmente ammissibili
1.3 - 1.5	Comportamento elasto - plastico: cedimenti importanti
1 - 1.3	Incipiente rottura
<1	Rottura

Tabella 4 – Categorie di comportamento del fronte – FS secondo Tamez

Le analisi di stabilità del fronte sono state condotte, in linea con quanto effettuato nelle analisi tramite linee caratteristiche, relativamente alle situazioni a diverso comportamento geomeccanico, con riferimento alle **Unità 7** (Argille di Sant'Agata) e **Unità 6** (Formazione dei Gessi). Sono state condotte analisi anche in corrispondenza delle zone di imbocco in cui le gallerie attraversano le **Unità 4 e 5** (Depositi di frana).

Le coperture considerate nelle analisi risultano essere pari a 3.5m (protesi), 5m e 10m per le Unità 4 e 5, pari a 10m, 20m e 40m per l'Unità 6 e pari a 30m, 50m, 70m e 90m (quota di massima copertura) per l'Unità 7. In presenza di falda si è fatto riferimento al peso dello scheletro solido del terreno γ' .

Recenti prove di laboratorio effettuati su campioni indisturbati prelevati con perforazioni eseguite nella zona della Cascina dello Spià, hanno mostrato che i materiali sono sovraconsolidati meccanicamente con presenza di fenomeni di cementificazione. Alla luce di questo si è ritenuto opportuno esaminare anche



Collegamento autostradale Asti – Cuneo – Tronco II Lotto 6
PROGETTO ESECUTIVO
Galleria Verduno – Relazione di calcolo galleria naturale

valori di k maggiori di 1 effettuando analisi con due valori di k_0 così da coprire il possibile range di variabilità presente nel contesto in esame:

- $k_0 = 1 - \sin \phi$;
- $k_0 = 1,2$ (condizione di materiale sovra consolidato).

Nel seguito sono riepilogate le analisi svolte ed i risultati ottenuti in termini di fattore di sicurezza ai diversi valori di copertura.

Analisi 1 ($k_0 = 1 - \sin \phi$)

ANALISI STABILITA' DEL FRONTE - FASE DI DIAGNOSI - Tamez & Cornejo							
Formazione	Copertura (m)	D_{tunnel} (m)	γ (kN/m ³)	φ (°)	c' (kPa)	Falda in chiave calotta [m]	FSF
Unita 4/5 Gessi	3.5	13.6	20	24	5	-	0.74
	5	15			5	-	0.07
	10	15			5	-	0.04
Unita 6 Gessi	10	15.3	20	24	30	-	0.55
	20	15.3			35	-	0.61
	40	15.3			40	falda in chiave calotta	1.57
Unita 7 limi argillosi - marna	30	15.3	21	30	70	20	2.51
	50	15.3			80	30	2.46
	70	15.3			100	50	2.55
	90	15.3			100	40	2.59

Tabella 5 - Risultati Metodo di Tamez

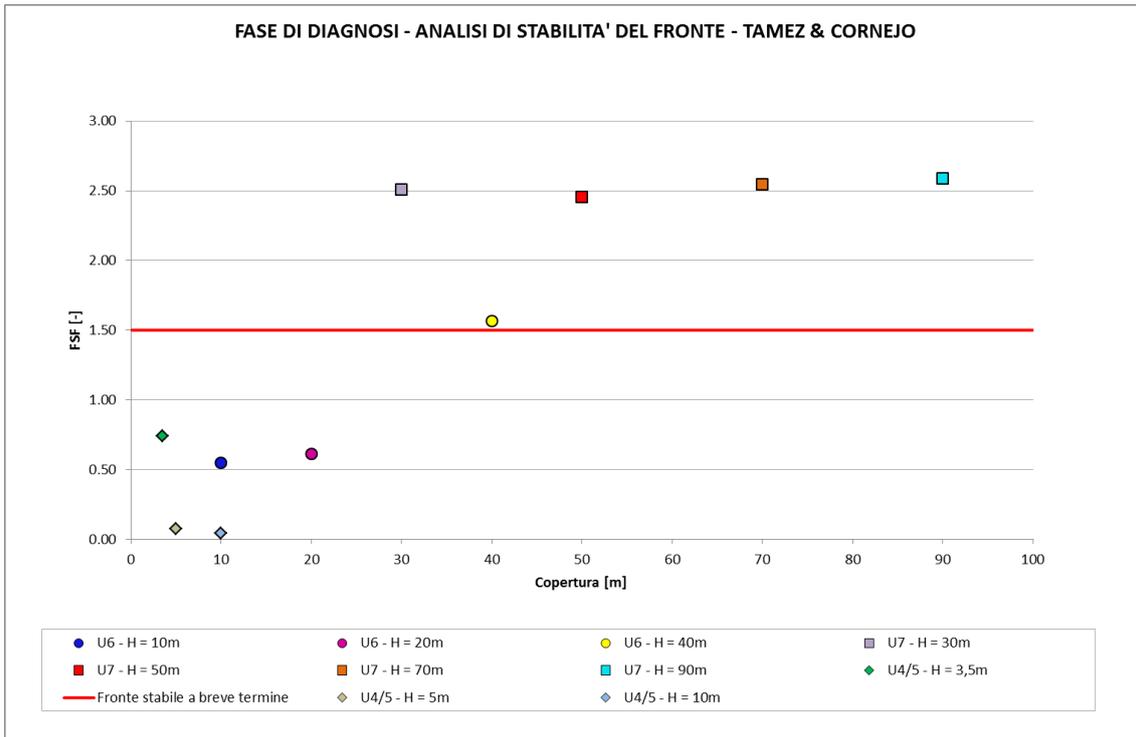


Figura 6 - Risultati Metodo di Tamez

Dai risultati esposti nella tabella di sintesi si osserva come in presenza dell'Unità 7 si hanno fattori di sicurezza ampiamente superiori a 2.0, mentre in presenza dell'Unità 6 si hanno fattori inferiori a 1.5 e, in presenza di basse coperture, sia in corrispondenza dell'Unità 6 che delle Unità 4 e 5, inferiori ad 1.

Analisi 2 ($k_0 = 1,2$)

ANALISI STABILITA' DEL FRONTE - FASE DI DIAGNOSI - Tamez & Cornejo							
Formazione	Copertura (m)	D _{tunnel} (m)	γ (kN/m ³)	φ (°)	c' (kPa)	Falda in chiave calotta [m]	FSF
Unita 4/5 Gessi	3.5	13.6	20	24	5	-	0.55
	5	15			5	-	0.03
	10	15			5	-	0.01
Unita 6 Gessi	10	15.3	20	24	30	-	0.35
	20	15.3			35	-	0.40
	40	15.3			40	falda in chiave calotta	1.10
Unita 7 limi argillosi - marna	30	15.3	21	30	70	20	1.80
	50	15.3			80	30	1.86
	70	15.3			100	50	1.95
	90	15.3			100	40	2.03

Tabella 6 - Risultati Metodo di Tamez

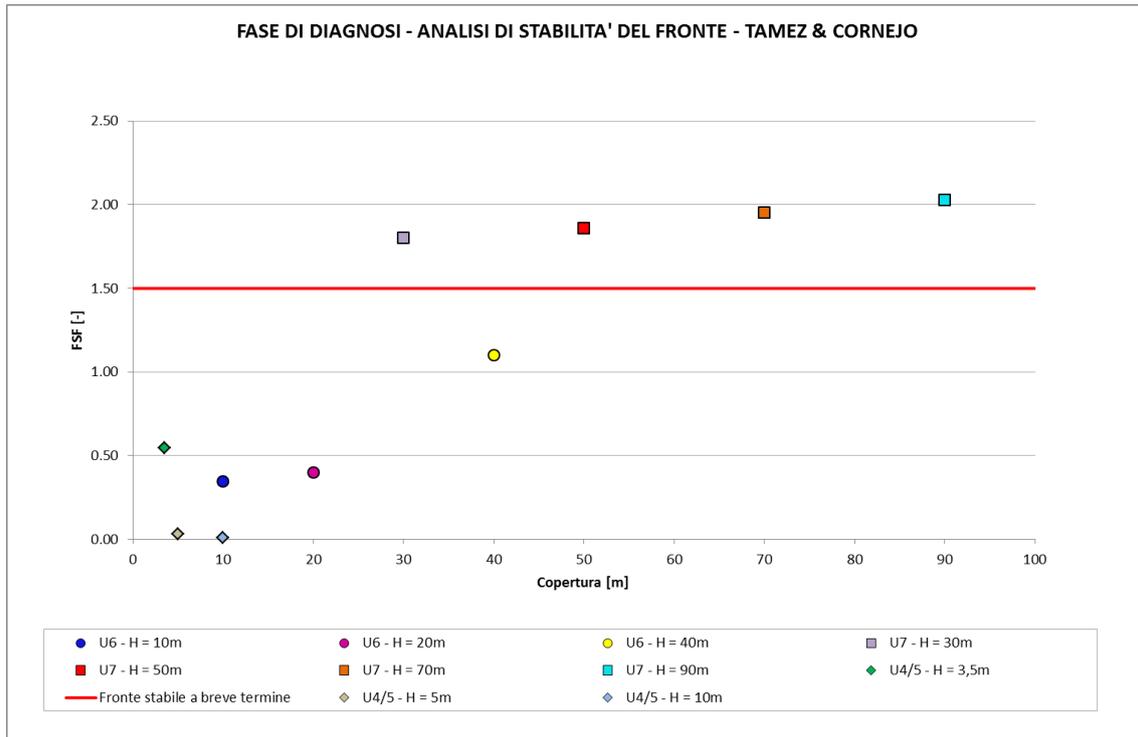


Figura 7 - Risultati Metodo di Tamez

L'assunzione di un rapporto tra sforzi orizzontali e verticali superiore a 1, in virtù del possibile sovra consolidamento degli ammassi, porta ad ottenere fattori di sicurezza leggermente inferiori; in particolare per l'unità 7 si hanno fattori di sicurezza di poco inferiori a 2.

5.2.3. Analisi assialsimmetriche

Al fine di effettuare un'analisi di maggiore dettaglio del comportamento deformativo allo scavo del "nucleo-fronte", sono state condotte anche analisi mediante modelli assialsimmetrici, così da valutare contemporaneamente due fattori: 1) le condizioni di plasticizzazione del nucleo e del contorno dello scavo in corrispondenza del fronte e 2) la risposta deformativa al fronte in termini di estrusione. Le analisi sono state condotte con riferimento alle condizioni di massimo ricoprimento, pari a 40 m in presenza dell'Unità 6 e pari a 90 m in presenza dell'Unità 7. Nella figura seguente viene mostrata la mesh di calcolo

adottata nelle analisi; è stata limitata la convergenza radiale a 5 cm, che risulta essere il gap assunto tra la testa di scavo della TBM e la coda dello scudo (la presenza dello scudo impedisce l'ulteriore convergenza del cavo).

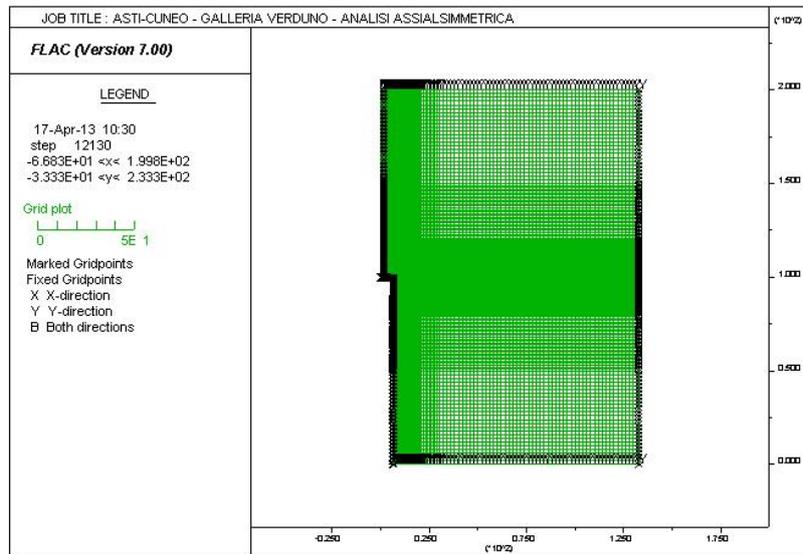


Figura 8 – Mesh di calcolo

Unità 6 – Condizioni di copertura massima H = 40 m

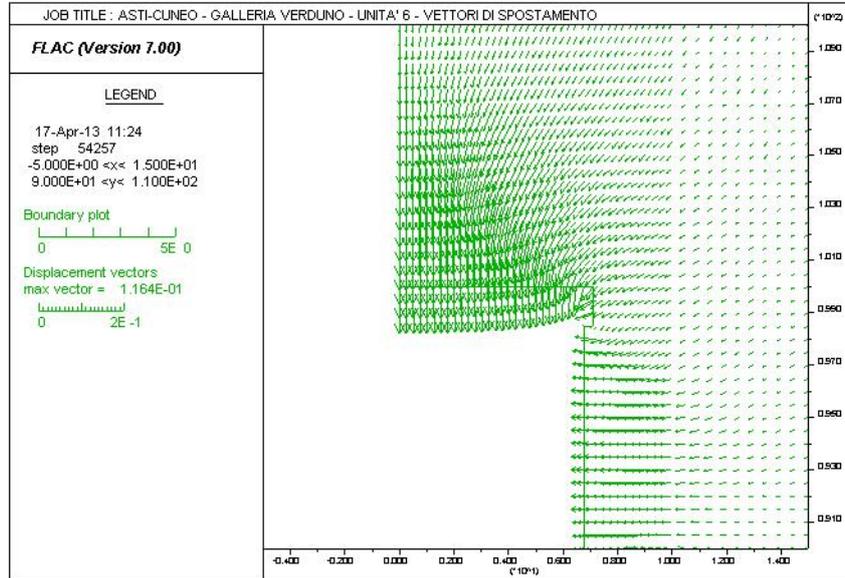


Figura 9 – Unità 6 – Vettori di spostamento

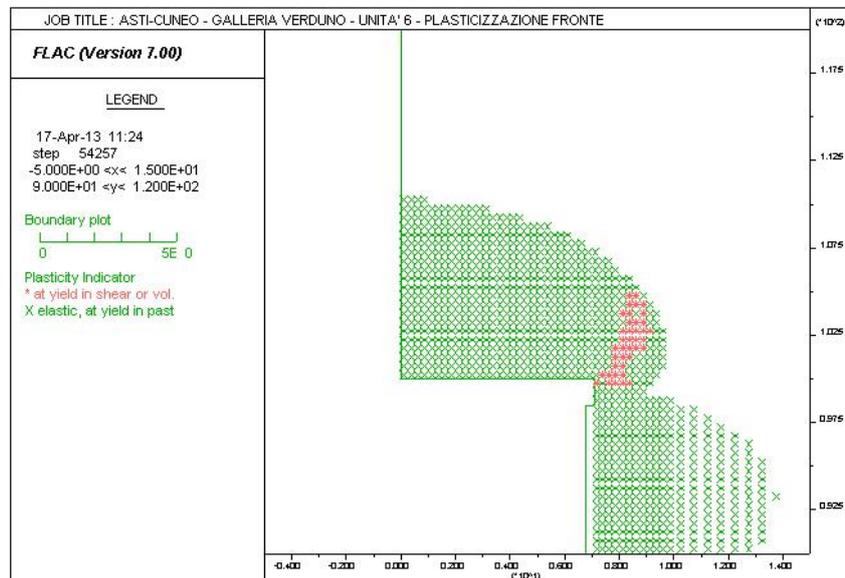


Figura 10 – Unità 6 – Plasticizzazioni

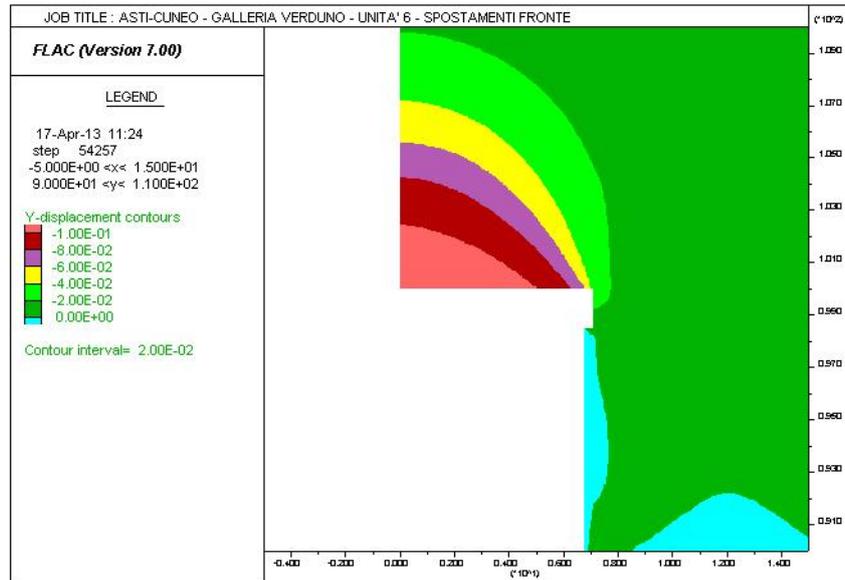


Figura 11 – Unità 6 - Spostamenti

L'analisi mostra risultati in linea con quanto ottenuto dalle formulazioni empiriche di Tamez. Si osserva in particolare la presenza di plasticizzazioni contenute in corrispondenza del nucleo; i fenomeni deformativi, all'apertura dello scavo, evolvono in campo sostanzialmente elastico-plastico, con deformazioni il cui valore massimo di estrusione riscontrato risulta essere pari a circa 11.6 cm, quindi significativa. Nel seguito si riporta l'andamento del valore di estrusione con la progressiva riduzione della tensione di confinamento agente.

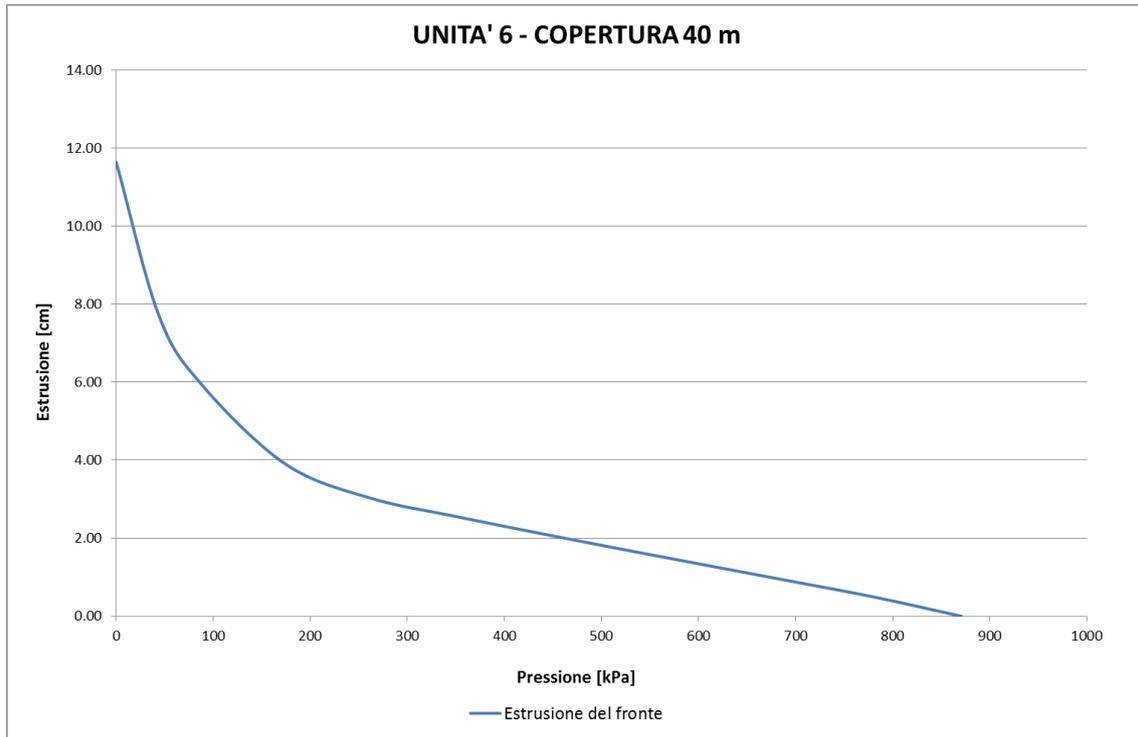


Figura 12 – Unità 6 – Estrusione

Il comportamento deformativo al fronte indica l'opportunità di prevedere una pressione al fronte tale da mantenere il fronte stesso in campo elastico, contenendo i valori di estrusione.

Unità 7 – Condizioni di copertura massima H = 90 m

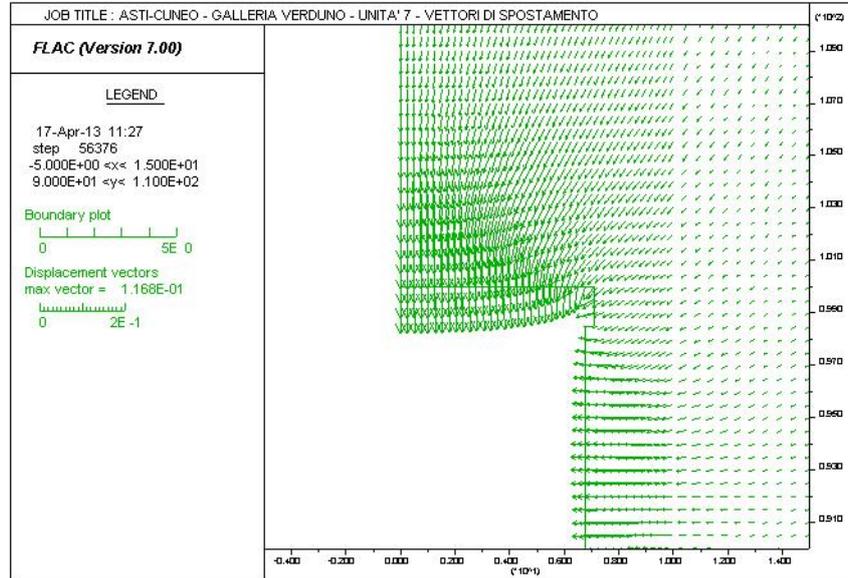


Figura 13 – Unità 7 – Vettori di spostamento

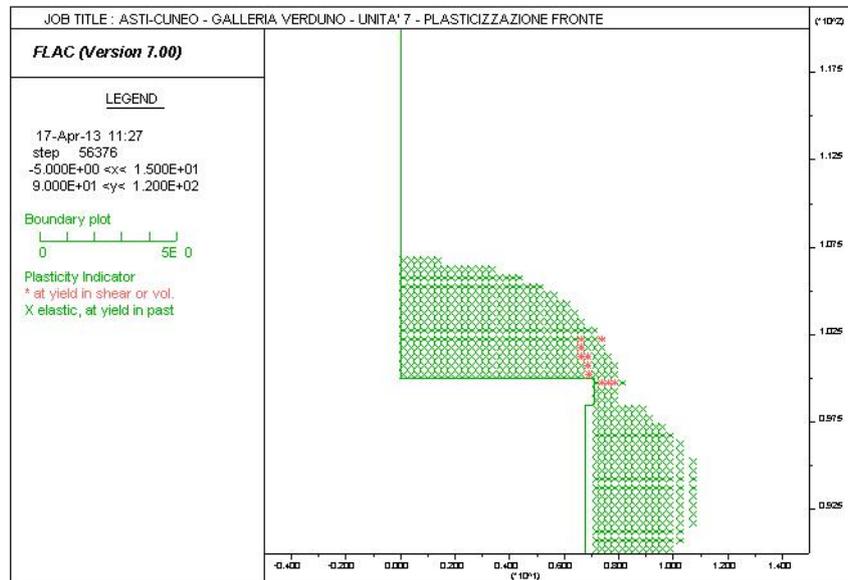


Figura 14 – Unità 7 – Plasticizzazioni

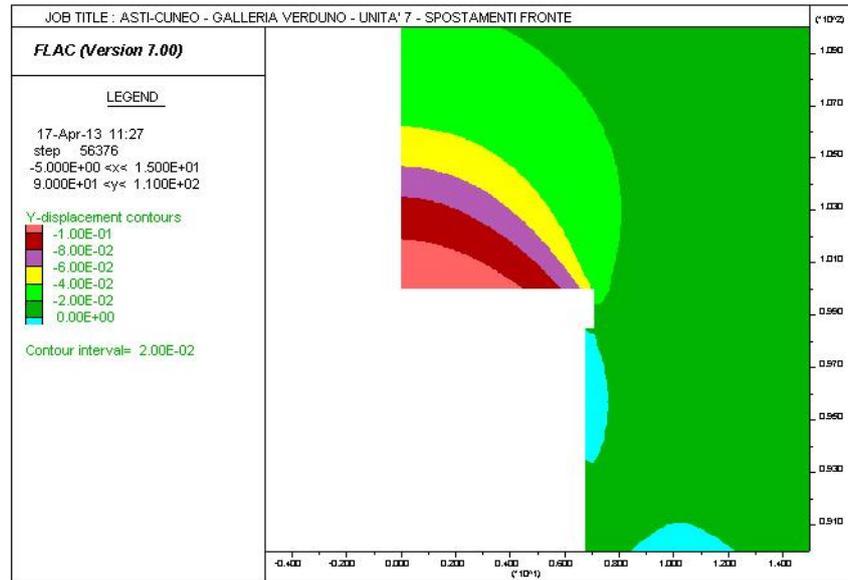


Figura 15 – Unità 7 - Spostamenti

Nonostante nel modello non si rilevino significative plasticizzazioni in corrispondenza del nucleo-fronte, ad evidenziare condizioni di sostanziale stabilità del fronte, come già evidente dalle analisi svolte con il metodo di Tamez, l'analisi assialsimmetrica mostra come si sviluppino fenomeni deformativi all'apertura dello scavo, che evolvono in campo sostanzialmente elastico-plastico, con valori di estrusione del fronte pari a circa 11.7 cm. Nel seguito si riporta l'andamento del valore di estrusione con la progressiva riduzione della tensione di confinamento agente.

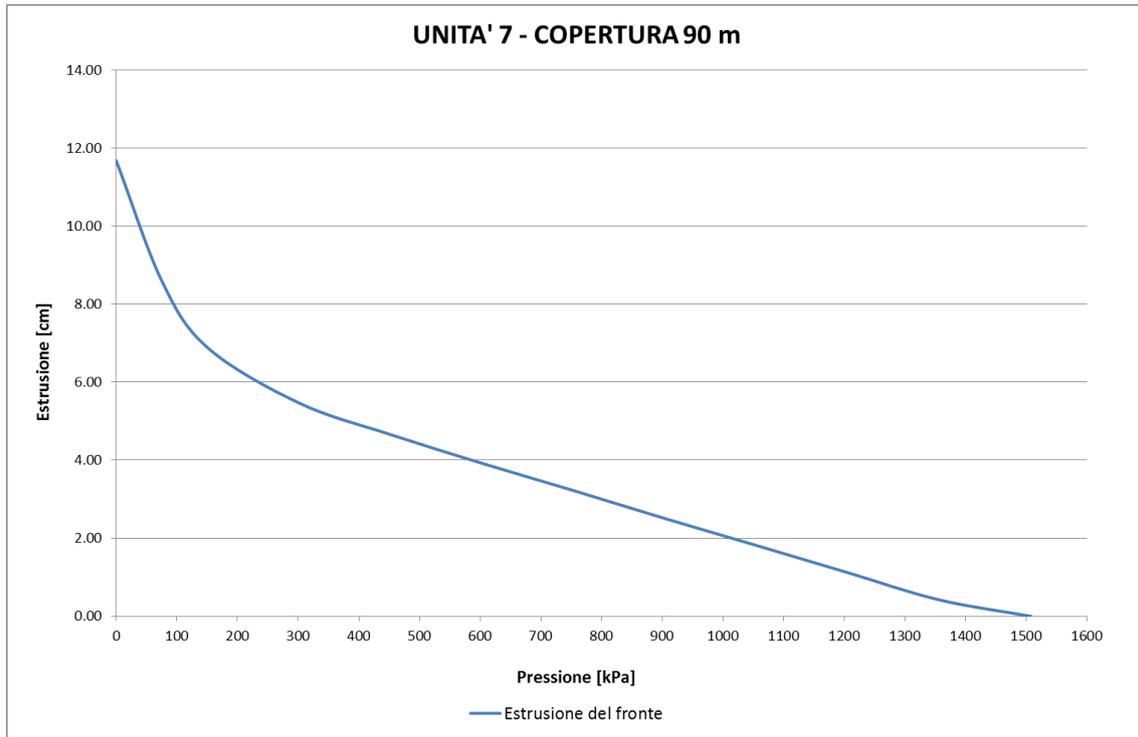


Figura 16 – Unità 7 – Estrusione

Il comportamento deformativo al fronte indica l'opportunità di prevedere una pressione al fronte tale da mantenere il fronte stesso in campo elastico, contenendo i valori di estrusione.

5.2.4. Analisi stabilità del fronte di scavo Broms e Bennermark, 1967; Peck, 1969

Un ulteriore metodo per valutare la stabilità del fronte è basato sulla definizione del rapporto di stabilità definito da Broms e Bennermark (1967) in condizioni non drenate, condizione che può governare il comportamento dinamico delle fasi di scavo della galleria naturale. In terreni coesivi ove, considerata la rapidità dello scavo, è logico supporre che possano mantenersi condizioni non drenate ed esprimere la resistenza in termini di tensioni totali, la condizione di stabilità del fronte può essere infatti valutata in base alle seguenti espressioni:

$$(a) \quad N = \frac{\sigma_s + \gamma \cdot \left(C + \frac{D}{2} \right) - \sigma_t}{c_u} \leq 6 - 7 \quad (\text{Broms e Bennermark, 1967; Peck, 1969})$$

con:

- σ_s sovraccarico eventualmente applicato a piano campagna;
- γ peso di volume del terreno;
- C copertura dalla chiave di calotta;
- D diametro della galleria (diametro equivalente);
- σ_t pressione sul fronte di scavo;
- c_u resistenza al taglio non drenata.

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

Il rapporto di stabilità definito da Broms e Bennermark può ovviamente essere visto come un coefficiente di sicurezza, ma tenendo tuttavia in conto che un



**Collegamento autostradale Asti – Cuneo – Tronco II Lotto 6
PROGETTO ESECUTIVO
Galleria Verduno – Relazione di calcolo galleria naturale**

valore del rapporto di stabilità più elevato corrisponde ad un coefficiente di sicurezza più basso e pertanto il margine di sicurezza non è facilmente definibile.

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

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

Tabella 7 - Relazione fra il numero di stabilità e le deformazioni attese

Per le principali unità (6 e 7) si riporta una sintesi dei risultati ottenuti:

ANALISI STABILITA' DEL FRONTE - FASE DI DIAGNOSI - Broms & Bennermark								
Formazione	Copertura (m)	D _{eq} (m)	C _u (kPa)	γ (kN/m ³)	σ_o (kPa)	σ_s (kPa)	σ_t (kPa)	N
Unità 6 Gessi	10	15.3	400	20	353	-	-	0.88
	20	15.3	600		553			0.92
	40	15.3	800		953			1.19
Unità 7 limi argillosi - marna	30	15.3	531	21	791	-	-	1.49
	50	15.3	551		1211			2.20
	70	15.3	572		1631			2.85
	90	15.3	592		2051			3.46

*si rimanda alla Relazione geotecnica per la definizione dei parametri non drenati

Tabella 8 – Sintesi dei risultati – Metodo di Broms & Bennermark

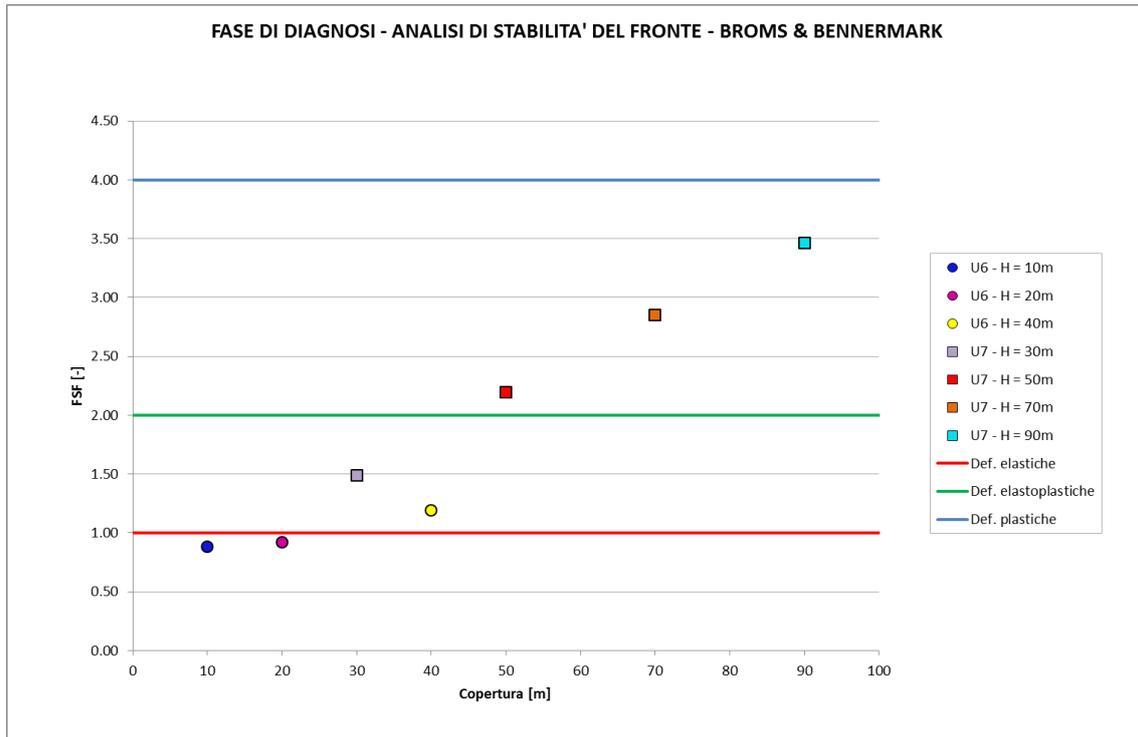


Figura 17 – Sintesi dei risultati – Metodo di Broms & Bennermark

5.2.5. Considerazioni conclusive sul comportamento del fronte allo scavo

Le analisi condotte e sopra descritte hanno avuto come scopo principale quello di cogliere il comportamento del fronte di scavo della galleria naturale nei differenti contesti geomeccanici riscontrati durante lo scavo della galleria naturale, in funzione delle coperture e della relativa caratterizzazione geotecnica, sia in condizioni drenate che non drenate. Con riferimento ai risultati emersi, si riportano alcune considerazioni che hanno motivato le scelte progettuali descritte nei successivi capitoli.

Per il contesto geomeccanico della Formazione gessoso-solfifera, **Unità 6**, si è condotta l'analisi delle Linee caratteristiche per la massima copertura pari a 40 m, risultando tali analisi poco significativa per coperture inferiori, per le quali si è proceduto con le verifiche di stabilità del fronte secondo le formulazioni di Tamez ed il rapporto di stabilità definito da Broms e Bennermark. Dalla Linea



Caratteristica calcolata, il comportamento del fronte di scavo è di tipo B, con convergenze al fronte, in assenza di interventi, pari a 13 cm (deformazioni radiali, rapportate al raggio della galleria, pari al 1.7%) e fascia plastica sviluppata al fronte pari a circa 10.5 m. Le analisi di stabilità del fronte hanno evidenziato condizioni di sostanziale stabilità con riferimento sia alla condizione drenata (ad eccezione delle zone a basse coperture in assenza di falda) che alla condizione non drenata. Tale comportamento è stato inoltre confermato dagli approfondimenti condotti mediante analisi assialsimmetriche, le quali hanno indicato generali condizioni di stabilità, pur evidenziando anch'esse valori di estrusione cumulati pari a 12 cm circa.

Nel contesto geomeccanico della Formazione delle Marne di Sant'Agata, costituita dai limi argillosi, **Unità 7**, le Linee Caratteristiche condotte alle diverse coperture evidenziano un comportamento del fronte di scavo di tipo B, "stabile a breve termine". Si hanno convergenze al fronte comprese tra 5 cm e 20 cm, con deformazioni radiali al fronte dell'ordine dell'0.7%-2.6%, in presenza di valori di fascia plastica inferiori al diametro (3-6 m in funzione delle coperture). Le analisi di stabilità del fronte hanno evidenziato anche in questo caso condizioni di sostanziale stabilità con riferimento sia alla condizione drenata, che alla condizione non drenata. Tale comportamento è stato inoltre confermato dalle analisi assialsimmetriche, condotte tramite un codice di calcolo a differenze finite: si sono rilevate condizioni di generale stabilità, modeste plasticizzazioni, ma evoluzioni deformative comunque significative.

In entrambe le situazioni geomeccaniche studiate, si ritiene che sia comunque necessario prevedere il mantenimento di una pressione di confinamento in camera di scavo, al fine di contenere le deformazioni al fronte e conseguentemente i volumi persi in fase di avanzamento.



Collegamento autostradale Asti – Cuneo – Tronco II Lotto 6
PROGETTO ESECUTIVO
Galleria Verduno – Relazione di calcolo galleria naturale

Per le zone di imbocco della galleria, in presenza di basse coperture e di terreni appartenenti alle **Unità 4 e 5**, le analisi di stabilità del fronte di scavo condotte mediante le formulazioni di Tamez hanno evidenziato condizioni di instabilità del nucleo-fronte, richiedendo quindi la messa in opera di interventi di consolidamento, mediante elementi strutturali in vetroresina o trattamenti colonnari in jet-grouting, al fine di contenere l'evoluzione del comportamento deformativo e guidare il fronte verso condizioni di stabilità.

6. FASE DI TERAPIA - FASI ESECUTIVE E METODOLOGIA DI INTERVENTO

Per lo scavo della Galleria Verduno, gli approfondimenti progettuali condotti, discussi in dettaglio nella “Relazione Tecnica Generale”, documento 2.6-E.rD.2.1.01, hanno portato a privilegiare l’adozione dello scavo meccanizzato, mediante adozione di TBM del tipo EPB; tale soluzione è risultata quella in grado di garantire maggiori condizioni di sicurezza ed una più favorevole gestione dei tempi realizzativi dell’opera.

Al fine di contenere l’impatto delle opere in corrispondenza degli imbocchi, si è inoltre previsto di realizzare brevi tratti di galleria, in corrispondenza dell’attacco degli scavi, con metodologia in tradizionale (sezioni tipo C1, C2p e C2p-TBM), così da consentire la messa in pressione del fronte della TBM in presenza di idonei ricoprimenti (5-6 m), senza determinare importanti sbancamenti, che sarebbero risultati molto invasivi nel delicato contesto geomorfologico dei versanti in cui si inserisce l’opera.

Inoltre, nella tratta di attraversamento dei gessi, a partire dall’imbocco Cherasco, si è prevista la realizzazione di un cunicolo con funzione esplorativa (da esso verranno infatti eseguite indagini geofisiche nelle zone di futuro scavo delle gallerie ed eventuali iniezioni di riempimento in caso di cavità), così da escludere che l’avanzamento della TBM nei gessi intercetti significative cavità o fasce di ammasso in evidente stato di dissoluzione.

Le modalità di realizzazione del cunicolo sono riportate nella “Relazione di calcolo cunicolo”, documento 2.6-E.rD.2.3.1.01; nel seguito si illustrano sinteticamente le modalità di realizzazione della galleria principale, rimandando per il dettaglio degli interventi e delle fasi esecutive agli elaborati grafici di progetto.

6.1. SEZIONE TIPO IN MECCANIZZATO

6.1.1. Fasi esecutive

Le fasi esecutive vengono riassunte secondo quanto segue:

- Scavo con TBM del tipo EPB;
- Posa anello di rivestimento in conci prefabbricati dello spessore di 60cm;
- Riempimento dello spazio anulare tra estradosso anello e profilo di scavo con malta cementizia bicomponente (a presa rapida);
- Esecuzione di eventuali dreni;
- Sistemazione interna

6.1.2. Interventi previsti

Lo scavo viene effettuato con TBM-EPB avente diametro di scavo pari a 15.3m. L'anello di rivestimento è costituito da conci prefabbricati di spessore pari a 60 cm e lunghezza di 2.0 m, i quali vengono posizionati in coda allo scudo e a tergo degli stessi viene iniettata, in pressione, una miscela cementizia bicomponente di riempimento dello spazio anulare tra estradosso anello e profilo di scavo. I conci sono attrezzati con guarnizioni di tenuta idraulica in EPDM lungo l'intero sviluppo e connessi mediante bulloni in acciaio posti lungo i lati radiali e da spinotti tipo Bi-Block lungo i lati longitudinali dei conci. Per garantire l'allineamento dei conci si prevede l'impiego di barre guida. La tipologia dell'armatura sarà variabile lungo il tracciato in funzione dei materiali attraversati e delle pressioni agenti sui rivestimenti della galleria; in sede di Progetto Esecutivo di dettaglio, si valuterà la possibilità di impiegare, qual armatura dei conci, fibre in acciaio a parziale riduzione dell'armatura lenta.

6.2. SEZIONE TIPO C1

6.2.1. Fasi esecutive

Verranno eseguiti i seguenti consolidamenti: al fronte 79 microtrattamenti in jet grouting $\phi 300$ armati con tubi in VTR (L=18m e sovrapposizione 9 m), al contorno 39+28 trattamenti in jet grouting (L=14m e sovrapposizione 5.0m) di cui i primi armati con tubi metallici $\phi 88,9$ sp 10 mm (disposti per 120° in calotta), a base centina 8+8 elementi in jet grouting $\phi 600$ (5 trattamenti di L=18,5m e 3 trattamenti di lunghezza L=12,5m). Verrà eseguito lo scavo a piena sezione tramite mezzi meccanici, con sfondi di profondità massima di 1.00 m; dopo ogni sfondo verrà messa in opera una centina 2HEB200 p = 1.0 m e verrà messo in opera uno strato di spritz-beton fibrorinforzato di sp = 40 cm (5+35) al contorno dello scavo. Verrà messo in opera, al fronte, uno strato di spritz-beton fibrorinforzato sp = 15 cm a fine campo (lo spritz-beton potrà essere disposto anche a seguito di ciascuno sfondo, per questioni di sicurezza, qualora si riscontrino distacchi o rilasci di porzioni dal fronte). Il getto della soletta provvisoria verrà eseguito ad una distanza massima di 1Φ dal fronte. Il rivestimento definitivo sarà costituito dai conci prefabbricati posati in opera dalla TBM al passaggio della stessa (potranno essere previsti drenaggi corti dall'interno della galleria, mediante perforazioni attraverso il rivestimento in conci prefabbricati).

6.2.2. Interventi previsti

La sezione tipo in fase costruttiva è costituita da:

- Drenaggi in avanzamento (con funzione anche di perforazione esplorativa in avanzamento)
- spritz-beton fibrorinforzato al contorno sp = 40 cm;
- spritz-beton fibrorinforzato al fronte sp = 15 cm;

- centine 2HEB200/1.0 m;
- n° 79 microtrattamenti in jet grouting al fronte $\phi 300$, armati con tubi in VTR L=18 m, sovr= 9m;
- n° 39+28 trattamenti in jet grouting al contorno, L=14 m, sovr= 5m, di cui i primi armati con tubi metallici $\phi 88,9$ sp 10 mm (disposti in calotta per un angolo di circa 120 °);
- n° 8+8 trattamenti in jet grouting a base centina $\phi 600$, 5 di lunghezza pari a 18,5m, 3 di lunghezza pari a 12,5m;
- soletta provvisoria in cls, di spessore minimo 1.0 m e massimo 1.5 m, gettato ad una distanza $\leq 1 \Phi$ dal fronte.

6.3. SEZIONE TIPO C2P – (IMBOCCO LATO ALBA)

6.3.1. Fasi esecutive di realizzazione della protesi

Le fasi esecutive per la realizzazione delle protesi sono le seguenti:

- Preparazione del piano di lavoro per l'esecuzione dei consolidamenti in jet-grouting $\phi 600$ L=12m, disposti secondo una maglia 100x100cm;
- esecuzione sbancamenti, eventuale riporto e riprofilatura del terreno in preparazione della geometria di intradosso della protesi;
- realizzazione in corrispondenza del filo scavo di uno strato di spritz-beton fibrorinforzato sp. 20cm;

realizzazione della protesi in misto stabilizzato, per strati di 30cm.

6.3.2. Fasi esecutive principali

Verranno eseguiti i seguenti consolidamenti: al fronte 79 tubi in VTR (L=24m e sovrapposizione 12 m). Verrà eseguito lo scavo a piena sezione tramite mezzi meccanici, con sfondi di profondità massima di 1.00 m; dopo ogni sfondo verrà

messa in opera una centina 2HEB200 $p = 1.00$ m e verrà messo in opera uno strato di spritz-beton fibrorinforzato di $sp = 40$ cm (5+35) al contorno dello scavo. Verrà messo in opera, al fronte, uno strato di spritz-beton fibrorinforzato $sp = 15$ cm a fine campo (lo spritz-beton potrà essere disposto anche a seguito di ciascuno sfondo, per questioni di sicurezza, qualora si riscontrino distacchi o rilasci di porzioni dal fronte). Il getto della soletta provvisoria verrà eseguito ad una distanza massima di 1Φ dal fronte. Il rivestimento definitivo sarà costituito dai conci prefabbricati posati in opera dalla TBM al passaggio della stessa.

6.3.3. Interventi previsti

La sezione tipo in fase costruttiva è costituita da:

- spritz-beton fibrorinforzato al contorno $sp = 40$ cm;
- spritz-beton fibrorinforzato al fronte $sp = 15$ cm;
- centine 2HEB200/1.00 m;
- n°79 tubi in VTR al fronte, $L=24$ m, $sovr= 12$ m;
- soletta provvisoria di spessore minimo 1.0 m, gettato ad una distanza $\leq 1 \phi$ dal fronte;

6.4. SEZIONE TIPO C2P-TBM – (IMBOCCO LATO CHERASCO)

6.4.1. Fasi esecutive di realizzazione della protesi

Le fasi esecutive per la realizzazione dello scavo sotto protesi sono le seguenti:

- Preparazione del piano di lavoro per l'esecuzione dei consolidamenti in jet-grouting $\Phi 600$ $L=12$ m, disposti secondo una maglia 100×100 cm;
- esecuzione sbancamenti, eventuale riporto e riprofilatura del terreno in preparazione della geometria di intradosso della protesi;

- realizzazione in corrispondenza del filo scavo di uno strato di spritz-beton fibrorinforzato sp. 20cm;
- realizzazione della protesi in misto stabilizzato per strati di 30cm.

6.4.2. Fasi esecutive principali

Una volta predisposta la protesi a piano campagna, lo scavo viene interamente effettuato con TBM-EPB avente diametro di scavo pari a 15.30m. L'anello di rivestimento è costituito da conci prefabbricati di spessore pari a 60 cm e lunghezza di 2.0 m, i quali vengono posizionati in coda allo scudo e a tergo degli stessi viene iniettata, in pressione, una miscela cementizia bicomponente di riempimento dello spazio anulare tra estradosso anello e profilo di scavo (potranno essere previsti drenaggi corti dall'interno della galleria, mediante perforazioni attraverso il rivestimento in conci prefabbricati).

6.5. TRATTE DI APPLICAZIONE

Partendo dall'imbocco lato Cherasco (Cuneo), si prevede un primo tratto scavato in tradizionale applicando la sezione tipo C1; tale tratto, di lunghezza pari a 45 m, presenta coperture variabili tra 3 e 5 m ed interessa principalmente depositi di versante (Unità 4 e 5); segue un tratto ove si prevede la realizzazione della protesi con scavo mediante TBM (C2p-TBM) e quindi lo scavo meccanizzato fino in corrispondenza dell'imbocco lato Alba (Asti), dove, nel settore a basse coperture, si prevede un tratto, di lunghezza pari a 27 m, scavato applicando la sezione tipo C1 e quindi un tratto in cui si prevede la realizzazione della protesi con sezione C2p scavata in tradizionale (36 m in canna di valle e 14 m in canna di monte). L'indicazione dettagliata della successione delle sezioni tipo è riportata nel "Profilo geomeccanico Canna di valle" e "...Canna di monte", documenti 2.6-E.dD.2.1.23 e 24.

7. VERIFICHE STATICHE

7.1. PREMESSA

Nei seguenti paragrafi sono riportati i risultati delle analisi numeriche che hanno permesso di investigare il regime tenso-deformativo nell'ammasso e nei rivestimenti strutturali previsti in progetto, verificandone la rispondenza al quadro Normativo. Questo è stato raggiunto tramite tre tipologie di analisi:

- Verifica della stabilità del fronte mediante le formulazioni del Metodo di Tamez ed analisi assialsimmetriche (definizione della pressione al fronte);
- Verifica preliminare dei rivestimenti in opera mediante il Metodo delle Linee Caratteristiche;
- Verifica degli interventi di scavo e rivestimento, di prima fase e definitivo, mediante Analisi alle differenze finite impiegando il codice di calcolo FLAC.

Le analisi di stabilità del fronte hanno consentito di cogliere le caratteristiche deformative del fronte in funzione della copertura e del materiale di scavo e quindi di predimensionare, qualora la fase di diagnosi ne avesse evidenziato la necessità, gli interventi di preconsolidamento del fronte. Il Metodo delle Linee Caratteristiche ha permesso di cogliere approssimativamente l'entità delle sollecitazioni e delle convergenze nel prerinvestimento e nel rivestimento definitivo, rappresentando una fase di predimensionamento degli interventi di sostegno, così da guidare le scelte circa le sezioni di galleria da sottoporre ad analisi più accurate. Infine, l'analisi alle differenze finite ha permesso di indagare più dettagliatamente - per le condizioni più rappresentative - il regime tensionale e deformativo nelle strutture e nell'ammasso circostante, durante le principali fasi esecutive, consentendo quindi di valutare l'evoluzione del comportamento dell'opera nel breve, medio e lungo termine.

7.2. VERIFICA DI STABILITÀ DEL FRONTE – METODO DI TAMEZ

In questa fase viene definita la pressione che la TBM dovrà applicare al fronte, in camera di scavo, mediante le formulazioni empiriche proposte da Tamez, discusse al capitolo 6. Nel seguito sono riepilogate le analisi svolte ed i risultati ottenuti in termini di fattore di sicurezza ai diversi valori di copertura. Obiettivo dell'analisi è determinare un adeguato fattore di sicurezza, tale da fare ritenere che il comportamento del nucleo-fronte sia di tipo elastico, con deformazioni contenute ($FS > 2.5-3.0$). Le analisi sono state condotte considerando che parte dell'ammasso risulta sotto falda, quindi viene rappresentato con peso specifico immerso; i valori di pressione di confinamento del fronte individuati sono quindi da considerarsi pressioni efficaci in grado di mantenere il terreno al fronte in campo elastico. Tale valore dovrà essere incrementato per controbilanciare le pressioni idrostatiche pure presenti presso il fronte, nel suo complesso o in parte nei casi in cui il battente idraulico risulti troppo elevato.

FS	Comportamento del fronte di scavo
>2	Comportamento elastico
1.5 - 2	Comportamento elasto - plastico: cedimenti normalmente ammissibili
1.3 - 1.5	Comportamento elasto - plastico: cedimenti importanti
1 - 1.3	Incipiente rottura
<1	Rottura

Tabella 9 – Categorie di comportamento del fronte – FS secondo Tamez

Analisi 1 – ($k_0 = 1 - \sin \phi$)

ANALISI STABILITA' DEL FRONTE - FASE DI DIAGNOSI - Tamez & Cornejo								
Formazione	Copertura (m)	D _{tunnel} (m)	γ (kN/m ³)	φ (°)	c' (kPa)	Falda in chiave calotta [m]	Pressione di stabilizzazione [kPa]	FSF
Unità 6 Gessi	10	15.3	20	24	30	-	200	2.43
	20	15.3			35	-	250	2.45
	40	15.3			40	falda in chiave calotta	250	4.18
	30	15.3			70	20	250	6.37
Unità 7 limi argillosi - marne	50	15.3	21	30	80	30	250	4.51
	70	15.3			100	50	250	3.77
	90	15.3			100	40	300	3.71

Tabella 10 – Risultati verifiche di stabilità

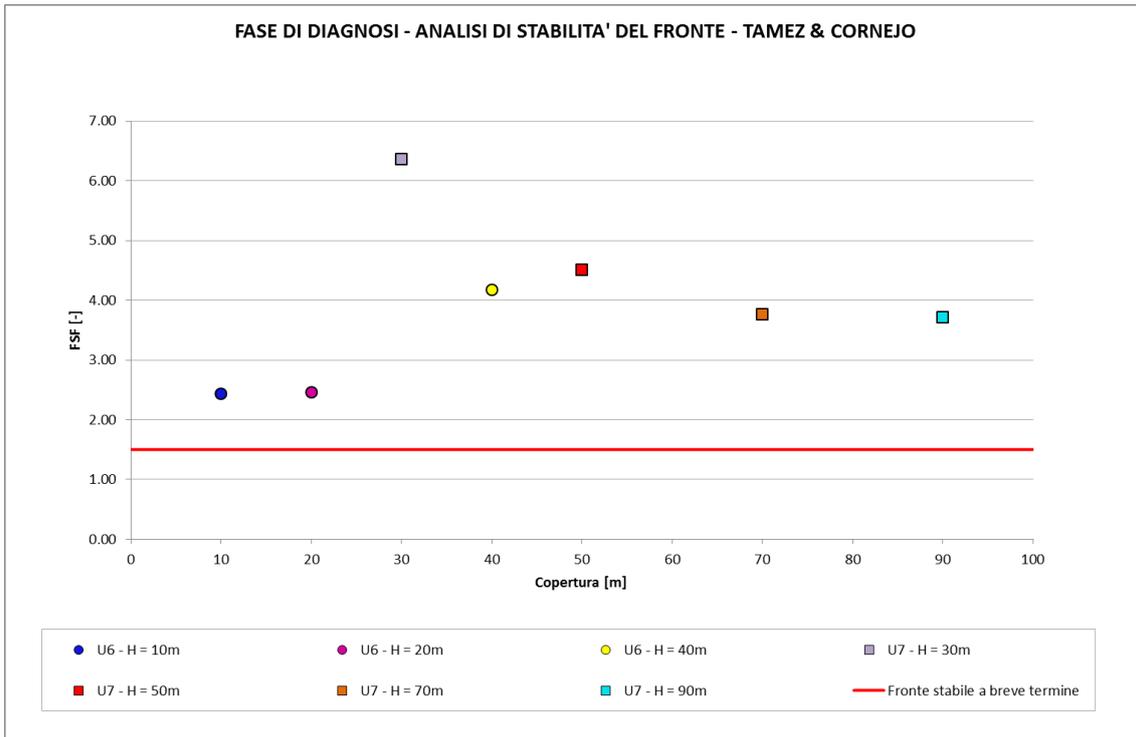


Figura 18 – Risultati verifiche di stabilità

Dai risultati ottenuti si osserva che le pressioni previste garantiscono fattori di sicurezza ampiamente superiori a 2, indicativi di un fronte stabile con comportamento elastico caratterizzato da spostamenti di entità ridotta.

Analisi 1 – ($k_0 = 1,2$)

ANALISI STABILITA' DEL FRONTE - FASE DI DIAGNOSI - Tamez & Cornejo								
Formazione	Copertura (m)	D _{tunnel} (m)	γ (kN/m ³)	φ (°)	c' (kPa)	Falda in chiave calotta [m]	Pressione di stabilizzazione [kPa]	FSF
Unita 6 Gessi	10	15.2	20	24	30	-	200	1.55
	20	15.2			35	-	250	1.59
	40	15.2			40	falda in chiave calotta	250	2.93
	30	15.2			70	20	250	6.37
Unita 7 limi argillosi - marne	50	15.2	21	30	80	30	250	4.51
	70	15.2			100	50	250	3.77
	90	15.2			100	40	300	3.71

Tabella 11 - Risultati Metodo di Tamez

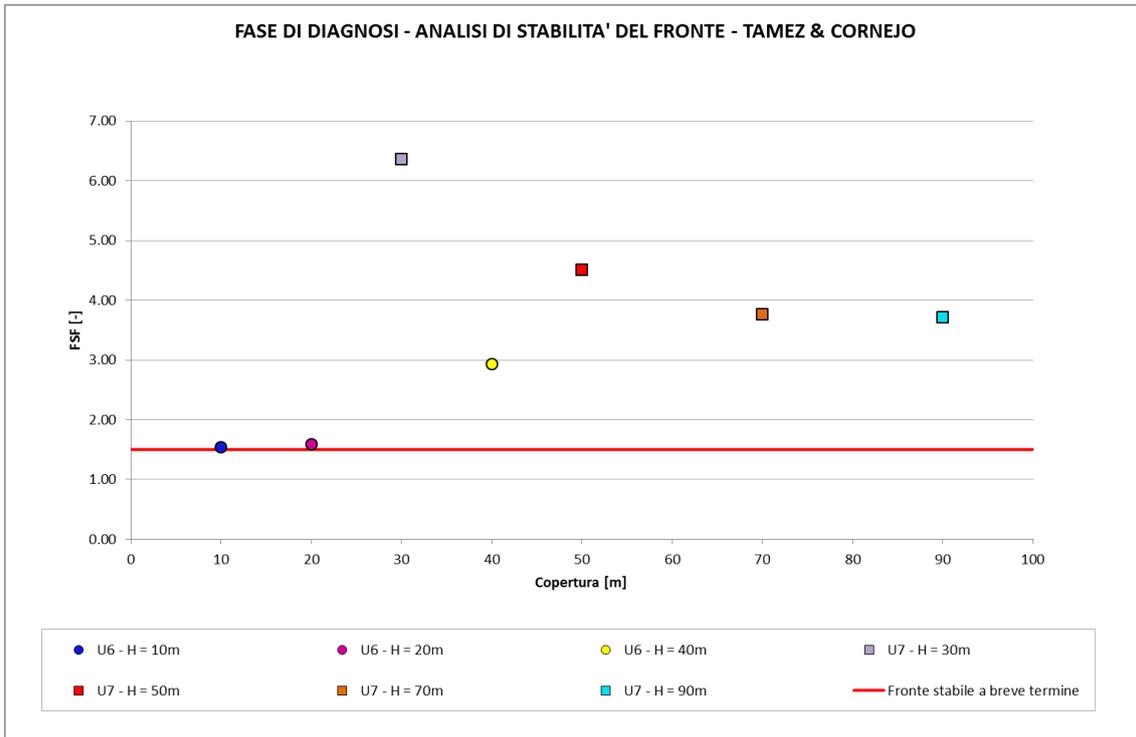


Figura 19 - Risultati Metodo di Tamez

Anche con tale condizione di k_0 , si riscontrano adeguati fattori di sicurezza.

Per le tratte eseguite con metodo tradizionale, in corrispondenza degli imbocchi, la messa in opera di interventi di consolidamento mediante elementi strutturali in VTR o trattamenti colonnari in jet-grouting, permette, come indicato nelle analisi, di ottenere fattori di sicurezza superiori a 1.5, garantendo condizioni di stabilità del fronte nel breve e medio termine.

Tali consolidamenti sono stati tenuti in conto mediante il metodo della “coesione equivalente”, ovvero valutando la pressione di confinamento sul fronte esercitata dagli elementi in vetroresina. L’incremento di coesione è stato calcolato secondo lo schema riportato nella seguente figura,

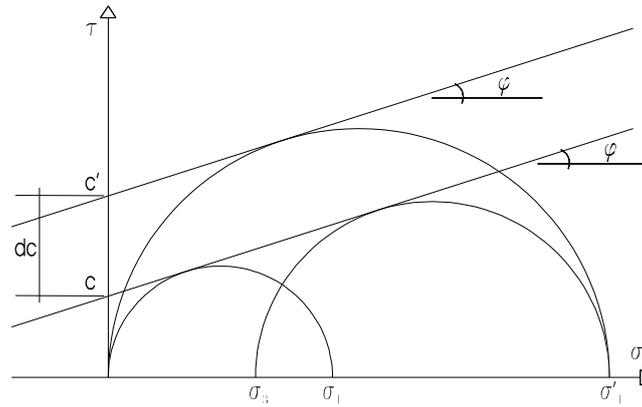


Figura 20 – Contributo dei VTR

con riferimento alla seguente formulazione:

$$dc = \frac{\sigma_3 \cdot K_p}{2 \cdot \sqrt{K_p}}$$

$K_p = \tan^2 (45^\circ + \phi/2)$ coefficiente di spinta passiva.

Si è calcolato il valore di σ_3 (= pressione di confinamento sul fronte) relativo ai due possibili meccanismi di rottura (rottura del VTR e sfilamento dell'elemento), considerando per la valutazione di dc il minore tra i due. Per le verifiche si è considerata la sezione C2p, in corrispondenza della copertura di 3,5m (protesi) e la sezione C1 per coperture pari a 5m e 10m.

Sezione C1

Rottura VTR

$$\sigma_3 = N \frac{A_c \cdot \sigma_s}{A_s} = 310.8 \text{ KPa}$$

con:

$A_c = 1570 \text{ mm}^2$ area VTR;

$\sigma_s = 450 \text{ N/mm}^2$ tensione di snervamento VTR;



$N = 79$ numero di elementi in VTR;

$A_s = 179.6 \text{ m}^2$ area di scavo;

Rottura per sfilamento

$$\sigma_3 = N \frac{A_{lat} \cdot \tau_{sfil}}{A_s} = 671.4 \text{ KPa}$$

con:

$A_{lat} = 8.48 \text{ m}^2$ area laterale VTR (su una lunghezza di sovrapposizione di 9m);

$\tau_{sfil} = 180 \text{ KPa}$ tensione di aderenza malta/terreno;

$A_s = 179.6 \text{ m}^2$ area di scavo.

L'incremento di coesione dc fornito dall'intervento di consolidamento previsto risulta quindi pari a 280 KPa.

Sezione C2p

Rottura VTR

$$\sigma_3 = N \frac{A_c \cdot \sigma_s}{A_s} = 386.5 \text{ KPa}$$

con:

$A_c = 1570 \text{ mm}^2$ area VTR;

$\sigma_s = 450 \text{ N/mm}^2$ tensione di snervamento VTR;

$N = 79$ numero di elementi in VTR;

$A_s = 144.4 \text{ m}^2$ area di scavo;



Rottura per sfilamento

$$\sigma_3 = N \frac{A_{lat} \cdot \tau_{sfil}}{A_s} = 111.3 \text{ KPa}$$

con:

$A_{lat} = 1.70 \text{ m}^2$ area laterale VTR (su una lunghezza di sovrapposizione di 9m);

$\tau_{sfil} = 180 \text{ KPa}$ tensione di aderenza malta/terreno;

$A_s = 144.4 \text{ m}^2$ area di scavo.

L'incremento di coesione dc fornito dall'intervento di consolidamento previsto risulta quindi pari a 167 KPa.

Analisi 1 – ($k_0 = 1 - \sin \phi$)

ANALISI STABILTA' DEL FRONTE - FASE DI DIAGNOSI - Tamez & Cornejo								
Formazione	Copertura (m)	D _{tunnel} (m)	γ (kN/m ³)	ϕ (°)	c' (kPa)	Falda in chiave calotta [m]	Incremento di coesione [kPa]	FSF
Unita 4/5 Gessi	3.5	13.6	20	24	5	-	100	4.31
	5	15			5	-	280	5.24
	10	15			5	-	280	4.04

Tabella 12 – Risultati verifiche di stabilità

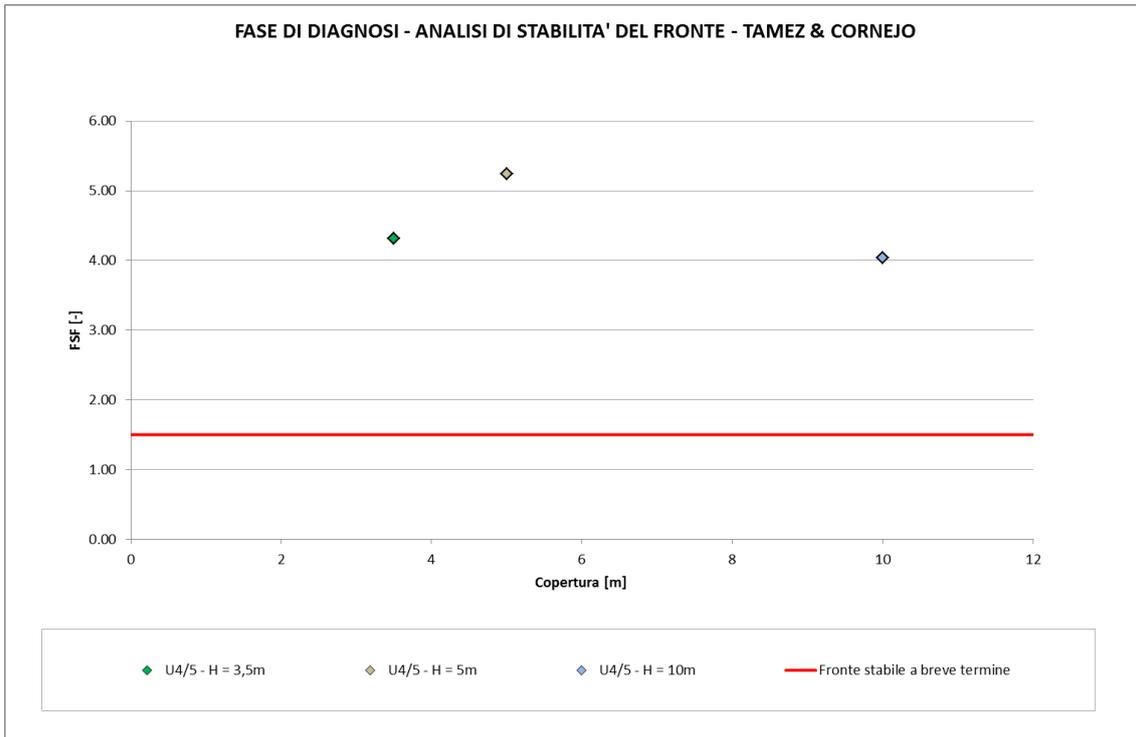


Figura 21 – Risultati verifiche di stabilità

Dai risultati ottenuti si osserva che le pressioni previste garantiscono fattori di sicurezza ampiamente superiori a 2, indicativi di un fronte stabile con comportamento elastico caratterizzato da spostamenti di entità ridotta.

Analisi 1 – ($k_0 = 1,2$)

ANALISI STABILITA' DEL FRONTE - FASE DI DIAGNOSI - Tamez & Cornejo								
Formazione	Copertura (m)	D _{tunnel} (m)	γ (kN/m ³)	φ (°)	c' (kPa)	Falda in chiave calotta [m]	Incremento di coesione [kPa]	FSF
Unità 4/5 Gessi	3.5	13.6	20	24	5	-	100	2.85
	5	15			5	-	280	3.37
	10	15			5	-	280	2.58

Tabella 13 - Risultati Metodo di Tamez

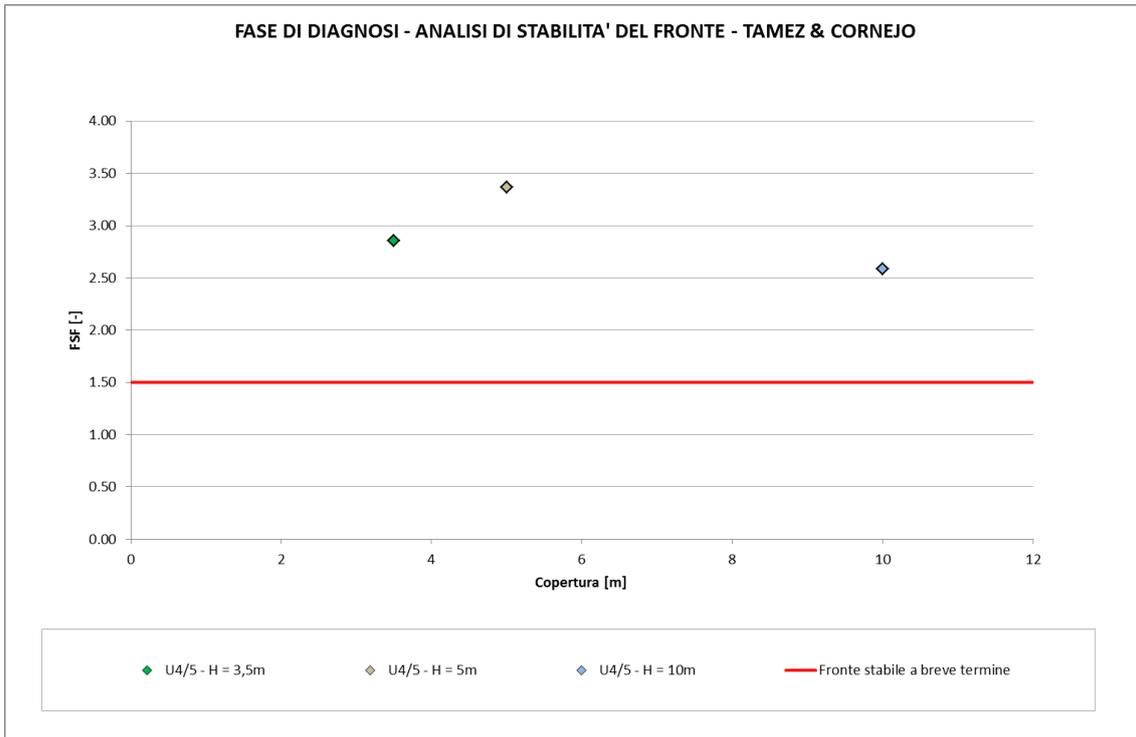


Figura 22 - Risultati Metodo di Tamez

Anche con tale condizione di k_0 , si riscontrano adeguati fattori di sicurezza.

7.3. VERIFICA DI STABILITÀ DEL FRONTE – ANALISI ASSIALSIMMETRICHE

In analogia con quanto effettuato in fase di diagnosi, è stata condotta un'analisi di maggiore dettaglio del comportamento deformativo allo scavo del "nucleo-fronte", in presenza di consolidamenti al fronte; sono state pertanto condotte analisi mediante modelli assialsimmetrici, così da valutare contemporaneamente le condizioni di plasticizzazione al fronte e le estrusioni attese.

Le analisi sono state condotte con riferimento alle condizioni di massimo ricoprimento, pari a 40 m in presenza dell'Unità 6 e pari a 90 m in presenza dell'Unità 7, così come già studiato in fase di diagnosi. Nella figura seguente

viene mostrata la mesh di calcolo adottata nelle analisi; è stata limitata la convergenza radiale in corrispondenza dello scudo a 5 cm, che si assume essere il gap presente tra la testa di scavo della TBM e la coda dello scudo.

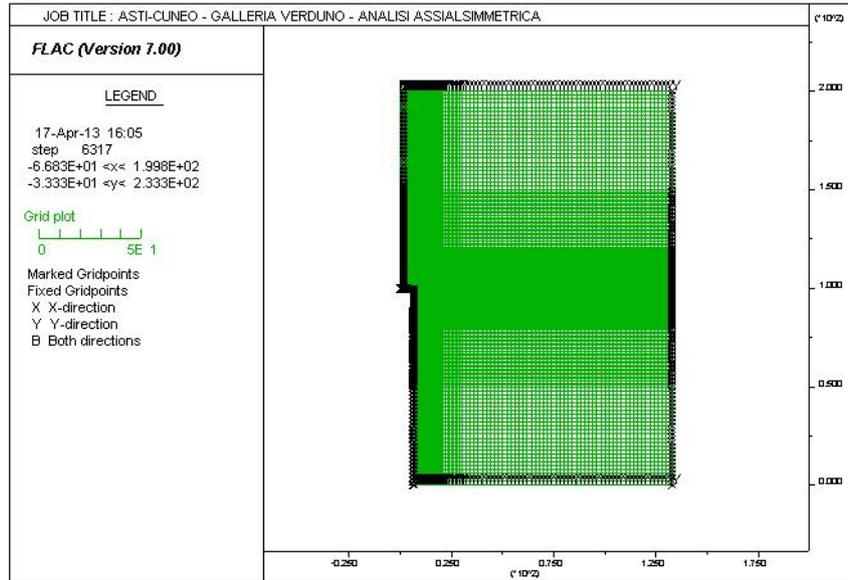


Figura 23 – Mesh di calcolo

Unità 6 – Condizioni di copertura massima $H = 40$ m

Nell'analisi si è considerata una pressione al fronte pari a 2.5 bar, che, come mostrato nel seguito, permette di mantenere il fronte in campo elastico. Questo valore risulta essere un valore di pressione medio, valutato nel baricentro della macchina, e rappresenta la pressione efficace necessaria a mantenere il fronte in campo elastico. Ad essa andrà aggiunta una componente per controbilanciare la pressione idrostatica.

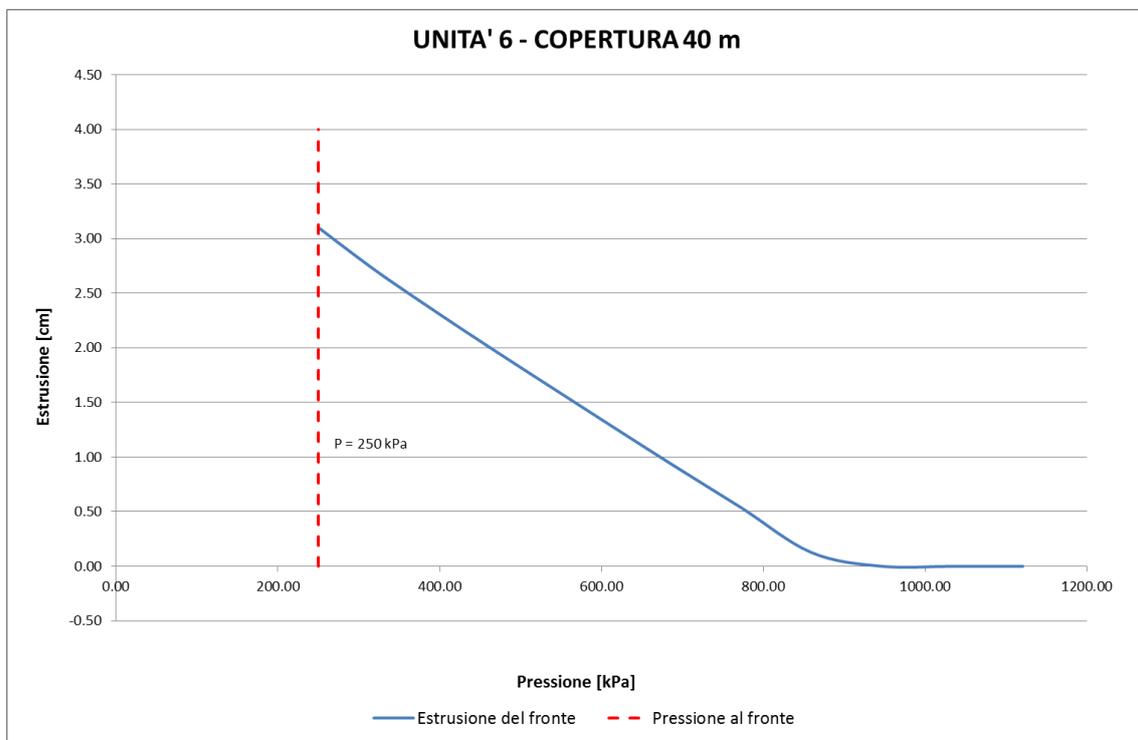


Figura 24 – Unità 6 – Estrusione

Nel seguito vengono riportati gli output di calcolo in termini di spostamento e plasticizzazioni.

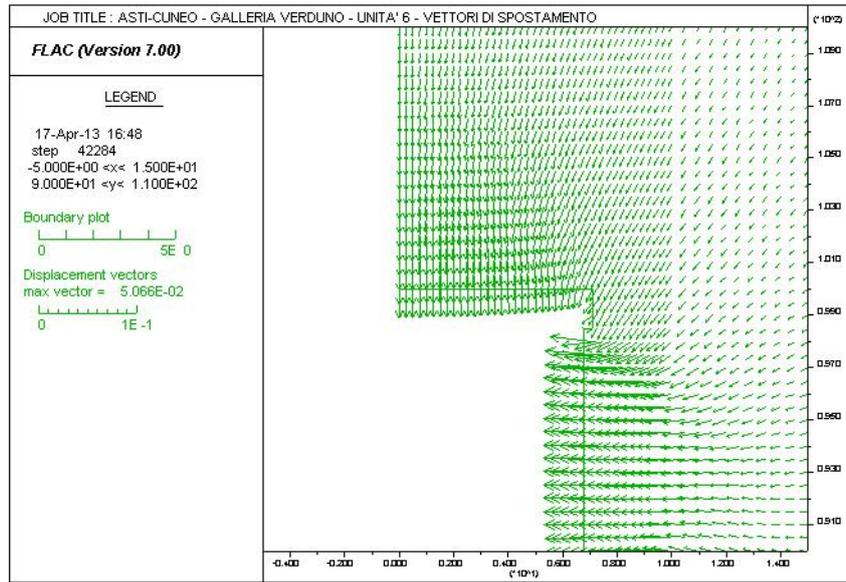


Figura 25 – Unità 6 – Vettori di spostamento

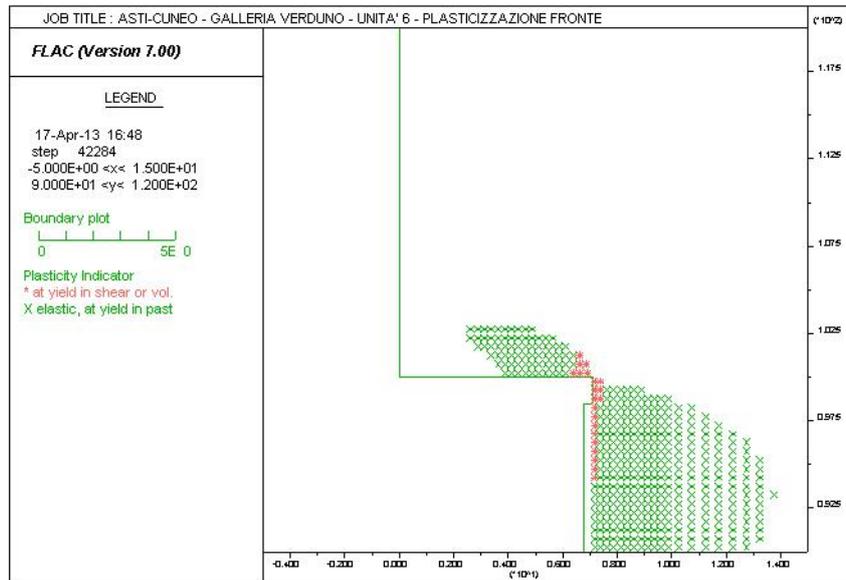


Figura 26 – Unità 6 – Plasticizzazioni

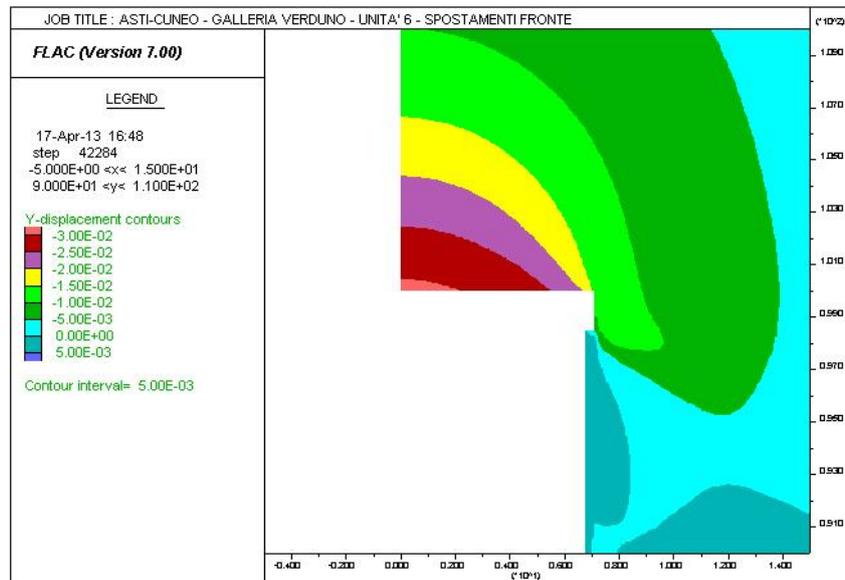


Figura 27 – Unità 6 - Spostamenti

L'analisi mostra l'assenza di plasticizzazioni al fronte; i fenomeni deformativi, all'apertura dello scavo, evolvono in campo elastico, con deformazione massima pari a circa 3 cm, decisamente più contenuta rispetto a quanto individuato in sede di diagnosi, in assenza di interventi di confinamento (12 cm circa).

Unità 7 – Condizioni di copertura massima H = 90 m

Nell'analisi si è considerata una pressione al fronte pari a 3 bar (nel baricentro della TBM), che, come mostrato nel seguito, permette di mantenere il fronte in campo elastico. L'analisi mostra l'assenza di plasticizzazioni al fronte; i fenomeni deformativi, all'apertura dello scavo, evolvono in campo elastico, con deformazione massima pari a circa 5.5 cm, anche in questo caso assai ridotta rispetto a quanto ottenuto in assenza di confinamento del cavo.

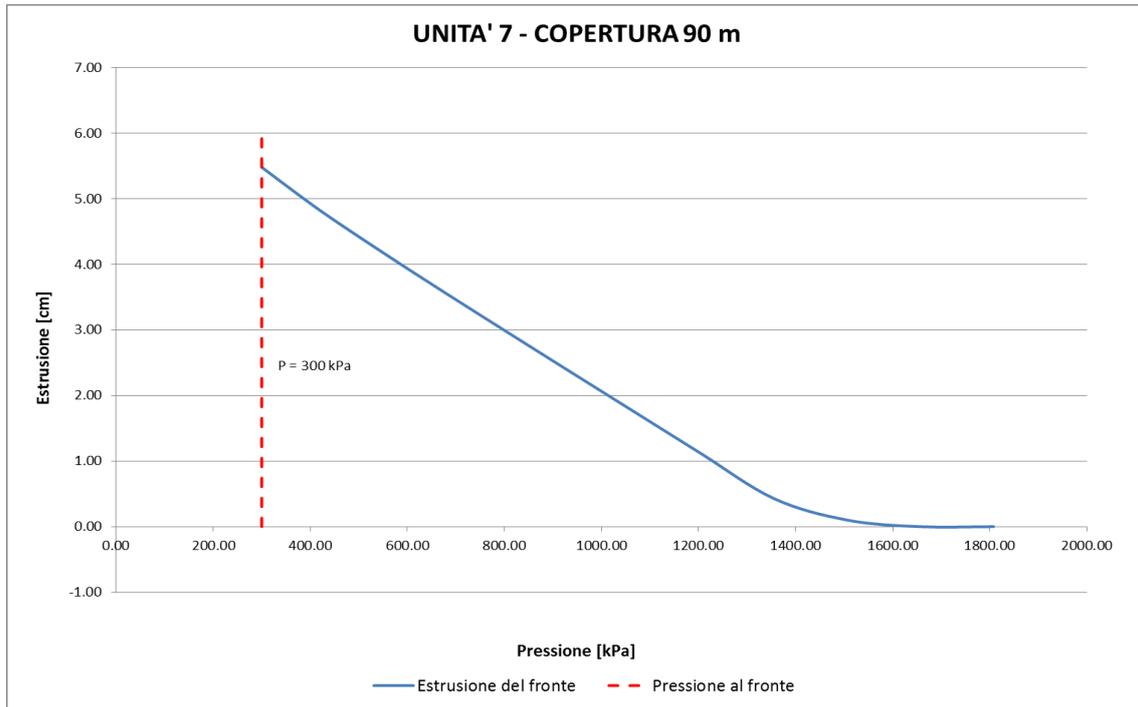


Figura 28 – Unità 7 – Estrusione

Nel seguito vengono riportati gli output di calcolo in termini di spostamento e plasticizzazioni.

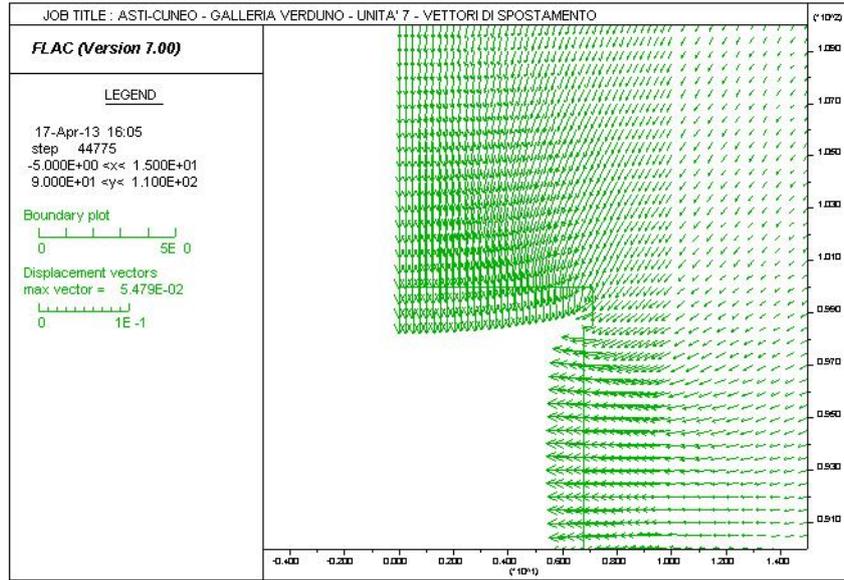


Figura 29 – Unità 7 – Vettori di spostamento

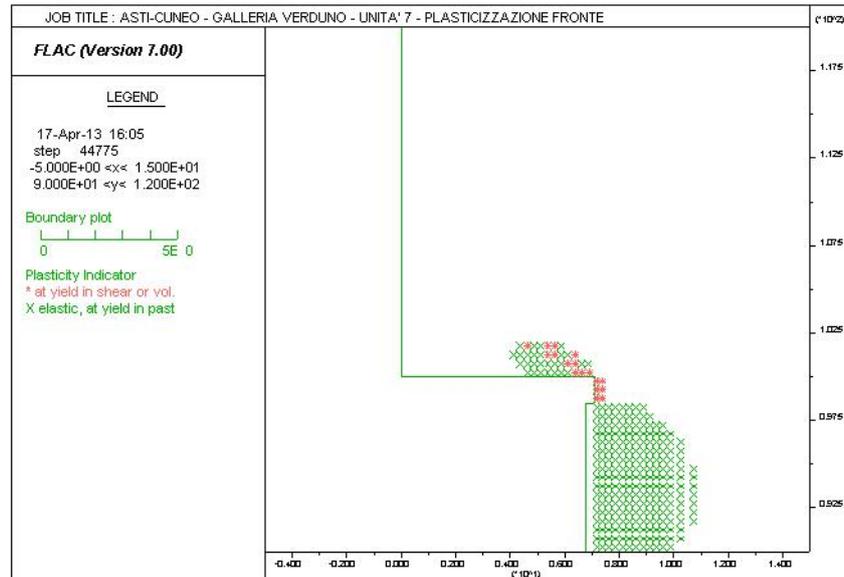


Figura 30 – Unità 7 – Plasticizzazioni

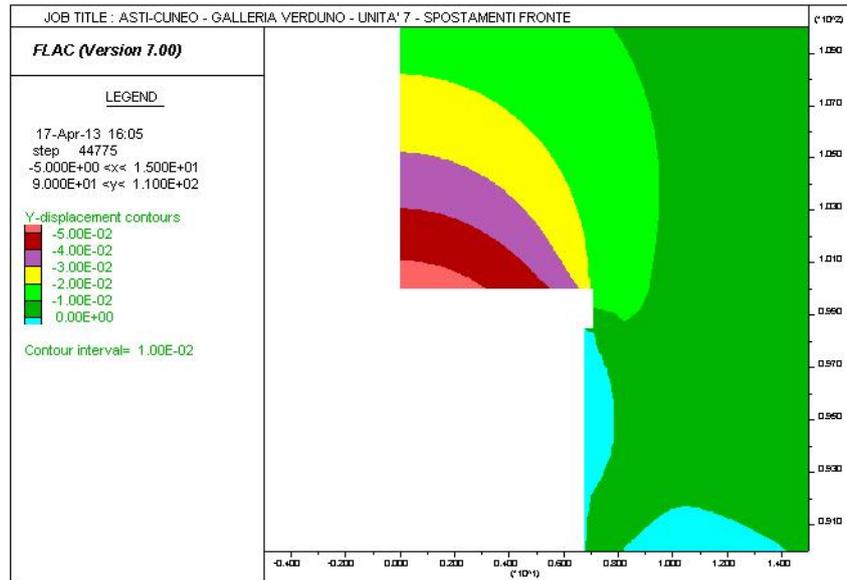


Figura 31 – Unità 7 – Spostamenti

7.4. METODO DELLE LINEE CARATTERISTICHE

Conoscendo le caratteristiche geometriche e meccaniche degli interventi di stabilizzazione, è possibile costruire, oltre alle linee caratteristiche del fronte e del cavo, la linea caratteristica dei rivestimenti, ottenendo una pressione di confinamento > 0 che rappresenta la pressione di equilibrio del cavo ottenuta dall'intersezione della curva caratteristica della cavità e dei rivestimenti impiegati.

FIGURA 11. PROGRESSIVO DECONFINAMENTO DEL BORDO DI SCAVO PER SIMULARE L'AVANZAMENTO DELLA GALLERIA

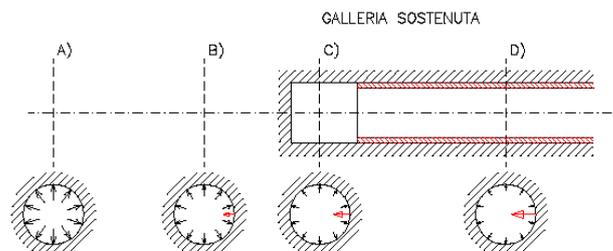


Figura 32 – Modello schematico della cavità – Galleria sostenuta

Quest'ultima curva, a sua volta, dipende dalle proprietà dei materiali impiegati e dalle deformazioni subite dall'ammasso prima della posa in opera dei sostegni provvisori e quindi, in ultima analisi, è legata al comportamento del fronte di scavo e al tipo di interventi previsti in avanzamento. Mediante la sovrapposizione degli effetti delle curve "caratteristiche" della galleria, dei sostegni provvisori e definitivi e del fronte è possibile ridurre il problema tridimensionale in prossimità del fronte di scavo ad un problema bidimensionale; l'intersezione delle varie curve permette di determinare graficamente il comportamento della galleria allo scavo.

FIGURA 12. CURVE CARATTERISTICHE

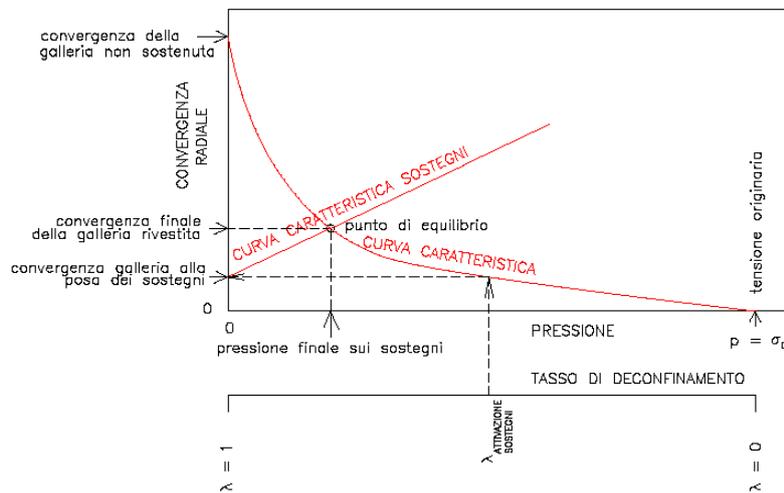


Figura 33 – Linee caratteristiche

La curva caratteristica del rivestimento, o curva di confinamento, è individuata dalla rigidità della struttura K_{wd} e dallo spostamento radiale U_{d0} che si è già generato nell'intorno del cavo prima dell'installazione del supporto, messo in opera a distanza d_0 dal fronte di avanzamento della galleria. Il valore della convergenza alla distanza di posa in opera del rivestimento, u_{d0} , viene determinato simulando l'effetto di deconfinamento dovuto allo scavo e all'allontanamento del fronte per mezzo di una pressione fittizia applicata alla



parete della galleria. Tale pressione, inizialmente pari allo stato di sforzo originario, viene ridotta fino ad un valore P^* definito da un tasso di rilascio λ :

$$P^* = (1 - \lambda) \cdot \sigma_0$$

In tutti i casi è necessario valutare lo spostamento al fronte “ u_f ” per risalire allo spostamento radiale alla distanza d_0 . Noto lo spostamento al fronte e determinato l’andamento della curva di convergenza longitudinale della galleria tramite la funzione che fornisce il tasso di deconfinamento λ , si calcola il valore della convergenza radiale già subita dal cavo, prima della posa in opera del rivestimento; la curva di confinamento risulta a questo punto completamente definita. La condizione di equilibrio, individuata dallo spostamento radiale u_{re} o dalla pressione radiale $P = P_e$, è determinata dall’intersezione della curva caratteristica del terreno e di quella del rivestimento. Tale condizione risulta verificata se la pressione di equilibrio è inferiore alla resistenza massima propria del rivestimento.

La rigidezza del rivestimento viene valutata mediante la formula:

$$K_{wd} = \frac{ES}{R^2} C_a$$

Dove:

E = modulo elastico spritz-beton;

S = spessore sezione reagente (omogeneizzando la centina);

R_m = raggio medio prerinvestimento;

C_a = coefficiente correttivo di forma.

La pressione sul rivestimento P permette di ricavare, mediante la formula di Lamé, la tensione nel calcestruzzo:

$$\sigma_{sb} = \frac{2P \cdot (R_i + S)^2}{S^2 + 2 \cdot R_i \cdot S}$$



**Collegamento autostradale Asti – Cuneo – Tronco II Lotto 6
PROGETTO ESECUTIVO
Galleria Verduno – Relazione di calcolo galleria naturale**

dove:

- P = pressione radiale agente;
- Ri = raggio interno;
- S = spessore rivestimento.

Sempre tramite la formulazione di Lamè è possibile ricavare l'incremento di σ dato dalla presenza di falda.

Nella tabella seguente sono riassunti i principali risultati forniti dalle elaborazioni numeriche mediante il Metodo delle Linee Caratteristiche. In allegato sono riportati i dati di input e i risultati delle analisi.

Formazione geomeccanica	R	H	H/D	Hw	N	Parametri geomeccanici di calcolo								Rivestimenti		
						γ	c_p	c_r	ϕ_p	ϕ_r	ν	E_p	E_r	sp.cls	U1/U0	$R_{int.cls}$
						[KN/m3]	[kPa]	[kPa]	[°]	[°]	[-]	[MPa]	[MPa]	[m]	[-]	[m]
Unità 7-Limi argillosi/Mame	7.40	30	2.0	20.0	1	21.0	70	70	30	30	0.3	150	150	0.60	1.0	6.80
		50	3.4	30.0	2	21.0	80	80	30	30	0.3	180	180	0.60	1.0	6.80
		70	4.7	50.0	3	21.0	100	100	30	30	0.3	200	200	0.60	1.0	6.80
		90	6.1	40.0	4	21.0	100	100	30	30	0.3	200	200	0.60	1.0	6.80
Unità 6-Gessi	7.40	40	2.7	0.0	5	20.0	40	40	24	24	0.3	200	200	0.60	1.0	6.80

Risultati Linee Caratteristiche													
U	U_f	$(U - U_f)$	U/R_0	U_f/R_0	$(U - U_f)/R_0$	R_p/R_0	Fascia pl cavo	R_{pl}/R_0	Fascia pl fronte	R 1/2 nat.	σ_{cls}	σ_w	σ_{riv}
[cm]	[cm]	[cm]	[-]	[-]	[-]	[-]	[m]	[-]	[m]	[t/mq]	[t/mq]	[t/mq]	[t/mq]
3.09	2.63	0.46	0.4%	0.4%	0.1%	1.12	0.89	1.10	0.74	12.12	227.20	337.93	565.13
5.33	4.72	0.61	0.7%	0.6%	0.1%	1.24	1.78	1.23	1.70	13.86	302.49	461.27	763.76
7.27	6.47	0.80	1.0%	0.9%	0.1%	1.31	2.29	1.28	2.07	17.32	392.45	707.93	1100.38
10.87	9.97	0.90	1.5%	1.3%	0.1%	1.41	3.03	1.38	2.81	17.32	443.47	584.60	1028.07
6.84	6.47	0.37	0.9%	0.9%	0.1%	1.80	5.92	1.78	5.77	6.15	182.50	91.39	273.89

Tabella 14 - Fase di terapia - risultati delle Linee Caratteristiche

Dove:

- $R_{1/2 nat.}$ = resistenza di mezzo nucleo naturale
- $R_{1/2 cons.}$ = resistenza di mezzo nucleo con consolidamento al fronte



U_f	= convergenza del fronte naturale
$U_{f\text{ cons-}}$	= convergenza del fronte con consolidamento al fronte
Convergenza	= convergenza netta dei rivestimenti
σ_w	= incremento di tensione dovuto alla falda (positiva se di compressione)
σ_{cls}	= tensione nel rivestimento definitivo (positiva se di compressione)

Le Linee caratteristiche hanno evidenziato tensioni nei rivestimenti definitivi nel range 2.5-10.5 MPa, compatibile con i materiali adottati in progetto nelle varie fasi di costruzione. Nel seguito saranno presentate verifiche condotte con analisi alle differenze finite che consentono di cogliere meglio il fenomeno tenso-deformativo delle sezioni maggiormente critiche.

7.5. ANALISI ALLE DIFFERENZE FINITE - VERIFICHE STATICHE

7.5.1. Analisi numeriche

Le analisi numeriche, volte a valutare lo stato tenso-deformativo nel rivestimento e nell'ammasso al contorno del cavo, sono state condotte in condizioni di deformazioni piane (plane-strain); queste sono rappresentative delle sezioni tipologiche correnti della galleria naturale analizzata in questa sede. Con l'ausilio del codice di calcolo alle differenze finite FLAC 7.0 sono state condotte analisi numeriche per le condizioni ritenute più significative. Attraverso tali analisi è stato possibile simulare le principali fasi esecutive, fino alla completa realizzazione dell'opera e verificare l'idoneità delle sezioni previste in fase progettuale. Le sezioni di calcolo analizzate fanno riferimento a diverse sezioni tipologiche nelle condizioni litologiche, geomeccaniche e idrogeologiche ritenute più rappresentative per la galleria in oggetto. Si riporta nel seguito la tabella di sintesi delle analisi svolte nella quale sono indicate le sezioni tipo e il contesto geomeccanico di riferimento.

ANALISI	SEZIONE TIPO	FORMAZIONE GEOLOGICA	H _{calcolo} [m]
1	Conci prefabbricati	Argilla Marnosa - Unità 7	90
2	Conci prefabbricati	Argilla Marnosa - Unità 7 Corpi detritici – Unità 7a	70
3	Conci prefabbricati	Corpi gessosi - Unità 6	40
4	C1	Accumuli di frana - Unità 4/5	6.5
5	C2p	Accumuli di frana - Unità 4/5	Protesi (3.5m)

Tabella 15 - Analisi numeriche FLAC

Le analisi delle sezioni tipo C1 e C2p sono relative ai soli prerivestimenti in quanto nel lungo termine sarà attivo anche in corrispondenza di esse il rivestimento in conci prefabbricati. In favore di sicurezza si è comunque ipotizzato che i prerivestimenti siano verificati a lungo termine, considerando così l'eventualità che lo scavo con fresa e la successiva posa dei conci prefabbricati possano aver luogo dopo un importante lasso temporale.

7.5.2. Geometrie dei modelli

Le analisi numeriche sono state condotte considerando dei reticoli di forma rettangolare, aventi dimensioni e grado di infittimento al contorno del cavo tali da garantire una soluzione numerica accurata e rappresentativa della situazione in sito. Le dimensioni della griglia e le distanze dalla galleria ai limiti esterni della griglia stessa, sono tali da evitare eventuali effetti di bordo sull'area di interesse del reticolo. Il contorno dei modelli è stato vincolato lateralmente ed inferiormente mediante opportuni vincoli.

7.5.3. Leggi di comportamento del materiale

Il codice di calcolo consente di adottare un modello di comportamento del terreno elastico-perfettamente plastico. Il criterio di rottura adottato, è quello di Mohr-Coulomb, con legge di flusso a seconda dei contesti associato/non associato e resistenza a trazione $\sigma_t=0$. La funzione di plasticizzazione F definita dal criterio di rottura consente di individuare quelle zone di terreno in cui lo stato tensionale ha superato il limite al di sotto del quale il materiale considerato mantiene un comportamento elastico, e che sono quindi soggette a sollecitazioni tali da comportare deformazioni irreversibili nell'ammasso. Per un generico stato di sforzo, individuato dalle tensioni principali $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$, il criterio di rottura di Mohr-Coulomb, è rappresentato dalle seguenti equazioni lineari:

$$\sigma_1 - \sigma_2 = \pm 2 \cdot \left(c' \cdot \cos(\phi') + \frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{2} \cdot \sin(\phi') \right)$$

$$\sigma_2 - \sigma_3 = \pm 2 \cdot \left(c' \cdot \cos(\phi') + \frac{(\sigma_2 + \sigma_3)}{2} \cdot \sin(\phi') \right)$$

$$\sigma_3 - \sigma_1 = \pm 2 \cdot \left(c' \cdot \cos(\phi') + \frac{(\sigma_3 + \sigma_1)}{2} \cdot \sin(\phi') \right)$$

Il criterio di Mohr-Coulomb è rappresentato, nello spazio delle tensioni principali, da una piramide a base esagonale non regolare con la trisettrice nel primo ottante:

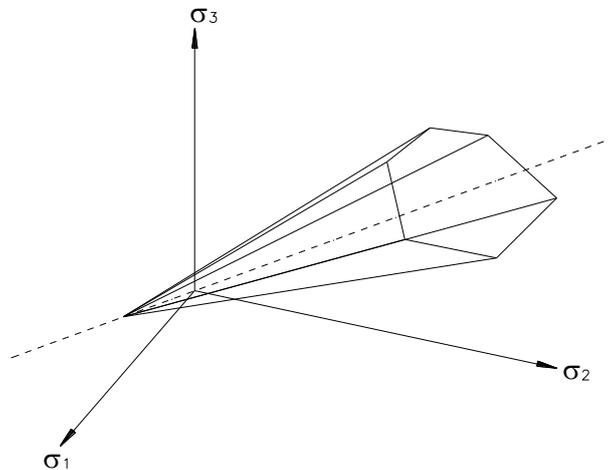


Figura 34 – Dominio di rottura di Mohr-Coulomb

Nel criterio di rottura di Mohr-Coulomb la resistenza al taglio non è influenzata dallo sforzo principale avente intensità intermedia; la resistenza del materiale è variabile in funzione dello stato di sforzo esistente.

7.5.4. Parametri geomeccanici

Nelle analisi numeriche condotte, per ciascuna sezione tipo in esame è stata adottata una situazione geologico-geomeccanica di riferimento.

Gli interventi di consolidamento al contorno del cavo sono simulati nelle elaborazioni numeriche in termini di incremento delle caratteristiche di



Collegamento autostradale Asti – Cuneo – Tronco II Lotto 6
PROGETTO ESECUTIVO
Galleria Verduno – Relazione di calcolo galleria naturale

resistenza e di deformabilità nella fascia di terreno trattato. La scelta dei valori dei parametri di calcolo, adottati nelle elaborazioni numeriche, deriva dalla caratterizzazione geotecnica dei materiali, cui si rimanda per ulteriori approfondimenti. I parametri geotecnici di calcolo dei materiali interessati dallo scavo della galleria, utilizzati nelle analisi, vengono di seguito riassunti.

Formazione	γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]	E [Mpa]	ν [-]
Unità 4/5	20	32	5	20	0,3
Unità 6	20	24	40	200	0,3
Unità 7	21	30	100	200	0,3
Unità 7a	19	35	0	40	0,3

Tabella 16 - Parametri geomeccanici

Per la sezione C2p e C1 in considerazione delle ridotte coperture di calcolo si sono considerati i seguenti parametri geomeccanici.

Formazione	γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]	E [Mpa]	ν [-]
Unità 4/5	20	32	5	15	0,3
Unità 7	21	30	50	150	0,3
Jet grouting	20	32	300	5000	0,3
Riporto stab.	20	32	100	200	0,3

Tabella 17 - Parametri geomeccanici – Sezione C2p

Formazione	γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]	E [Mpa]	ν [-]
Unità 4/5	20	32	5	15	0,3
Unità 6	20	24	30	150	0,3
Jet grouting	20	30	300	5000	0,3

Tabella 18 - Parametri geomeccanici – Sezione C1

7.5.5. Stato di sforzo iniziale

Nella prima fase dell'analisi numerica viene ricostruita in termini di sforzi e di deformazioni la situazione iniziale preesistente allo scavo della galleria.

Il carico applicato in direzione verticale corrisponde al carico geostatico alle varie quote del modello.

Il carico applicato in direzione orizzontale è stato determinato in funzione del carico verticale, attraverso il coefficiente di spinta a riposo (K_0) per le analisi in esame pari a:

$$K_0 = \sigma_3 / \sigma_1 = 1 - \text{sen } \phi.$$

Recenti prove di laboratorio effettuati su campioni indisturbati prelevati con perforazioni eseguite nella zona della Cascina dello Spià, hanno mostrato che i materiali possono essere sovraconsolidati meccanicamente, con presenza di fenomeni di cementificazione. Alla luce di questo si è ritenuto opportuno esaminare anche valori di k maggiori di 1 effettuando analisi con valore k_0 pari a 1.2.

7.5.6. Carichi idraulici

La valutazione degli effetti del carico idrostatico sulla galleria è stato introdotta nella fase di lungo termine delle analisi svolte considerando un carico agente sui rivestimenti definitivi. Si è considerato il battente piezometrico massimo previsto a progetto in corrispondenza della sezione analizzata, sopra chiave calotta della galleria, considerando la galleria impermeabile.

7.5.7. Prerivestimento e rivestimento definitivo

Il prerivestimento ed il rivestimento definitivo sono stati modellati attraverso una successione di aste rettilinee, elementi tipo “beam”, collegate con continuità tra loro ed ai nodi della mesh. In questo modo si sono determinate le sollecitazioni agenti sul rivestimento stesso in termini di azioni interne.



Collegamento autostradale Asti – Cuneo – Tronco II Lotto 6
PROGETTO ESECUTIVO
Galleria Verduno – Relazione di calcolo galleria naturale

Il rivestimento in conci delle gallerie è costituito da conci discontinui sfalsati e collegati longitudinalmente da connettori meccanici: pertanto la rigidezza reale dell'anello risulta inferiore a quella corrispondente ad uno spessore continuo di 0.6 m di calcestruzzo.

Nel modello di calcolo si tiene conto della riduzione di spessore in corrispondenza dei giunti schematizzando l'anello in conci come un rivestimento continuo di rigidezza flessionale ridotta secondo la formula proposta da Muir Wood e mostrato nel seguito.

Nella seguente tabella sono riportati i valori di spessore e modulo elastico utilizzati nelle analisi:

Fresa diametro $\phi 14.57$ m - $R_{ck} = 50$ MPa			
numero conci	$n =$	10	
spessore di progetto del rivestimento	$t =$	0.6	m
spessore del giunto	$t_j =$	0.428	m
larghezza elemento	$b =$	2	m
modulo di elasticità del rivestimento	$E =$	35547	Mpa
momento d'inerzia della sezione di progetto	$I = b \cdot t^3 / 12 =$	0.03600	m^4
momento d'inerzia del giunto	$I_j = b \cdot t_j^3 / 12 =$	0.01307	m^4
momento d'inerzia ridotto	$I_r = I_j + (4/n)^2 \cdot I =$	0.01883	m^4
modulo di elasticità fittizio	$E_f = E \cdot t / t_f =$	49155	Mpa
spessore fittizio del concio	$t_f = (12 \cdot I_r / t / b)^{0.5} =$	0.4339	m

Tabella 19 – Spessore ridotto – Muir Wood

7.5.7.1. Prerivestimenti - Caratteristiche dei materiali

Nelle analisi la messa in opera del prerivestimento è stata simulata introducendo nel modello zone con caratteristiche strutturali assimilabili a quelle dello spritz-beton e centine, e legge costitutiva elastico lineare.

In tutte le sezioni tipo, il prerivestimento è costituito da spritz-beton $R_{ck} \geq 35$ MPa e da centine S275, aventi le seguenti caratteristiche meccaniche:

spritz-beton $R_{ck} \geq 35$ MPa:

$$E = 32588 \text{ MPa a } 28 \text{ gg};$$

centine S275:

$$E = 210000 \text{ MPa}.$$

Nelle modellazioni numeriche il prerivestimento è stato schematizzato come materiale a comportamento elastico-lineare e isotropo, il cui modulo di deformabilità è stato determinato attraverso l'omogeneizzazione delle centine al calcestruzzo.

Nella tabella seguente sono indicate, per le sezioni tipo analizzate, le principali caratteristiche geometriche e meccaniche relative ai rivestimenti di prima fase considerati nelle elaborazioni numeriche.

SEZIONE	CENTINE	SPRITZ BETON Spessore [cm]	SPRITZ BETON Rck [MPa] 28 gg
C1	2HEB 200/1.0 m	40 (35+5)	35
C2p	2HEB 220/1.0 m	40 (35+5)	35

Tabella 20 - Sintesi delle caratteristiche del prerivestimento

7.5.7.2. Rivestimenti definitivi - Caratteristiche dei materiali

Nelle analisi la messa in opera del rivestimento è stata simulata introducendo nel modello zone con caratteristiche strutturali assimilabili a quelle del calcestruzzo e legge costitutiva elastica-lineare.

Il rivestimento definitivo è costituito da calcestruzzo C40/50; a tale materiale corrispondono le seguenti caratteristiche meccaniche:

$$E = 35547 \text{MPa} \quad \text{a } 28 \text{gg};$$

$$\nu = 0.20.$$

Il rivestimento definitivo è stato schematizzato come materiale a comportamento elastico-lineare.

7.5.8. Criteri di verifica delle sezioni di scavo

7.5.8.1. Verifica del rivestimento di prima fase

Verifiche allo stato limite ultimo

Per la verifica allo stato limite ultimo viene utilizzata la seguente combinazione di azioni:

$$E_d = \gamma_G G_k$$

in quanto le azioni prese in conto (peso proprio struttura, sovrastruttura, forze indotte dalla pressione del terreno o dell'acqua) risultano classificate come permanenti (G).

La verifica allo stato limite ultimo viene condotta attraverso la definizione delle seguenti azioni di progetto:



$$N_d = 1.3 \cdot N$$

$$M_d = 1.3 \cdot M$$

dove N ed M sono le sollecitazioni derivanti dalle analisi numeriche.

La resistenza di calcolo del calcestruzzo è definita attraverso la relazione:

$$f_{cd} = 0.83 \cdot 0.85 \cdot R_{ck} / \gamma_c$$

dove il coefficiente parziale di sicurezza del conglomerato cementizio (γ_c) è pari a 1.5.

Individuate quindi le sezioni tipo analizzate e le sollecitazioni agenti si è proceduto alla verifica a presso flessione mediante i domini di resistenza.

Per ciascuna sezione tipo verrà riportato il diagramma di interazione M-N, il cui contorno individua i limiti della resistenza di calcolo R_d . La verifica risulta soddisfatta quando $R_d \leq E_d$, ovvero quando i punti rappresentativi delle coppie di sollecitazioni sul rivestimento risultano all'interno del diagramma.

Il diagramma relativo al prerivestimento viene costruito considerando una sezione in calcestruzzo armato di spessore pari allo spessore di spritz beton e un armatura pari all'area delle ali delle centine (AFTES "Recommendations for the DESIGN OF SPRAYED CONCRETE FOR UNDERGROUND SUPPORT" – 09/11/2000).

Verifiche allo stato limite di esercizio - Limitazione delle tensioni

Le verifiche di pressoflessione vengono svolte prendendo in considerazione una sezione in calcestruzzo armato di spessore pari allo spessore di spritz beton e un armatura pari all'area delle ali della centina, nelle sezioni ove questa è presente (AFTES "Recommendations for the DESIGN OF SPRAYED CONCRETE FOR UNDERGROUND SUPPORT" – 09/11/2000)

Per i materiali con cui viene realizzato il prerivestimento, si prescrivono le seguenti caratteristiche meccaniche:



- spritz-beton:
Rck a 28 gg ≥ 35 MPa;
- centine:
acciaio S275;
tensione di snervamento $\sigma_y = 275$ MPa,

Le verifiche statiche, sono state condotte per la sezione mista calcestruzzo-centine; sono quindi ricavate le caratteristiche resistenti omogeneizzando la centina metallica a spritz-beton, A^* e W^* (con coefficiente di omogeneizzazione pari a 15), ed essendo le sezioni interamente compresse, ovvero integralmente reagente, è possibile applicare la sovrapposizione degli effetti, così che la tensione massima agente sui materiali risulta:

$$\sigma_{sb} = N/A^* + M/W^*;$$

$$\sigma_{cent} = 15 \sigma_{sb}.$$

Le verifiche delle tensioni normali sono state condotte in diverse sezioni del prerivestimento, in modo tale da cogliere complessivamente il livello tensionale al quale i materiali sono soggetti.

Le limitazioni tensionali assunte consentono un tasso di utilizzo del materiale massimo fra quelli indicati dalla normativa: tale considerazione è ammessa in quanto si tratta di una struttura provvisoria.

$$\sigma_c \leq f_{ck} \times 0.60;$$

$$\sigma_s \leq f_{yk} \times 0.8.$$

7.5.8.2. Verifica del rivestimento definitivo

Verifiche allo stato limite ultimo

Per la verifica allo stato limite ultimo viene utilizzata la seguente combinazione di azioni:

$$E_d = \gamma_G G_k$$

La verifica allo stato limite ultimo viene condotta attraverso la definizione delle seguenti azioni di progetto:

$$N_d = 1.3 \cdot N$$

$$M_d = 1.3 \cdot M$$

dove N ed M sono le sollecitazioni derivanti dalle analisi numeriche.

Per ciascuna sezione tipo verrà riportato il diagramma di interazione M-N, i cui confini rappresentano i limiti della resistenza di calcolo R_d . La verifica risulta soddisfatta allorché $R_d \leq E_d$, ovvero quando i punti rappresentativi delle coppie di sollecitazioni sul rivestimento risultano all'interno al diagramma.

Si osserva inoltre che date le elevate azioni assiali dovute alla presenza di importanti battenti idraulici, si è considerata, come da normativa, una limitazione del dominio allo stato limite ultimo secondo la seguente formulazione:

$$N_{RD} = 0,8 A_c f_{cd} + A_s f_{yd}$$

Calcestruzzo

Le resistenze di calcolo, da utilizzare nelle verifiche allo stato limite ultimo, si ricavano dividendo le resistenze caratteristiche per opportuni coefficienti:



$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0.85 f_{ck}}{\gamma_c} = 23.52 MPa \Rightarrow \text{per C40/50};$$

con $\gamma_c=1.5$.

Acciaio armatura

Le resistenze di calcolo, da utilizzare nelle verifiche allo stato limite ultimo, si ricavano dividendo le resistenze caratteristiche per opportuni coefficienti:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 391.3 MPa$$

con: $f_{yk}=450 MPa$

$\gamma_s=1.15$.

Verifiche allo stato limite di esercizio

La verifica allo stato limite di esercizio viene condotta calcolando le tensioni massime sul rivestimento a partire dai valori nominali ottenuti dalla analisi e confrontando queste con quelle ammissibili definite attraverso le relazioni :

$$\sigma_c \leq f_{ck} \times 0.45 \text{ per calcestruzzo armato};$$

$$\sigma_s \leq f_{yk} \times 0.8.$$

Le verifiche a presso flessione sono state condotte per la combinazione M_{max} , N_{max} .



7.5.9. ANALISI 1 – CONCI PREFABBRICATI – COPERTURA 90 m

7.5.9.1. Fasi di calcolo

Il calcolo è stato condotto per fasi successive, secondo lo schema di seguito descritto:

TIME 1 – Geostatico

In questa prima fase di calcolo vengono applicati il peso proprio del terreno e le caratteristiche di resistenza e deformabilità delle formazioni in sito, in modo tale da ricostruire la situazione tensionale preesistente alla costruzione della galleria.

TIME 2 – Taratura e scavo

In questa time di calcolo viene simulato lo scavo prima della posa in opera dei conci, fino ad ottenere una convergenza del cavo di circa 5,0 cm, pari al gap tra la testa e la coda dello scudo della TBM, attraverso un'opportuna riduzione delle le forze di scavo.

TIME 3 – Posa dei conci prefabbricati

Viene simulata la posa del rivestimento definitivo in conci prefabbricati.

TIME 4 – Lungo termine - Falda

Viene simulata la presenza della falda con battente idraulico pari a 40 m.

Nella seguente tabella viene riportata la stratigrafia di calcolo.

	Classificazione	Stratigrafia
Strato 1	Unità 4/5	da P.C. a -10 m
Strato 2	Unità 6	da -10 m a -30 m
Strato 3	Unità 7	> -30 m

Tabella 21 - Stratigrafia



7.5.9.2. Esame dei risultati

I risultati più significativi ottenuti dalla presente analisi sono riassunti in allegato.

Gli output dell'elaborazione FLAC, di tipo grafico, sono riportati anch'essi in allegato; le dimensioni geometriche e gli spostamenti sono espressi in metri, mentre le tensioni in Pa.

Nel corso della simulazione delle fasi esecutive della galleria naturale, i fenomeni di plasticizzazione nel terreno al contorno della cavità non risultano rilevanti.

In termini deformativi la convergenza media risulta di pochi millimetri tenuto conto del valore di preconvergenza al fronte pari al gap tra la testa e la coda dello scudo della TBM del valore di 5 cm.

Tale stato deformativo induce risentimenti superficiali che raggiungono nel lungo termine valori dell'ordine dei 1.2 cm per $k_0 = 1 - \sin \phi$ e pari a circa 1 cm per $k_0 = 1,2$.

7.5.9.3. Verifiche statiche

I risultati delle analisi numeriche in termini di sollecitazioni agenti sul rivestimento definitivo sono allegati alla presente relazione.

Di seguito sono riassunti i risultati delle verifiche tensionali condotte nei rivestimenti per la combinazione M_{max} , N_{max} .

7.5.9.3.1. Verifica del rivestimento definitivo in conci prefabbricati

Rimandando ai paragrafi precedenti per le caratteristiche dei materiali ed i relativi limiti tensionali, si riportano nel seguito le verifiche svolte allo stato limite ultimo e stato limite di esercizio nella tinte di calcolo più gravosa che risulta essere quella di lungo termine.

Le sollecitazioni ottenute dal calcolo numerico, riferite ad un tratto di lunghezza unitaria della galleria, presuppongono un rivestimento omogeneo e con caratteristiche di resistenza meccanica indipendenti dallo sviluppo longitudinale. In realtà, data la discontinuità del rivestimento dovuta all'adozione dei conci, le sollecitazioni flessionali possono essere assorbite a livello di trazioni soltanto dove è presente la continuità strutturale. Pertanto le verifiche verranno condotte considerando le sollecitazioni riferite a due conci ($2b = 2 \cdot 2 = 4$ m) applicate su una sezione con larghezza reagente a compressione pari a $2b$ e armatura in trazione relativa al solo concio dove è garantita la continuità strutturale.

Le analisi mostrano la necessità di prevedere $19\phi 12$ al lembo superiore ed inferiore per concio. Si osserva come i valori delle tensioni desunte dalle verifiche condotte risultino compatibili con i limiti previsti per i materiali impiegati.



Collegamento autostradale Asti – Cuneo – Tronco II Lotto 6
PROGETTO ESECUTIVO
Galleria Verduno – Relazione di calcolo galleria naturale

Analisi	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	N_{max} [KN]	M_{max} [KNm]	N_d [KN]	M_d [KNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]
$k_0 = 1 - \sin\phi$	42.98	21.49	28704	770.8	37315.2	1002.0	14.10	203.7
$k_0 = 1,2$	42.98	21.49	32852	305.4	42707.6	397.1	13.94	206.7

Tabella 22 - Verifiche tensionali

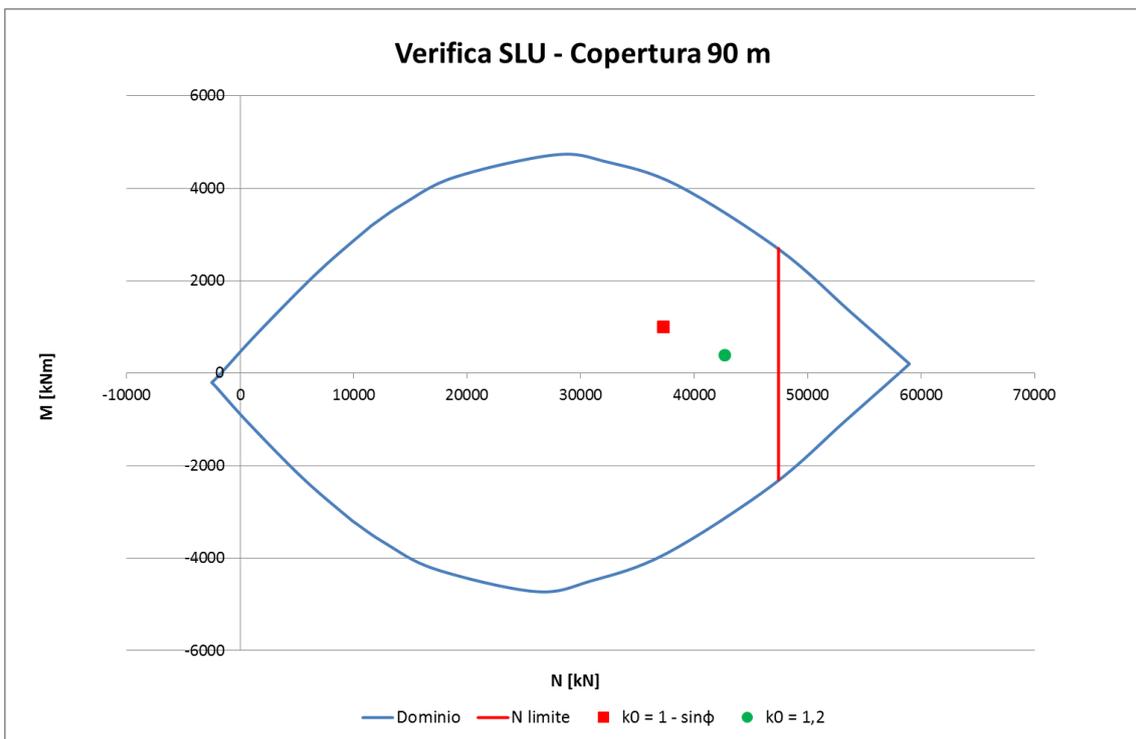


Figura 35 - Dominio M-N

Non sono state condotte verifiche a fessurazione in quanto la sezione risulta sempre compressa.

Di seguito si riportano delle tabelle in cui vengono confrontati i valori di taglio sollecitante e taglio resistente: quest'ultimo è stato valutato con l'espressione fornita dalla normativa per gli elementi non armati a taglio.



Collegamento autostradale Asti – Cuneo – Tronco II Lotto 6
PROGETTO ESECUTIVO
Galleria Verduno – Relazione di calcolo galleria naturale

VERIFICA A TAGLIO - TU 2008																								
base [cm]	altezza [cm]	coprif. [cm]	ϕ [mm]	A_s tesa [mm ²]																				
200	60	5	14	2149																				
Rck [MPa]	γ_c	γ_s	N [kN]	E_s [Mpa]	f_{yk} [MPa]																			
50	1.5	1.15	12396	210000	450																			
<table border="1"> <tr> <td>d [mm]</td> <td>k</td> <td>b_w [mm]</td> </tr> <tr> <td>543</td> <td>1.607</td> <td>2000</td> </tr> </table>			d [mm]	k	b_w [mm]	543	1.607	2000	<table border="1"> <tr> <td>V_{Sdu} [kN]</td> </tr> <tr> <td>175.0</td> </tr> </table>		V_{Sdu} [kN]	175.0												
d [mm]	k	b_w [mm]																						
543	1.607	2000																						
V_{Sdu} [kN]																								
175.0																								
<table border="1"> <tr> <td>f_{ck} [MPa]</td> <td>v_{min}</td> <td>σ_{cp} [MPa]</td> </tr> <tr> <td>41.5</td> <td>0.459</td> <td>4.703</td> </tr> </table>			f_{ck} [MPa]	v_{min}	σ_{cp} [MPa]	41.5	0.459	4.703	<table border="1"> <tr> <td colspan="2">Se NON risulta necessario armare</td> </tr> <tr> <td>limite a Vsd</td> <td></td> </tr> <tr> <td>[kN]</td> <td></td> </tr> <tr> <td>7517.51</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Vsd < Vlim</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Si</td> <td></td> </tr> </table>				Se NON risulta necessario armare		limite a Vsd		[kN]		7517.51		Vsd < Vlim		Si	
f_{ck} [MPa]	v_{min}	σ_{cp} [MPa]																						
41.5	0.459	4.703																						
Se NON risulta necessario armare																								
limite a Vsd																								
[kN]																								
7517.51																								
Vsd < Vlim																								
Si																								
<table border="1"> <tr> <td>ρ_l</td> </tr> <tr> <td>0.0020</td> </tr> </table>		ρ_l	0.0020	<table border="1"> <tr> <td>V_{Rd} [kN]</td> </tr> <tr> <td>1264.95</td> </tr> </table>		V_{Rd} [kN]	1264.95																	
ρ_l																								
0.0020																								
V_{Rd} [kN]																								
1264.95																								
<p align="center">NON risulta necessario armare a taglio ($V_{sd} < V_{Rd,c}$)</p>																								

Tabella 23 – Verifica a taglio – $k_0 = 1 - \text{sen}\phi$

VERIFICA A TAGLIO - TU 2008																								
base [cm]	altezza [cm]	coprif. [cm]	ϕ [mm]	A_s tesa [mm ²]																				
200	60	5	10	2149																				
Rck [MPa]	γ_c	γ_s	N [kN]	E_s [Mpa]	f_{yk} [MPa]																			
50	1.5	1.15	15034	210000	450																			
<table border="1"> <tr> <td>d [mm]</td> <td>k</td> <td>b_w [mm]</td> </tr> <tr> <td>545</td> <td>1.606</td> <td>2000</td> </tr> </table>			d [mm]	k	b_w [mm]	545	1.606	2000	<table border="1"> <tr> <td>V_{Sdu} [kN]</td> </tr> <tr> <td>85.4</td> </tr> </table>		V_{Sdu} [kN]	85.4												
d [mm]	k	b_w [mm]																						
545	1.606	2000																						
V_{Sdu} [kN]																								
85.4																								
<table border="1"> <tr> <td>f_{ck} [MPa]</td> <td>v_{min}</td> <td>σ_{cp} [MPa]</td> </tr> <tr> <td>41.5</td> <td>0.459</td> <td>4.703</td> </tr> </table>			f_{ck} [MPa]	v_{min}	σ_{cp} [MPa]	41.5	0.459	4.703	<table border="1"> <tr> <td colspan="2">Se NON risulta necessario armare</td> </tr> <tr> <td>limite a Vsd</td> <td></td> </tr> <tr> <td>[kN]</td> <td></td> </tr> <tr> <td>7545.20</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Vsd < Vlim</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Si</td> <td></td> </tr> </table>				Se NON risulta necessario armare		limite a Vsd		[kN]		7545.20		Vsd < Vlim		Si	
f_{ck} [MPa]	v_{min}	σ_{cp} [MPa]																						
41.5	0.459	4.703																						
Se NON risulta necessario armare																								
limite a Vsd																								
[kN]																								
7545.20																								
Vsd < Vlim																								
Si																								
<table border="1"> <tr> <td>ρ_l</td> </tr> <tr> <td>0.0020</td> </tr> </table>		ρ_l	0.0020	<table border="1"> <tr> <td>V_{Rd} [kN]</td> </tr> <tr> <td>1269.09</td> </tr> </table>		V_{Rd} [kN]	1269.09																	
ρ_l																								
0.0020																								
V_{Rd} [kN]																								
1269.09																								
<p align="center">NON risulta necessario armare a taglio ($V_{sd} < V_{Rd,c}$)</p>																								

Tabella 24 – Verifica a taglio – $k_0 = 1,2$



7.5.10. ANALISI 2 – CONCI PREFABBRICATI – COPERTURA 70 m

7.5.10.1. Fasi di calcolo

Il calcolo è stato condotto per fasi successive, secondo lo schema di seguito descritto:

TIME 1 – Geostatico

In questa prima fase di calcolo vengono applicati il peso proprio del terreno e le caratteristiche di resistenza e deformabilità delle formazioni in sito, in modo tale da ricostruire la situazione tensionale preesistente alla costruzione della galleria.

TIME 2 – Taratura e scavo

In questa time di calcolo viene simulato lo scavo prima della posa in opera dei conci, fino ad ottenere una convergenza del cavo di circa 5,0 cm, pari al gap tra la testa e la coda dello scudo della TBM, attraverso un'opportuna riduzione delle le forze di scavo.

TIME 3 – Posa dei conci prefabbricati

Viene simulata la posa del rivestimento definitivo in conci prefabbricati.

TIME 4 – Lungo termine - Falda

Viene simulata la presenza della falda con battente idraulico pari a 50 m.

Nella seguente tabella viene riportata la stratigrafia di calcolo.

	Classificazione	Stratigrafia
Strato 1	Unità 4/5	da P.C. a -15 m
Strato 2	Unità 6	da -15 m a -32 m
Strato 3	Unità 7	da -35 m a -52 m
Strato 4	Unità 7a	da -52 m a -67 m
Strato 5	Unità 7	> -67 m

Tabella 25 - Stratigrafia



7.5.10.2. Esame dei risultati

I risultati più significativi ottenuti dalla presente analisi sono riassunti in allegato.

Gli output dell'elaborazione FLAC, di tipo grafico, sono riportati anch'essi in allegato; le dimensioni geometriche e gli spostamenti sono espressi in metri, mentre le tensioni in Pa.

Nel corso della simulazione delle fasi esecutive della galleria naturale, i fenomeni di plasticizzazione nel terreno al contorno della cavità non risultano rilevanti.

In termini deformativi la convergenza media risulta di pochi millimetri tenuto conto del valore di preconvergenza al fronte pari al gap tra la testa e la coda dello scudo della TBM del valore di 5 cm.

Tale stato deformativo induce risentimenti superficiali che raggiungono nel lungo termine valori dell'ordine dei 1 cm per $k_0 = 1 - \sin \phi$ e pari a circa 0.85 cm per $k_0 = 1,2$.

7.5.10.3. *Verifiche statiche*

I risultati delle analisi numeriche in termini di sollecitazioni agenti sul rivestimento definitivo sono allegati alla presente relazione.

Di seguito sono riassunti i risultati delle verifiche tensionali condotte nei rivestimenti per la combinazione M_{max} , N_{max} .

7.5.10.3.1. *Verifica del rivestimento definitivo in conci prefabbricati*

Rimandando ai paragrafi precedenti per le caratteristiche dei materiali ed i relativi limiti tensionali, si riportano nel seguito le verifiche svolte allo stato limite ultimo e stato limite di esercizio nella tinte di calcolo più gravosa che risulta essere quella di lungo termine.

Le sollecitazioni ottenute dal calcolo numerico, riferite ad un tratto di lunghezza unitaria della galleria, presuppongono un rivestimento omogeneo e con caratteristiche di resistenza meccanica indipendenti dallo sviluppo longitudinale. In realtà, data la discontinuità del rivestimento dovuta all'adozione dei conci, le sollecitazioni flessionali possono essere assorbite a livello di trazioni soltanto dove è presente la continuità strutturale. Pertanto le verifiche verranno condotte considerando le sollecitazioni riferite a due conci ($2b = 2 \cdot 2 = 4$ m) applicate su una sezione con larghezza reagente a compressione pari a $2b$ e armatura in trazione relativa al solo concio dove è garantita la continuità strutturale.

Le analisi mostrano la necessità di prevedere $19\phi 14$ al lembo superiore ed inferiore per concio. Si osserva come i valori delle tensioni desunte dalle verifiche condotte risultino compatibili con i limiti previsti per i materiali impiegati.



Collegamento autostradale Asti – Cuneo – Tronco II Lotto 6
PROGETTO ESECUTIVO
Galleria Verduno – Relazione di calcolo galleria naturale

Analisi	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	N_{max} [KN]	M_{max} [KNm]	N_d [KN]	M_d [KNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]
$k_0 = 1 - \sin\phi$	58.50	29.25	28760	1001.4	37388	1301.8	14.64	209.6
$k_0 = 1,2$	58.50	29.25	30152	376.8	39197.6	489.8	12.85	189.8

Tabella 26 - Verifiche tensionali

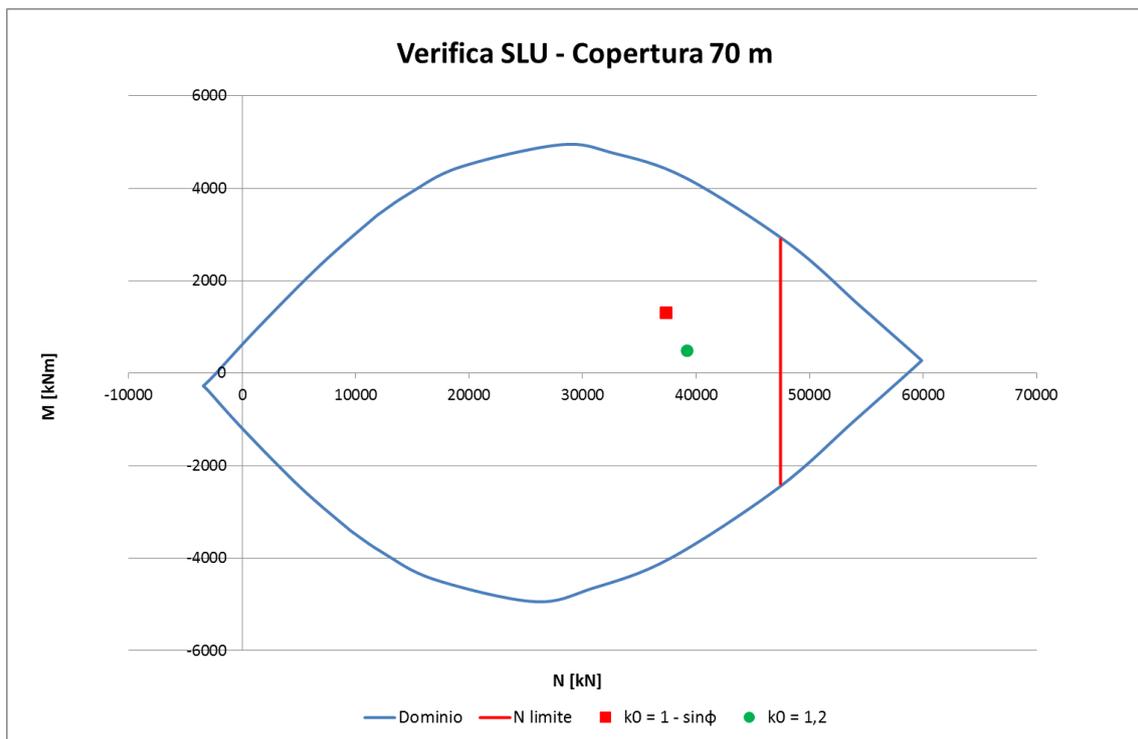


Figura 36 - Dominio M-N

Non sono state condotte verifiche a fessurazione in quanto la sezione risulta sempre compressa.

Di seguito si riportano delle tabelle in cui vengono confrontati i valori di taglio sollecitante e taglio resistente: quest'ultimo è stato valutato con l'espressione fornita dalla normativa per gli elementi non armati a taglio.

VERIFICA A TAGLIO - TU 2008																								
base [cm]	altezza [cm]	coprif. [cm]	ϕ [mm]	A_s tesa [mm ²]																				
200	60	5	14	2925																				
Rck [MPa]	γ_c	γ_s	N [kN]	E_s [Mpa]	f_{yk} [MPa]																			
50	1.5	1.15	12176	210000	450																			
<table border="1"> <tr> <td>d [mm]</td> <td>k</td> <td>b_w [mm]</td> </tr> <tr> <td>543</td> <td>1.607</td> <td>2000</td> </tr> </table>			d [mm]	k	b_w [mm]	543	1.607	2000	<table border="1"> <tr> <td>V_{Sdu} [kN]</td> </tr> <tr> <td>207.9</td> </tr> </table>		V_{Sdu} [kN]	207.9												
d [mm]	k	b_w [mm]																						
543	1.607	2000																						
V_{Sdu} [kN]																								
207.9																								
<table border="1"> <tr> <td>f_{ck} [MPa]</td> <td>v_{min}</td> <td>σ_{cp} [MPa]</td> </tr> <tr> <td>41.5</td> <td>0.459</td> <td>4.703</td> </tr> </table>			f_{ck} [MPa]	v_{min}	σ_{cp} [MPa]	41.5	0.459	4.703	<table border="1"> <tr> <td colspan="2">Se NON risulta necessario armare</td> </tr> <tr> <td>limite a Vsd</td> <td></td> </tr> <tr> <td>[kN]</td> <td></td> </tr> <tr> <td>7517.51</td> <td></td> </tr> <tr> <td>$V_{Sd} < V_{lim}$</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Si</td> <td></td> </tr> </table>				Se NON risulta necessario armare		limite a Vsd		[kN]		7517.51		$V_{Sd} < V_{lim}$		Si	
f_{ck} [MPa]	v_{min}	σ_{cp} [MPa]																						
41.5	0.459	4.703																						
Se NON risulta necessario armare																								
limite a Vsd																								
[kN]																								
7517.51																								
$V_{Sd} < V_{lim}$																								
Si																								
<table border="1"> <tr> <td>ρ_l</td> <td>V_{Rd} [kN]</td> </tr> <tr> <td>0.0027</td> <td>1264.95</td> </tr> </table>			ρ_l	V_{Rd} [kN]	0.0027	1264.95																		
ρ_l	V_{Rd} [kN]																							
0.0027	1264.95																							
NON risulta necessario armare a taglio ($V_{sd} < V_{Rd,c}$)																								

Tabella 27 – Verifica a taglio – $k_0 = 1 - \text{sen}\phi$

VERIFICA A TAGLIO - TU 2008																								
base [cm]	altezza [cm]	coprif. [cm]	ϕ [mm]	A_s tesa [mm ²]																				
200	60	5	10	2925																				
Rck [MPa]	γ_c	γ_s	N [kN]	E_s [Mpa]	f_{yk} [MPa]																			
50	1.5	1.15	13808	210000	450																			
<table border="1"> <tr> <td>d [mm]</td> <td>k</td> <td>b_w [mm]</td> </tr> <tr> <td>545</td> <td>1.606</td> <td>2000</td> </tr> </table>			d [mm]	k	b_w [mm]	545	1.606	2000	<table border="1"> <tr> <td>V_{Sdu} [kN]</td> </tr> <tr> <td>93.1</td> </tr> </table>		V_{Sdu} [kN]	93.1												
d [mm]	k	b_w [mm]																						
545	1.606	2000																						
V_{Sdu} [kN]																								
93.1																								
<table border="1"> <tr> <td>f_{ck} [MPa]</td> <td>v_{min}</td> <td>σ_{cp} [MPa]</td> </tr> <tr> <td>41.5</td> <td>0.459</td> <td>4.703</td> </tr> </table>			f_{ck} [MPa]	v_{min}	σ_{cp} [MPa]	41.5	0.459	4.703	<table border="1"> <tr> <td colspan="2">Se NON risulta necessario armare</td> </tr> <tr> <td>limite a Vsd</td> <td></td> </tr> <tr> <td>[kN]</td> <td></td> </tr> <tr> <td>7545.20</td> <td></td> </tr> <tr> <td>$V_{Sd} < V_{lim}$</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Si</td> <td></td> </tr> </table>				Se NON risulta necessario armare		limite a Vsd		[kN]		7545.20		$V_{Sd} < V_{lim}$		Si	
f_{ck} [MPa]	v_{min}	σ_{cp} [MPa]																						
41.5	0.459	4.703																						
Se NON risulta necessario armare																								
limite a Vsd																								
[kN]																								
7545.20																								
$V_{Sd} < V_{lim}$																								
Si																								
<table border="1"> <tr> <td>ρ_l</td> <td>V_{Rd} [kN]</td> </tr> <tr> <td>0.0027</td> <td>1269.09</td> </tr> </table>			ρ_l	V_{Rd} [kN]	0.0027	1269.09																		
ρ_l	V_{Rd} [kN]																							
0.0027	1269.09																							
NON risulta necessario armare a taglio ($V_{sd} < V_{Rd,c}$)																								

Tabella 28 – Verifica a taglio – $k_0 = 1,2$



7.5.11. ANALISI 3 – CONCI PREFABBRICATI – COPERTURA 40 m

7.5.11.1. Fasi di calcolo

Il calcolo è stato condotto per fasi successive, secondo lo schema di seguito descritto:

TIME 1 – Geostatico

In questa prima fase di calcolo vengono applicati il peso proprio del terreno e le caratteristiche di resistenza e deformabilità delle formazioni in sito, in modo tale da ricostruire la situazione tensionale preesistente alla costruzione della galleria.

TIME 2 – Taratura e scavo

In questa time di calcolo viene simulato lo scavo prima della posa in opera dei conci, fino ad ottenere una convergenza del cavo di circa 5,0 cm, pari al gap tra la testa e la coda dello scudo della TBM, attraverso un'opportuna riduzione delle le forze di scavo.

TIME 3 – Posa dei conci prefabbricati

Viene simulata la posa del rivestimento definitivo in conci prefabbricati.

TIME 4 – Lungo termine - Falda

Viene simulata la presenza della falda con battente idraulico in chiave calotta galleria.

Nella seguente tabella viene riportata la stratigrafia di calcolo.

	Classificazione	Stratigrafia
Strato 1	Unità 4/5	da P.C. a -15 m
Strato 2	Unità 6	da -15 m a -55 m
Strato 3	Unità 7	> -55 m

Tabella 29 - Stratigrafia



7.5.11.2. Esame dei risultati

I risultati più significativi ottenuti dalla presente analisi sono riassunti in allegato.

Gli output dell'elaborazione FLAC, di tipo grafico, sono riportati anch'essi in allegato; le dimensioni geometriche e gli spostamenti sono espressi in metri, mentre le tensioni in Pa.

Nel corso della simulazione delle fasi esecutive della galleria naturale, i fenomeni di plasticizzazione nel terreno al contorno della cavità non risultano rilevanti.

In termini deformativi la convergenza media risulta di pochi millimetri tenuto conto del valore di preconvergenza al fronte pari al gap tra la testa e la coda dello scudo della TBM del valore di 5 cm.

Tale stato deformativo induce risentimenti superficiali che raggiungono nel lungo termine valori dell'ordine dei 2 cm per $k_0 = 1 - \sin \phi$ e pari a circa 1 cm per $k_0 = 1,2$.

7.5.11.3. Verifiche statiche

I risultati delle analisi numeriche in termini di sollecitazioni agenti sul rivestimento definitivo sono allegati alla presente relazione.

Di seguito sono riassunti i risultati delle verifiche tensionali condotte nei rivestimenti per la combinazione M_{max} , N_{max} .

7.5.11.3.1. Verifica del rivestimento definitivo in conci prefabbricati

Rimandando ai paragrafi precedenti per le caratteristiche dei materiali ed i relativi limiti tensionali, si riportano nel seguito le verifiche svolte allo stato limite ultimo e stato limite di esercizio nella tinte di calcolo più gravosa che risulta essere quella di lungo termine.

Le sollecitazioni ottenute dal calcolo numerico, riferite ad un tratto di lunghezza unitaria della galleria, presuppongono un rivestimento omogeneo e con caratteristiche di resistenza meccanica indipendenti dallo sviluppo longitudinale. In realtà, data la discontinuità del rivestimento dovuta all'adozione dei conci, le sollecitazioni flessionali possono essere assorbite a livello di trazioni soltanto dove è presente la continuità strutturale. Pertanto le verifiche verranno condotte considerando le sollecitazioni riferite a due conci ($2b = 2 \cdot 2 = 4$ m) applicate su una sezione con larghezza reagente a compressione pari a $2b$ e armatura in trazione relativa al solo concio dove è garantita la continuità strutturale.

Le analisi mostrano la necessità di prevedere $19\phi 14$ al lembo superiore ed inferiore per concio. Si osserva come i valori delle tensioni desunte dalle verifiche condotte risultino compatibili con i limiti previsti per i materiali impiegati.

Analisi	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	N_{max} [KN]	M_{max} [KNm]	N_d [KN]	M_d [KNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]
$k_0 = 1 - \sin\phi$	58.50	29.25	9480	279.2	12324	363.0	4.64	66.8
$k_0 = 1,2$	58.50	29.25	12412	215.8	16135.6	280.6	5.51	80.8

Tabella 30 - Verifiche tensionali

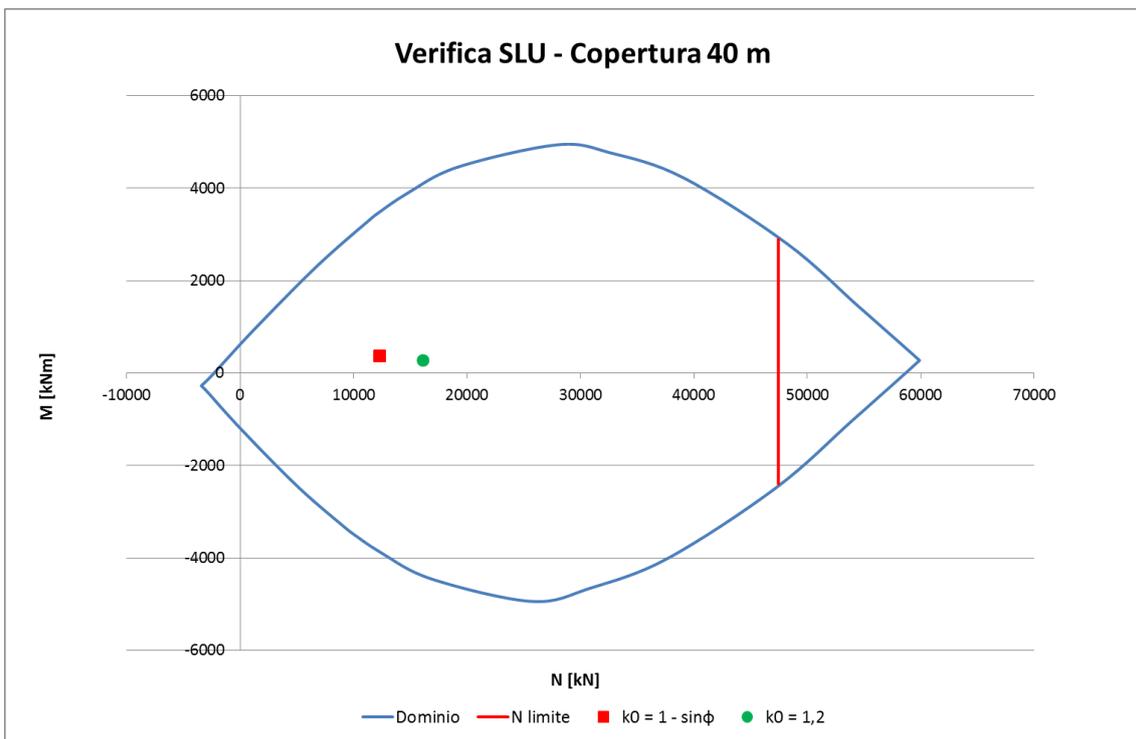


Figura 37 - Dominio M-N

Non sono state condotte verifiche a fessurazione in quanto la sezione risulta sempre compressa.

Di seguito si riportano delle tabelle in cui vengono confrontati i valori di taglio sollecitante e taglio resistente: quest'ultimo è stato valutato con l'espressione fornita dalla normativa per gli elementi non armati a taglio.



Collegamento autostradale Asti – Cuneo – Tronco II Lotto 6
PROGETTO ESECUTIVO
Galleria Verduno – Relazione di calcolo galleria naturale

VERIFICA A TAGLIO - TU 2008						
base [cm]	altezza [cm]	coprif. [cm]	ϕ [mm]	A_s tesa [mm ²]		
200	60	5	10	2925		
Rck [MPa]	γ_c	γ_s	N [kN]	E_s [Mpa]	f_{yk} [MPa]	
50	1.5	1.15	4624	210000	450	
d [mm]			k	b _w [mm]		
545			1.606	2000		
f _{ck} [MPa]			v _{min}	σ_{cp} [MPa]		
41.5			0.459	3.853		
p _l		V _{Rd} [kN]				
0.0027		1130.11				
NON risulta necessario armare a taglio (Vsd<VRd,c)						
V _{Sdu} [kN]						
82.4						
Se NON risulta necessario armare						
limite a Vsd						
[kN]						
7545.20						
Vsd<Vlim						
Si						

Tabella 31 – Verifica a taglio – $k_0 = 1 - \text{sen}\phi$

VERIFICA A TAGLIO - TU 2008						
base [cm]	altezza [cm]	coprif. [cm]	ϕ [mm]	A_s tesa [mm ²]		
200	60	5	12	2925		
Rck [MPa]	γ_c	γ_s	N [kN]	E_s [Mpa]	f_{yk} [MPa]	
50	1.5	1.15	5916	210000	450	
d [mm]			k	b _w [mm]		
544			1.606	2000		
f _{ck} [MPa]			v _{min}	σ_{cp} [MPa]		
41.5			0.459	4.703		
p _l		V _{Rd} [kN]				
0.0027		1267.02				
NON risulta necessario armare a taglio (Vsd<VRd,c)						
V _{Sdu} [kN]						
68.6						
Se NON risulta necessario armare						
limite a Vsd						
[kN]						
7531.35						
Vsd<Vlim						
Si						

Tabella 32 – Verifica a taglio – $k_0 = 1,2$

7.5.12. ANALISI 4 – SEZIONE TIPO C1

7.5.12.1. Fasi di calcolo

Il calcolo è stato condotto per fasi successive, secondo lo schema di seguito descritto:

TIME 1 – Geostatico

In questa prima fase di calcolo vengono applicati il peso proprio del terreno e le caratteristiche di resistenza e deformabilità delle formazioni in sito, in modo tale da ricostruire la situazione tensionale preesistente alla costruzione della galleria.

TIME 2 – Scavo e posa rivestimento provvisorio – Relax 100%

In questa time di calcolo viene simulato il consolidamento in jet-grouting al contorno, l'apertura dello scavo e la posa del prerinvestimento. In questa fase si ipotizza che il rivestimento in spritz-beton si mantenga attivo nel lungo termine, considerando così l'eventualità che lo scavo in fresa e la posa dei conci possano aver luogo dopo un importante lasso temporale.

Nella seguente tabella viene riportata la stratigrafia di calcolo.

	Classificazione	Stratigrafia
Strato 1	Unità 4/5	da P.C. a -12 m
Strato 2	Unità 6	> -12 m

Tabella 33 – Stratigrafia

7.5.12.2. Esame dei risultati

I risultati più significativi ottenuti dalla presente analisi sono riassunti in allegato.

Le dimensioni geometriche e gli spostamenti sono espressi in metri, mentre le tensioni in Pa.

Nel corso della simulazione delle fasi esecutive della galleria naturale, i fenomeni di plasticizzazione nel terreno al contorno della cavità non risultano rilevanti. In termini deformativi la convergenza media si attesta intorno ai 6 cm.

7.5.12.3. Verifiche statiche

I risultati delle analisi numeriche in termini di sollecitazioni agenti sul rivestimento di prima fase sono allegati alla presente relazione.

Di seguito sono riassunti i risultati delle verifiche tensionali condotte nei rivestimenti per le sezioni ritenute maggiormente rappresentative.

7.5.12.3.1. Verifica del prerivestimento

Per la creazione del dominio di rottura è stata considerata una sezione in calcestruzzo di 40 cm di spessore, armata all'intradosso e all'estradosso con un'area di armatura pari all'area delle ali delle centine (2HEB200/1m). Si riporta, nel seguito, la tabella di sintesi delle verifiche allo stato limite ultimo e in esercizio ed i domini relativi alle diverse time di calcolo. I valori delle sollecitazioni ottenute dalle verifiche sezionali sono compatibili con i limiti previsti per i materiali impiegati e i punti rappresentativi delle sollecitazioni sono interni al dominio M-N, quindi le verifiche sono soddisfatte.

Analisi	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	N [KN]	M_{max} [KNm]	N_d [KN]	M_d [KNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]
$k_0 = 1 - \sin\phi$	58.50	29.25	870.3	206.3	1131.39	268.2	9.40	71.5
$k_0 = 1,2$	58.50	29.25	2001	275.0	2601.3	357.5	11.49	12.0

Tabella 34 - Verifiche tensionali

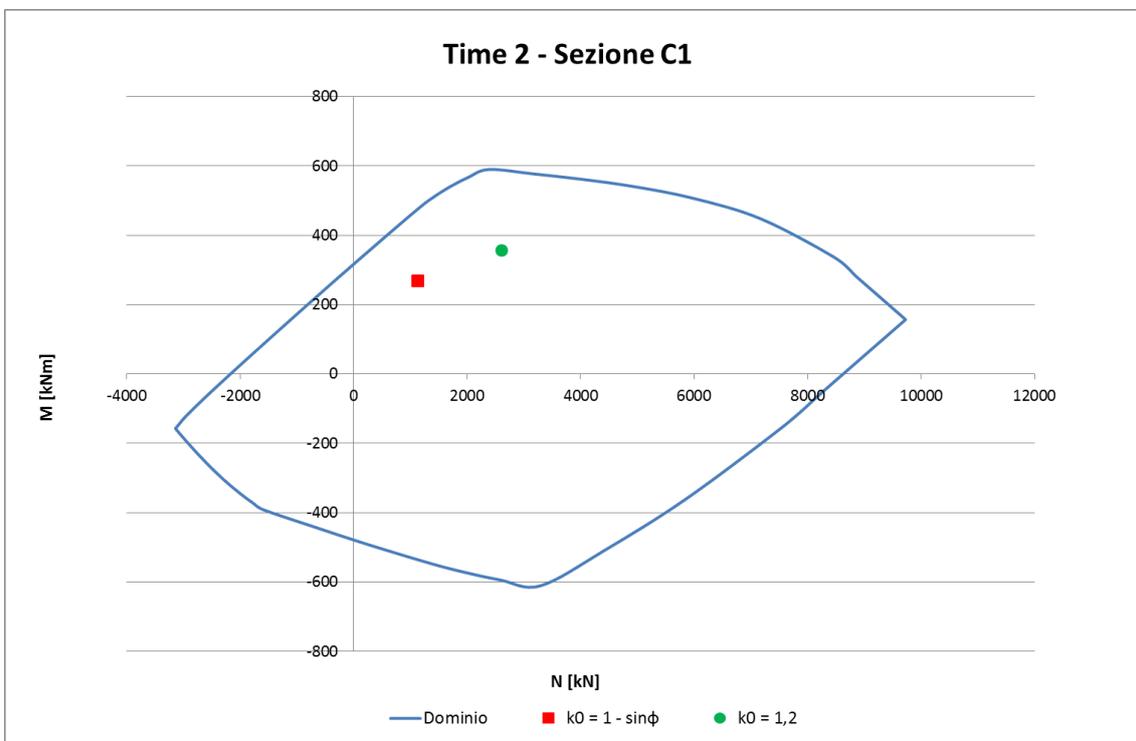


Figura 38 - Dominio M-N

Di seguito si riportano delle tabelle in cui vengono confrontati i valori di taglio sollecitante e taglio resistente: quest'ultimo è stato valutato con l'espressione fornita dalla normativa per gli elementi non armati a taglio.

VERIFICA A TAGLIO - TU 2008																								
base [cm]	altezza [cm]	coprif. [cm]	ϕ [mm]	A_s tesa [mm ²]																				
100	40	5	15	6000																				
Rck [MPa]	γ_c	γ_s	N [kN]	E_s [Mpa]	f_{yk} [MPa]																			
35	1.5	1.15	561.3	210000	450																			
<table border="1"> <tr> <td>d [mm]</td> <td>k</td> <td>b_w [mm]</td> </tr> <tr> <td>342.5</td> <td>1.764</td> <td>1000</td> </tr> </table>			d [mm]	k	b_w [mm]	342.5	1.764	1000	<table border="1"> <tr> <td>V_{Sdu} [kN]</td> </tr> <tr> <td>231.5</td> </tr> </table>				V_{Sdu} [kN]	231.5										
d [mm]	k	b_w [mm]																						
342.5	1.764	1000																						
V_{Sdu} [kN]																								
231.5																								
<table border="1"> <tr> <td>f_{ck} [MPa]</td> <td>v_{min}</td> <td>σ_{cp} [MPa]</td> </tr> <tr> <td>29.05</td> <td>0.442</td> <td>1.403</td> </tr> </table>			f_{ck} [MPa]	v_{min}	σ_{cp} [MPa]	29.05	0.442	1.403	<table border="1"> <tr> <td colspan="2">Se NON risulta necessario armare</td> </tr> <tr> <td>limite a Vsd</td> <td></td> </tr> <tr> <td>[kN]</td> <td></td> </tr> <tr> <td>1758.70</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Vsd < Vlim</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Si</td> <td></td> </tr> </table>				Se NON risulta necessario armare		limite a Vsd		[kN]		1758.70		Vsd < Vlim		Si	
f_{ck} [MPa]	v_{min}	σ_{cp} [MPa]																						
29.05	0.442	1.403																						
Se NON risulta necessario armare																								
limite a Vsd																								
[kN]																								
1758.70																								
Vsd < Vlim																								
Si																								
<table border="1"> <tr> <td>ρ_l</td> </tr> <tr> <td>0.0175</td> </tr> </table>		ρ_l	0.0175	<table border="1"> <tr> <td>V_{Rd} [kN]</td> </tr> <tr> <td>340.79</td> </tr> </table>		V_{Rd} [kN]	340.79																	
ρ_l																								
0.0175																								
V_{Rd} [kN]																								
340.79																								
<p align="center">NON risulta necessario armare a taglio ($V_{sd} < V_{Rd,c}$)</p>																								

Tabella 35 – Verifica a taglio – $k_0 = 1 - \text{sen}\phi$

VERIFICA A TAGLIO - TU 2008																								
base [cm]	altezza [cm]	coprif. [cm]	ϕ [mm]	A_s tesa [mm ²]																				
100	40	5	15	6000																				
Rck [MPa]	γ_c	γ_s	N [kN]	E_s [Mpa]	f_{yk} [MPa]																			
35	1.5	1.15	598.1	210000	450																			
<table border="1"> <tr> <td>d [mm]</td> <td>k</td> <td>b_w [mm]</td> </tr> <tr> <td>342.5</td> <td>1.764</td> <td>1000</td> </tr> </table>			d [mm]	k	b_w [mm]	342.5	1.764	1000	<table border="1"> <tr> <td>V_{Sdu} [kN]</td> </tr> <tr> <td>237.0</td> </tr> </table>				V_{Sdu} [kN]	237.0										
d [mm]	k	b_w [mm]																						
342.5	1.764	1000																						
V_{Sdu} [kN]																								
237.0																								
<table border="1"> <tr> <td>f_{ck} [MPa]</td> <td>v_{min}</td> <td>σ_{cp} [MPa]</td> </tr> <tr> <td>29.05</td> <td>0.442</td> <td>1.495</td> </tr> </table>			f_{ck} [MPa]	v_{min}	σ_{cp} [MPa]	29.05	0.442	1.495	<table border="1"> <tr> <td colspan="2">Se NON risulta necessario armare</td> </tr> <tr> <td>limite a Vsd</td> <td></td> </tr> <tr> <td>[kN]</td> <td></td> </tr> <tr> <td>1758.70</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Vsd < Vlim</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Si</td> <td></td> </tr> </table>				Se NON risulta necessario armare		limite a Vsd		[kN]		1758.70		Vsd < Vlim		Si	
f_{ck} [MPa]	v_{min}	σ_{cp} [MPa]																						
29.05	0.442	1.495																						
Se NON risulta necessario armare																								
limite a Vsd																								
[kN]																								
1758.70																								
Vsd < Vlim																								
Si																								
<table border="1"> <tr> <td>ρ_l</td> </tr> <tr> <td>0.0175</td> </tr> </table>		ρ_l	0.0175	<table border="1"> <tr> <td>V_{Rd} [kN]</td> </tr> <tr> <td>345.51</td> </tr> </table>		V_{Rd} [kN]	345.51																	
ρ_l																								
0.0175																								
V_{Rd} [kN]																								
345.51																								
<p align="center">NON risulta necessario armare a taglio ($V_{sd} < V_{Rd,c}$)</p>																								

Tabella 36 – Verifica a taglio – $k_0 = 1,2$

7.5.13. ANALISI 5 – SEZIONE TIPO C2p

7.5.13.1. *Fasi di calcolo*

Il calcolo è stato condotto per fasi successive, secondo lo schema di seguito descritto:

TIME 1 – Geostatico

In questa prima fase di calcolo vengono applicati il peso proprio del terreno e le caratteristiche di resistenza e deformabilità delle formazioni in sito, in modo tale da ricostruire la situazione tensionale preesistente alla costruzione della galleria;

TIME 2 – Consolidamenti e Riporto

In questa fase si simulano i consolidamenti tramite colonne in jet-grouting e si introduce il rilevato in materiale misto stabilizzato a calce. Alla superficie del modello si applica un carico accidentale di 20 KPa. (si trascura l'effetto dello strato di spritz-beton armato messo in opera in questa fase);

TIME 3 – Apertura del cavo e posa del pririvestimento

In questa time di calcolo viene simulato il consolidamento in jet-grouting al contorno, l'apertura dello scavo e la posa del pririvestimento. In questa fase si ipotizza anche che il rivestimento in spritz-beton si mantenga attivo nel lungo termine, considerando così l'eventualità che lo scavo in fresa e la posa dei conci possano aver luogo dopo un importante lasso temporale.

TIME 4 – Lungo termine - Falda

Viene simulata la presenza della falda con battente idraulico in chiave calotta galleria.



Nella seguente tabella viene riportata la stratigrafia di calcolo.

	Classificazione	Stratigrafia
Strato 1	Unità 4/5	da P.C. a -25 m
Strato 2	Unità 7	da -25 m a -70 m

Tabella 37 - Stratigrafia

7.5.13.2. Esame dei risultati

Gli output dell'elaborazione FLAC, di tipo grafico, sono riportati in allegato; le dimensioni geometriche e gli spostamenti sono espressi in metri, mentre le tensioni in Pa. In termini deformativi la convergenza media risulta inferiore a 2 mm.

7.5.13.3. Verifiche statiche

I risultati delle analisi numeriche in termini di sollecitazioni agenti sul rivestimento di prima fase sono allegati alla presente relazione.

Di seguito sono riassunti i risultati delle verifiche tensionali condotte nei rivestimenti per le sezioni ritenute maggiormente rappresentative.

7.5.13.3.1. Verifica del prriverstimento

Per la creazione del dominio di rottura è stata considerata una sezione in calcestruzzo di 40 cm di spessore, armata all'intradosso e all'estradosso con un'area di armatura pari all'area delle ali delle centine (2HEB200/1m). Si riporta, nel seguito, la tabella di sintesi delle verifiche allo stato limite ultimo e in esercizio ed i domini relativi alle diverse time di calcolo. I valori delle sollecitazioni ottenute dalle verifiche sezionali sono compatibili con i limiti

previsti per i materiali impiegati e i punti rappresentativi delle sollecitazioni sono interni al dominio M-N, quindi le verifiche sono soddisfatte.

Analisi	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	N [KN]	M_{max} [KN*m]	N_d [KN]	M_d [KN*m]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]
$k_0 = 1 - \sin\phi$	58.50	29.25	338.8	65.6	440.44	85.3	2.91	16.0
$k_0 = 1,2$	58.50	29.25	304.3	82.4	395.59	107.1	3.81	33.5

Tabella 38 - Verifiche tensionali

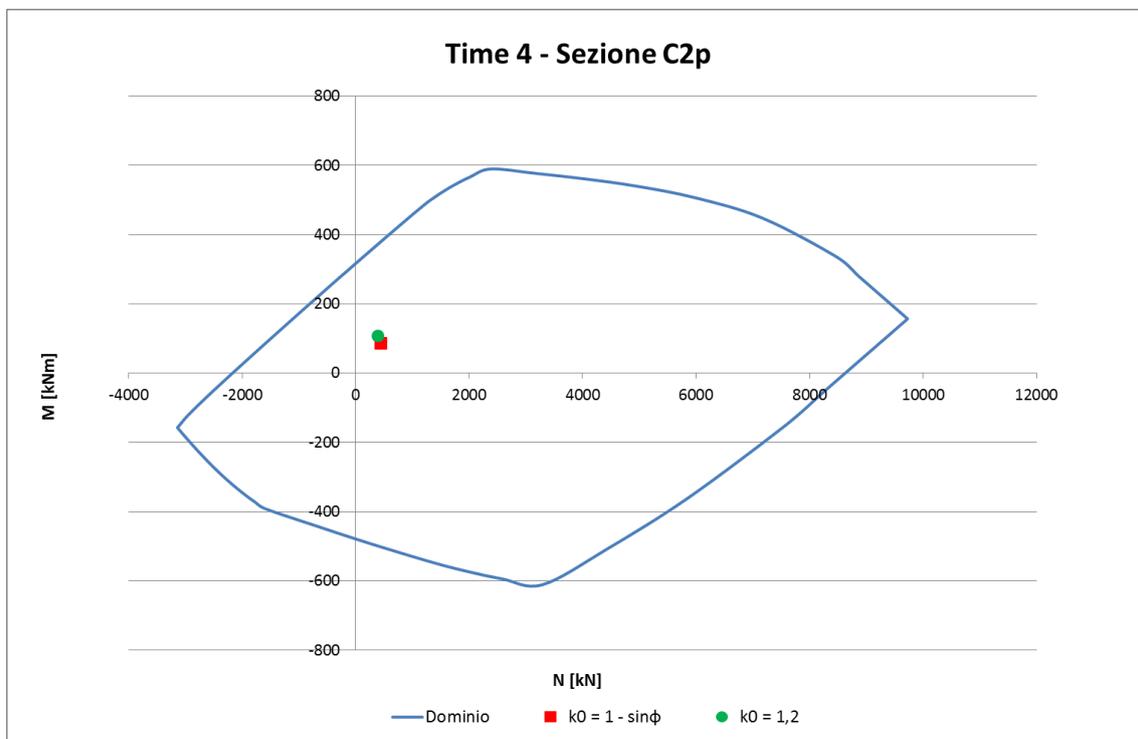


Figura 39 - Dominio M-N

Di seguito si riportano delle tabelle in cui vengono confrontati i valori di taglio sollecitante e taglio resistente: quest'ultimo è stato valutato con l'espressione fornita dalla normativa per gli elementi non armati a taglio.

VERIFICA A TAGLIO - TU 2008																		
base [cm]	altezza [cm]	coprif. [cm]	ϕ [mm]	A_s tesa [mm ²]														
100	40	5	15	6000														
Rck [MPa]	γ_c	γ_s	N [kN]	E_s [Mpa]	f_{yk} [MPa]													
35	1.5	1.15	121.3	210000	450													
			<table border="1"> <tr> <td>V_{Sdu} [kN]</td> </tr> <tr> <td>129.6</td> </tr> </table>				V_{Sdu} [kN]	129.6										
V_{Sdu} [kN]																		
129.6																		
d [mm]	k	b_w [mm]																
342.5	1.764	1000																
f_{ck} [MPa]	v_{min}	σ_{cp} [MPa]																
29.05	0.442	0.303																
ρ_l	V_{Rd} [kN]																	
0.0175	284.27																	
NON risulta necessario armare a taglio ($V_{sd} < V_{Rd,c}$)																		
<table border="1"> <tr> <td align="center" colspan="2">Se NON risulta necessario armare</td> </tr> <tr> <td align="center" colspan="2">limite a V_{sd}</td> </tr> <tr> <td align="center" colspan="2">[kN]</td> </tr> <tr> <td align="center" colspan="2">1758.70</td> </tr> <tr> <td align="center" colspan="2">$V_{sd} < V_{lim}$</td> </tr> <tr> <td align="center" colspan="2">Si</td> </tr> </table>							Se NON risulta necessario armare		limite a V_{sd}		[kN]		1758.70		$V_{sd} < V_{lim}$		Si	
Se NON risulta necessario armare																		
limite a V_{sd}																		
[kN]																		
1758.70																		
$V_{sd} < V_{lim}$																		
Si																		

Tabella 39 – Verifica a taglio – $k_0 = 1 - \text{sen}\phi$

VERIFICA A TAGLIO - TU 2008																		
base [cm]	altezza [cm]	coprif. [cm]	ϕ [mm]	A_s tesa [mm ²]														
100	40	5	15	6000														
Rck [MPa]	γ_c	γ_s	N [kN]	E_s [Mpa]	f_{yk} [MPa]													
35	1.5	1.15	110.2	210000	450													
			<table border="1"> <tr> <td>V_{Sdu} [kN]</td> </tr> <tr> <td>134.4</td> </tr> </table>				V_{Sdu} [kN]	134.4										
V_{Sdu} [kN]																		
134.4																		
d [mm]	k	b_w [mm]																
342.5	1.764	1000																
f_{ck} [MPa]	v_{min}	σ_{cp} [MPa]																
29.05	0.442	0.276																
ρ_l	V_{Rd} [kN]																	
0.0175	282.85																	
NON risulta necessario armare a taglio ($V_{sd} < V_{Rd,c}$)																		
<table border="1"> <tr> <td align="center" colspan="2">Se NON risulta necessario armare</td> </tr> <tr> <td align="center" colspan="2">limite a V_{sd}</td> </tr> <tr> <td align="center" colspan="2">[kN]</td> </tr> <tr> <td align="center" colspan="2">1758.70</td> </tr> <tr> <td align="center" colspan="2">$V_{sd} < V_{lim}$</td> </tr> <tr> <td align="center" colspan="2">Si</td> </tr> </table>							Se NON risulta necessario armare		limite a V_{sd}		[kN]		1758.70		$V_{sd} < V_{lim}$		Si	
Se NON risulta necessario armare																		
limite a V_{sd}																		
[kN]																		
1758.70																		
$V_{sd} < V_{lim}$																		
Si																		

Tabella 40 – Verifica a taglio – $k_0 = 1,2$

8. VERIFICHE SISMICHE

8.1. PREMESSA

Generalmente la progettazione di strutture interrato sottoposte ad azioni sismiche è caratterizzata da deformazioni imposte ai manufatti dal terreno circostante, sempre legate all'interazione tra i due elementi. Diversamente le strutture di elevazione vengono dimensionate sulla base di forze di inerzia causate dalle accelerazioni al suolo. Molti studi hanno documentato gli stati di danno su strutture interrato e le seguenti considerazioni possono essere fatte relativamente al loro comportamento sismico:

- Le strutture interrato presentano generalmente minori danni rispetto alle strutture di superficie.
- I danni si riducono all'aumentare delle coperture. I tunnel più profondi sembrano essere più sicuri e presentare minor livello di vulnerabilità rispetto ai tunnel superficiali.
- Le strutture interrato realizzate nei terreni risultano più vulnerabili rispetto alle stesse in roccia.
- La presenza di rivestimenti aumenta notevolmente il livello di sicurezza.
- I tunnel sono più stabili se sottoposti a carichi di tipo simmetrico.
- I danni possono essere legati a picchi di accelerazione e velocità relativi alla magnitudo e alla distanza dall'epicentro del sisma.
- La durata della sollecitazione sismica è molto importante poiché può causare effetti di fatica e, di conseguenza, grandi deformazioni.

Gli effetti delle sollecitazioni sismiche sulle strutture interrato possono essere raggruppati in due categorie:

- oscillazioni del terreno (ground shaking);
- crisi del terreno per liquefazione, instabilità, etc.

I fattori più importanti che influenzano la prima categoria sono:

- la forma, le dimensioni e la profondità della struttura;
- le caratteristiche geomeccaniche del terreno o della roccia circostante;
- le proprietà meccaniche della struttura;
- il grado di sismicità.

L'approccio progettuale di strutture interrato è molto particolare. Per molti casi l'inerzia delle formazioni geologiche presenti è molto più grande di quella delle strutture. Misurazioni effettuate da Okamoto et al. (1973) sul comportamento di un tunnel durante molti eventi sismici mostrano che gli effetti sono decisamente più legati alla risposta del terreno piuttosto che alle caratteristiche inerziali delle strutture. Tre tipi di comportamento (Owen and Scholl, 1981) possono essere considerati per definire la risposta delle strutture interrato in condizioni sismiche:

- compressione ed estensione assiale;
- flessione longitudinale;
- ovalizzazione.

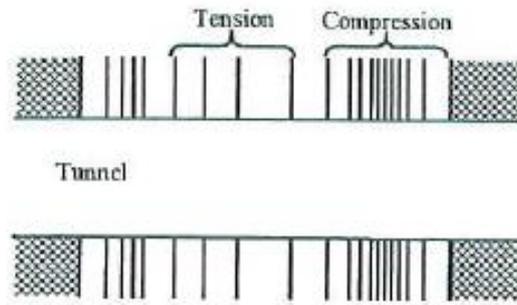


Figura 40 – Compressione-estensione

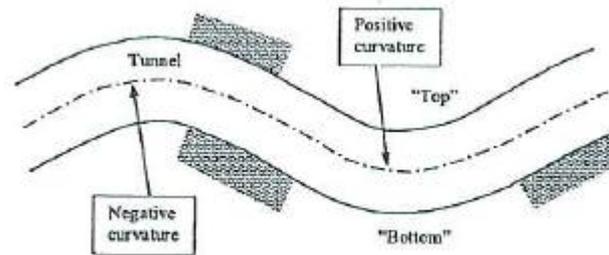


Figura 41 – Flessione longitudinale

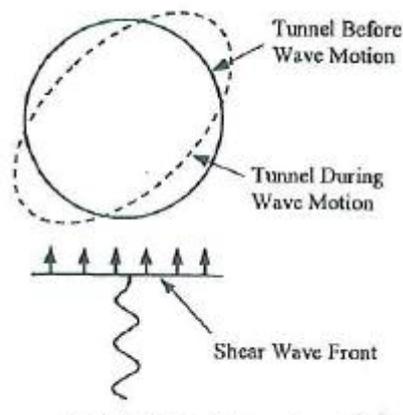


Figura 42 – Ovalizzazione

Le deformazioni assiali nei tunnel sono generate dalle componenti delle onde sismiche che producono movimento nella direzione parallela all'asse della struttura e causano alternanza di tensioni e compressioni.



Le deformazioni flessionali sono causate dalle componenti delle onde sismiche che producono movimento nella direzione ortogonale all'asse della struttura.

Le deformazioni di ovalizzazione si sviluppano quando le onde di taglio si propagano in direzione circa normale all'asse della struttura, inducendo una distorsione della sezione trasversale e modificandone la forma. In termini di progettazione questa situazione può essere simulata applicando sulla sezione trasversale del rivestimento un regime di deformazioni (2D plane-strain conditions).

La progettazione sismica di strutture interrato richiede una previsione delle caratteristiche del sisma e della risposta delle strutture alla sollecitazione.

Sulla base delle caratteristiche della struttura in esame, si ritiene che il caso relativo all'ovalizzazione rappresenti la situazione più gravosa.

Si propone nel seguito un'analisi sismica condotta secondo il metodo proposto da Wang (1993), che, sulla base delle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione di galleria, della geologia/geotecnica e della sismicità, permette di dedurre "incrementi di natura sismica" alle sollecitazioni statiche.

In letteratura si trovano equazioni risolventi che fanno riferimento a due condizioni limite di interazione fra terreno e galleria: quella cosiddetta di "full-slip", in cui, in assenza di attrito tra il mezzo e la struttura, si assume che possa avvenire scorrimento relativo tra i due elementi, e quella di "no-slip", ovvero di perfetta aderenza tra galleria e terreno.

Si considera pertanto la risposta del rivestimento dipendente dalla rigidità che esso ha rispetto al terreno. Tale rigidità è quantificata attraverso i cosiddetti coefficienti di "compressibilità" e di "flessibilità". Anche se nella letteratura tecnica non esiste un'unica definizione di questi coefficienti, essi riguardano rispettivamente la rigidità "estensionale" e "flessionale" del rivestimento rispetto al terreno e rappresentano la "resistenza" che essa offre

all'ovalizzazione della sezione. Secondo le soluzioni proposte da Hoeg (1968) e Peck et al. (1972), si definiscono:

- il coefficiente di “compressibilità”:

$$C = \frac{E_g R(1-\nu_s^2)}{E_s A_s(1-\nu_g^2)}$$

- il coefficiente di “flessibilità”:

$$F = \frac{E_g R^3(1-\nu_s^2)}{E_s I_s(1-\nu_g^2)}$$

dove:

R è il raggio della galleria; A_s e I_s indicano l'area e il momento di inerzia per unità di lunghezza della struttura che rappresenta il rivestimento; E_g , E_s , ν_g e ν_s sono i moduli di Young e di Poisson del terreno e del rivestimento rispettivamente.

Nel presente calcolo si sono considerate le azioni più gravose derivanti dalle formulazioni della condizione “no slip”.

$$N_{\vartheta,\max} = \pm \frac{1}{6} K_{w1} \frac{E_g}{(1+\nu_g)} R \gamma_{\max}$$

$$M_{\vartheta,\max} = \pm \frac{1}{6} K_{w1} \frac{E_g}{(1+\nu_g)} R^2 \gamma_{\max}$$

$$K_{w1} = \frac{12(1-\nu)}{2F + 5 - 6\nu_g}$$

Figura 43 – Sollecitazioni “full slip” – Wang (1993)

essendo F il coefficiente di flessibilità ed avendo definito con K_{W1} il coefficiente di risposta del rivestimento.

$$N_{g,max} = \pm K_{w2} \frac{E_g}{2(1+\nu_g)} R \gamma_{max}$$

$$M_{g,max} = \pm \frac{1}{6} K_{w1} \frac{E_g}{(1+\nu_g)} R^2 \gamma_{max}$$

$$K_{w2} = 1 + \frac{F[(1+\nu_g) - (1-2\nu_g)C] - 0.5(1-2\nu_g^2 + 2)}{F[(3-2\nu_g) - (1-2\nu_g)C] + C[2.5 - 8\nu_g + 6\nu_g^2] + 6 + 8\nu_g}$$

Figura 44 - Sollecitazioni “no slip” – Wang (1993)

essendo C il coefficiente di compressibilità ed avendo definito con K_{W2} il coefficiente di risposta del rivestimento allo sforzo normale.

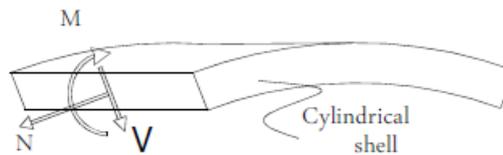


Figura 45 – Convenzione di segno

La galleria interessa un versante collinare sito nel territorio dei comuni di Verduno e La Morra a cui corrisponde un'accelerazione orizzontale massima, allo “stato limite di vita” SLV, su suolo rigido (PGA) pari a 0,071g.

La verifica in condizioni sismiche è stata condotta allo stato limite ultimo attraverso la definizione delle seguenti azioni di progetto:

$$N_d = 1.0 \cdot N$$

$$M_d = 1.0 \cdot M$$

dove N ed M sono le sollecitazioni totali (statiche + incremento sismico).

Nel seguito vengono presentate le verifiche in condizioni sismiche per la sezione tipo in conci prefabbricati considerando la fase di calcolo di lungo termine ed in funzione della formazione geologica attraversata.

8.1.1. ANALISI 1 – CONCI PREFABBRICATI – COPERTURA 90 m

In corrispondenza della massima copertura siamo in presenza della formazione geologica delle argille marnose, Unità 7, viene così considerata come categoria di sottosuolo la classe C ed un valore di velocità di propagazione delle onde di taglio pari a $V_{s,30}=300$ m/s.

Per il calcolo delle sollecitazioni sismiche si assume dunque un'accelerazione amplificata del fattore di amplificazione stratigrafica 1,5 e del fattore di amplificazione topografica 1 e quindi pari a 0,1065g.

Si è valutata, per l'evento sismico, una magnitudo momento pari a 7.5 da cui, nota l'accelerazione di progetto (0.1065g) è stato possibile stimare una PGV (peak ground velocity) pari a 0.104 m/s ipotizzando una distanza epicentrale tra 0 e 20 km ed un coefficiente riduttivo pari a 0,7 come proposto da Power (1996) per coperture superiori ai 30 m.

Nella tabella seguente vengono riportati i valori delle azioni interne calcolati mediante l'analisi FLAC nelle sezioni più rappresentative nella condizione di lungo termine; al momento flettente e all'azione assiale vengono rispettivamente sommati e sottratti i valori massimi di azione sismica derivanti dal calcolo. Le verifiche risultano anche in questo caso soddisfatte.

Analisi	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	N_{max} [KN]	M_{max} [KNm]	ΔN [KN]	ΔM [KNm]	N_d [KN]	M_d [KNm]
$k_0 = 1 - \sin\phi$	42.98	21.49	28704	770.8	1693.3	524.4	30397.3	1295.2
$k_0 = 1,2$	42.98	21.49	32852	305.4			34545.3	829.8

Tabella 41 - Azioni interne statiche, sismiche e totali

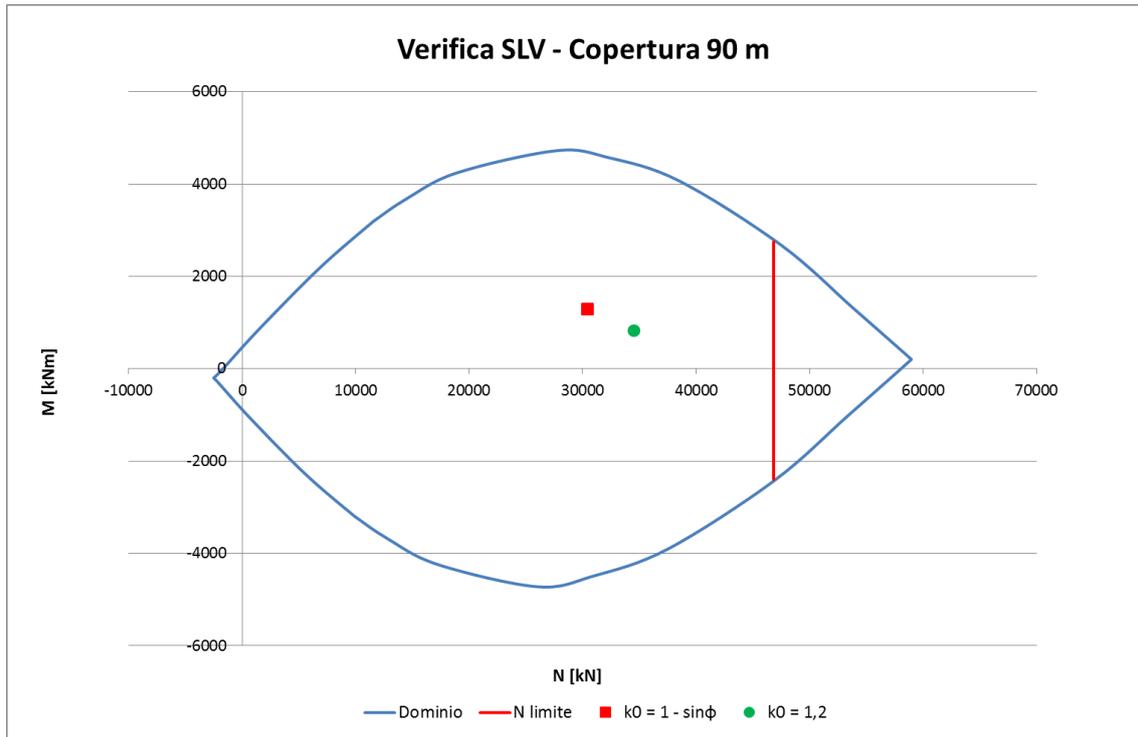


Figura 46 –Dominio M-N

8.1.2. ANALISI 2 – CONCI PREFABBRICATI – COPERTURA 70 m

In corrispondenza di una copertura pari a 70 m siamo in presenza della formazione geologica delle argille marnose, Unità 7, e viene considerata come categoria di sottosuolo la classe C ed un valore di velocità di propagazione delle onde di taglio pari a $V_{s,30}=300$ m/s.

Per il calcolo delle sollecitazioni sismiche si assume dunque un'accelerazione amplificata del fattore di amplificazione stratigrafica 1,5 e del fattore di amplificazione topografica 1 e quindi pari a 0,1065g.

Si è valutata, per l'evento sismico, una magnitudo momento pari a 7.5 da cui, nota l'accelerazione di progetto (0.1065g) è stato possibile stimare una PGV (peak ground velocity) pari a 0.104 m/s ipotizzando una distanza epicentrale tra 0 e 20 km ed un coefficiente riduttivo pari a 0,7 come proposto da Power (1996) per coperture superiori ai 30 m.

Nella tabella seguente vengono riportati i valori delle azioni interne calcolati mediante l'analisi FLAC nelle sezioni più rappresentative nella condizione di lungo termine; al momento flettente e all'azione assiale vengono rispettivamente sommati e sottratti i valori massimi di azione sismica derivanti dal calcolo. Le verifiche risultano anche in questo caso soddisfatte.

Analisi	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	N_{max} [KN]	M_{max} [KNm]	ΔN [KN]	ΔM [KNm]	N_d [KN]	M_d [KNm]
$k_0 = 1 - \sin\phi$	58.50	29.25	28760	1001.4	1693.3	524.4	30453.3	1525.8
$k_0 = 1,2$	58.50	29.25	30152	376.8			31845.3	901.2

Tabella 42 - Azioni interne statiche, sismiche e totali

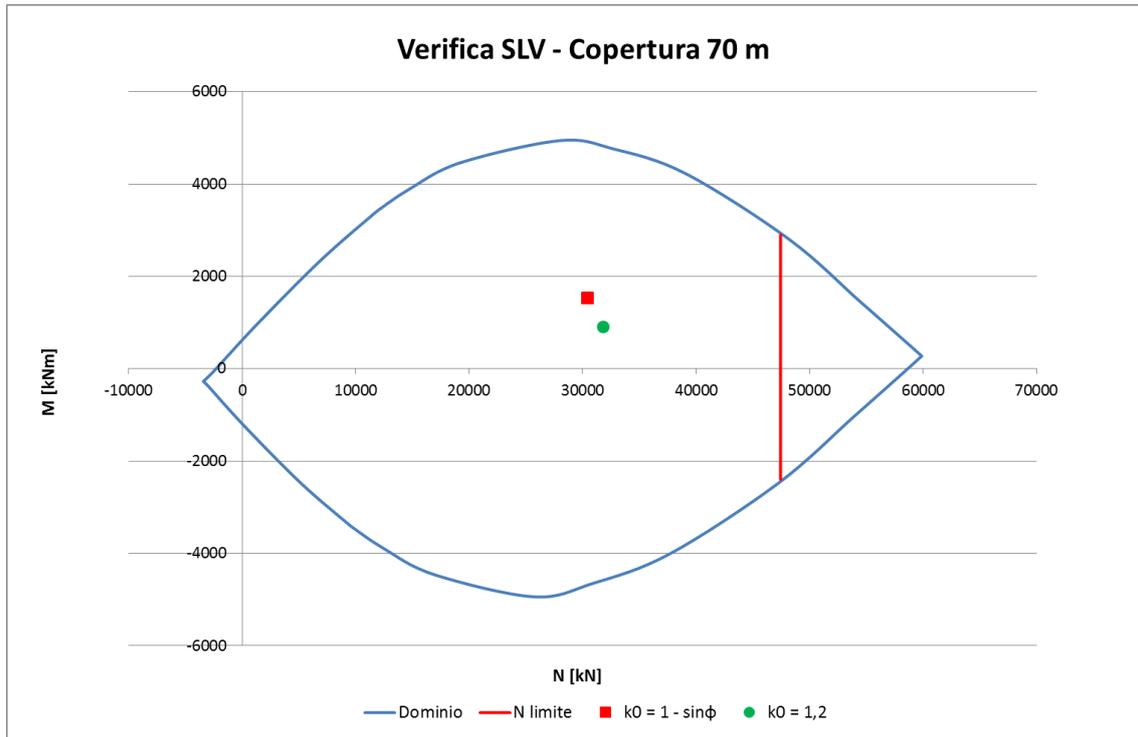


Figura 47 –Dominio M-N

8.1.3. ANALISI 3 – CONCI PREFABBRICATI – COPERTURA 40 m

In corrispondenza di una copertura pari a 40 m siamo in presenza della formazione geologica dei gessi, Unità 6, in particolare in corrispondenza delle condizioni geomeccaniche migliori della stessa. Pertanto la categoria di sottosuolo assegnata risulta essere la classe B con valori medi di velocità di propagazione delle onde di taglio pari a $V_{s,30}=580$ m/s.

Per il calcolo delle sollecitazioni sismiche si assume dunque un'accelerazione amplificata del fattore di amplificazione stratigrafica 1,2 e del fattore di amplificazione topografica 1 e quindi pari a 0,085g.

Si è valutata, per l'evento sismico, una magnitudo momento pari a 7.5 da cui, nota l'accelerazione di progetto (0.085g) è stato possibile stimare una PGV (peak ground velocity) pari a 0.0833m/s ipotizzando una distanza epicentrale tra 0 e 20 km ed un coefficiente riduttivo pari a 0,7 come proposto da Power (1996) per coperture superiori ai 30 m.

Nella tabella seguente vengono riportati i valori delle azioni interne calcolati mediante l'analisi FLAC nelle sezioni più rappresentative nella condizione di lungo termine; al momento flettente e all'azione assiale vengono rispettivamente sommati e sottratti i valori massimi di azione sismica derivanti dal calcolo. Le verifiche risultano anche in questo caso soddisfatte.

Analisi	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	N_{max} [KN]	M_{max} [KNm]	ΔN [KN]	ΔM [KNm]	N_d [KN]	M_d [KNm]
$k_0 = 1 - \sin\phi$	58.50	29.25	9480	279.2	2204	223.6	11684	502.8
$k_0 = 1,2$	58.50	29.25	12412	215.8			14616	439.4

Tabella 43 - Azioni interne statiche, sismiche e totali

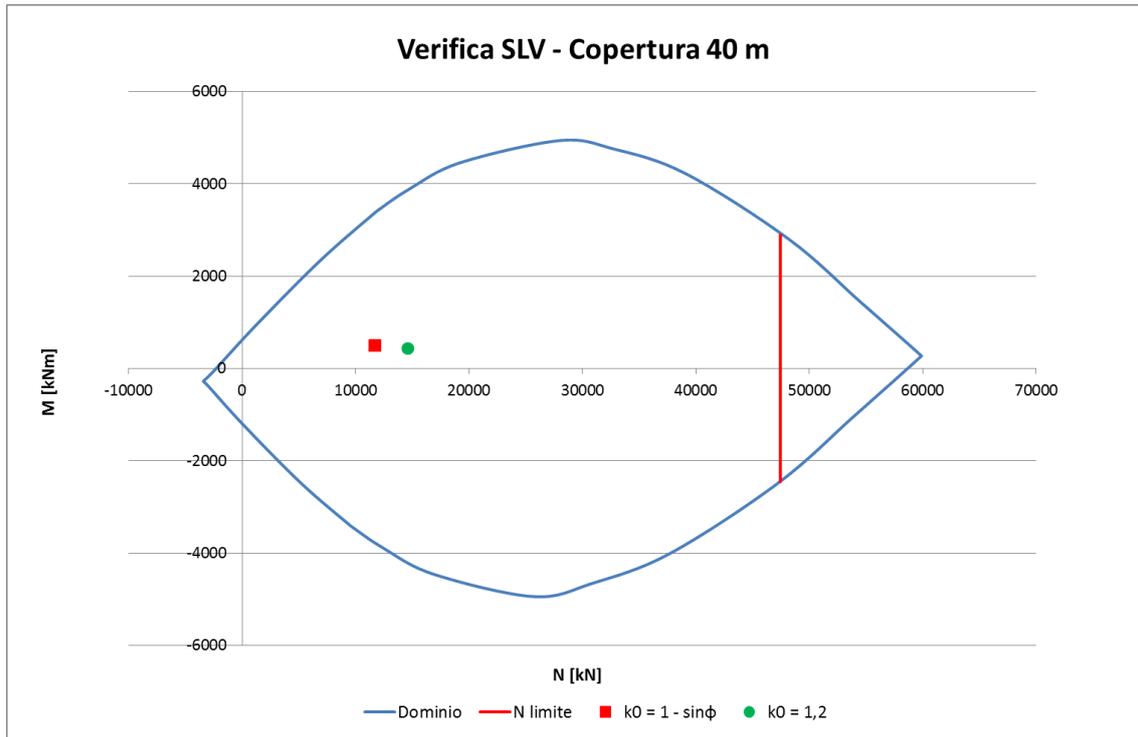


Figura 48 –Dominio M-N

9. VERIFICHE AL FUOCO

In questo paragrafo si riportano le verifiche e le considerazioni effettuate per l'analisi del comportamento al fuoco dei conci prefabbricati utilizzati per la costruzione della Galleria Verduno. I conci prefabbricati hanno spessore 60 cm e larghezza 200 cm.

Nello specifico sono stati analizzati i conci prefabbricati facendo distinzione fra tipologia di armatura 1 e tipologia 2.

La verifica del comportamento al fuoco è stata eseguita facendo ricorso alla normativa "EN 1992-1-2: Regole Generali – Progettazione strutturale contro l'incendio". Tale norma è richiamata dalla normativa italiana "D.M. 14-01-2008 – Norme Tecniche per le Costruzioni".

9.1. AZIONI INTERNE NEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Le verifiche al fuoco sono state condotte sulla base delle analisi statiche riportate in precedenza. Le azioni interne sono state riassunte in una tabella di riepilogo.

Ai fini delle verifiche strutturali è stata ripresa la procedura utilizzata per le verifiche nelle condizioni di esercizio normali. La verifica dei conci prefabbricati è stata eseguita affiancando due conci prefabbricati da 2 m, considerando tutta l'armatura soggetta a compressione e metà dell'armatura soggetta a trazione, o comunque a compressione minore.

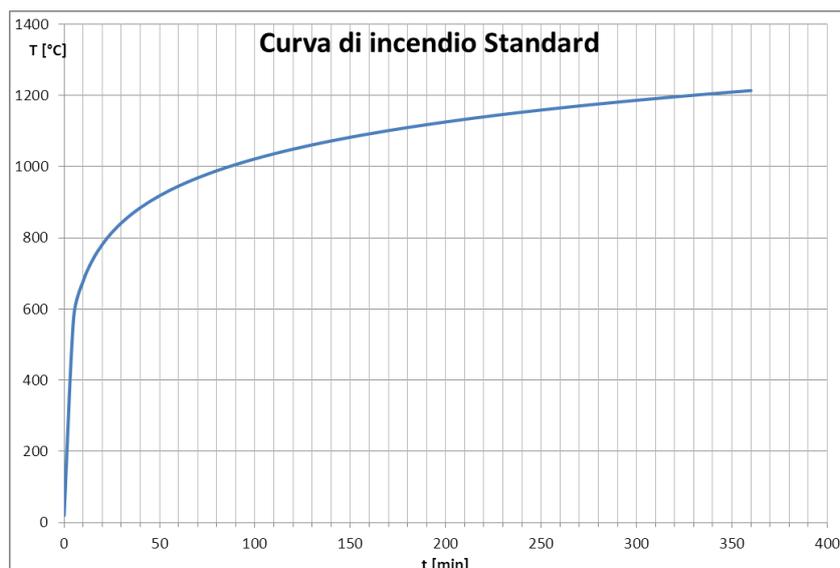
Galleria Verduno - Azioni allo Stato Limite Ultimo nei conci prefabbricati						
<i>Le azioni si riferiscono a due conci 200 x 60 cm affiancati (totale 400 x 60 cm)</i>						
	Copertura [m]	k_0	As	A's	N [kN]	M [kNm]
<u>Analisi 1</u>	90	$k_0 = 1 - \text{sen } \varphi$	19 φ 12	38 φ 12	37315.2	1002.0
		$k_0 = 1.20$			42707.6	397.1
<u>Analisi 2</u>	70	$k_0 = 1 - \text{sen } \varphi$	19 φ 14	38 φ 14	37388.0	1301.8
		$k_0 = 1.20$			39197.6	489.8
<u>Analisi 3</u>	40	$k_0 = 1 - \text{sen } \varphi$	19 φ 14	38 φ 14	12324.0	363.0
		$k_0 = 1.20$			16135.6	280.6

9.2. PROCEDURA DI VERIFICA IN ACCORDO A EN 1992-1-2

In accordo alle indicazioni dell'Annex B della UNI EN 1992-1-2, la procedura per verificare che la struttura presenti caratteristiche di resistenza sufficienti, se sottoposta al fuoco, è riassunta nel seguito:

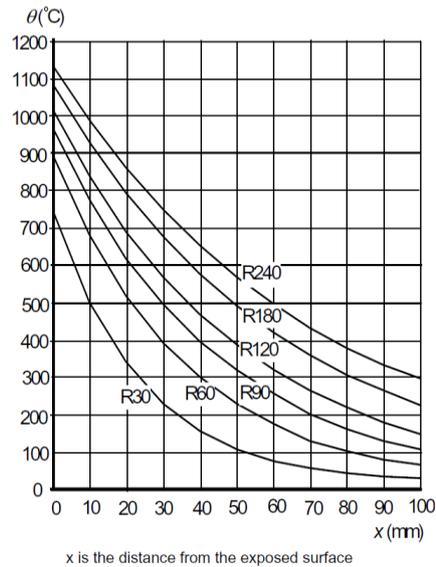
- 1) Calcolo dell'isoterma 500°C dovuta all'esposizione al fuoco della struttura;
- 2) Calcolo dell'altezza effettiva della sezione escludendo la parte di calcestruzzo che ha superato i 500°C.
- 3) Calcolo della temperatura delle barre di armatura, in accordo alle isoterme presenti nell'Annex A della norma.
- 4) Calcolo delle caratteristiche meccaniche ridotte delle barre di armatura per la temperatura prefissata.
- 5) Calcolo del momento resistente per la sezione di calcestruzzo ricavata in accordo ai metodi standard della scienza delle costruzioni.
- 6) Confronto fra la resistenza fornita dal materiale, sottoposto ad incendio, e lo stato di sollecitazione presente nella struttura.

La resistenza al fuoco è stata garantita per un tempo di 120 minuti (R120) con una curva di incendio Standard.

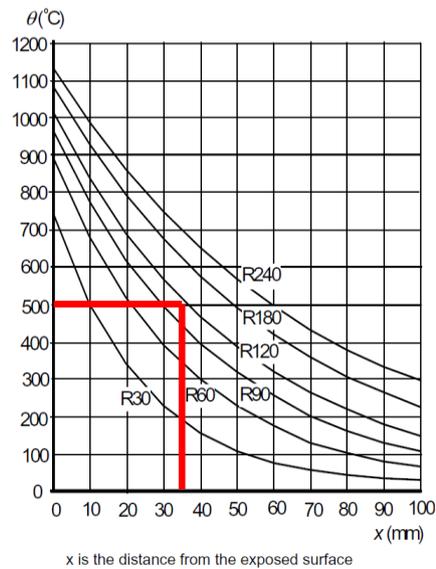


9.3. ISOTERMA T = 500°C PER PIASTRA IN CALCESTRUZZO

La normativa EN 1992-1-2 riporta nell'Annex A l'isoterma di temperatura per una piastra in calcestruzzo esposta, su un lato, ad un incendio. Si riporta nel seguito tale grafico.



Con l'intento di valutare il comportamento della struttura sottoposta al fuoco dopo 120 minuti di esposizione, la parte di calcestruzzo con temperatura maggiore di 500°C equivale a circa 40 mm, come facilmente ricavabile dal grafico.



9.4. BARRE DI ARMATURA: COMPORTAMENTO ALLE ALTE TEMPERATURE

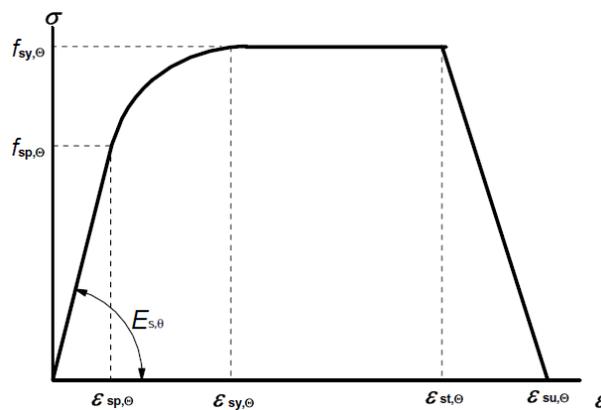
Le caratteristiche di resistenza per l'acciaio in trazione soggetto alle alte temperature dell'incendio sono state valutate in accordo a quanto riportato nella tabella 3.2a della EN 1992-1-2.

Table 3.2a: Class N values for the parameters of the stress-strain relationship of hot rolled and cold worked reinforcing steel at elevated temperatures

Steel Temperature θ [°C]	$f_{sy,0} / f_{yk}$		$f_{sp,0} / f_{yk}$		$E_{s,0} / E_s$	
	hot rolled	cold worked	hot rolled	cold worked	hot rolled	cold worked
1	2	3	4	5	6	7
20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00	0,96	1,00	1,00
200	1,00	1,00	0,81	0,92	0,90	0,87
300	1,00	1,00	0,61	0,81	0,80	0,72
400	1,00	0,94	0,42	0,63	0,70	0,56
500	0,78	0,67	0,36	0,44	0,60	0,40
600	0,47	0,40	0,18	0,26	0,31	0,24
700	0,23	0,12	0,07	0,08	0,13	0,08
800	0,11	0,11	0,05	0,06	0,09	0,06
900	0,06	0,08	0,04	0,05	0,07	0,05
1000	0,04	0,05	0,02	0,03	0,04	0,03
1100	0,02	0,03	0,01	0,02	0,02	0,02
1200	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

La temperatura delle barre di armatura principali, resistenti a presso-flessione, con copriferro netto di 4.5 cm circa è stata valutata considerando una distanza "bordo / asse singola barra" di 5 cm. In accordo all'isoterma riportata in precedenza, la temperatura delle barre di armatura in tale situazione, dopo 120 minuti, è pari a circa 400°C.

Il legame costitutivo cui fa riferimento la Tabella 3.2a è il seguente:





9.5. VERIFICA DEL CRITERIO DI RESISTENZA (R120)

Nel seguito si riportano le verifiche allo Stato Limite Ultimo eseguite per i conci prefabbricati per le tre analisi riportate nella relazione di calcolo di riferimento. Cautelativamente sono state eseguite le verifiche al fuoco considerando le azioni allo Stato Limite Ultimo determinate per usuali condizioni di esercizio.

Le analisi condotte hanno considerato tutte i parametri di calcolo riportati per esteso nella tabella seguente.

Calcestruzzo

R_{ck}	\geq	50 MPa	Valore caratteristico resistenza cubica
f_{ck}	=	41.50 MPa	Valore caratteristico resistenza cilindrica
f_{cm}	=	49.50 MPa	Valore medio resistenza cilindrica
f_{ctm}	=	3.60 MPa	Valore medio resistenza a trazione semplice
f_{ctf}	=	4.32 MPa	Valore medio resistenza a trazione per flessione
$\gamma_{c,fi}$	=	1.00	- Coefficiente parziale di sicurezza in condizioni di incendio
α_{cc}	=	1.00	- Coeff. Ridutt. per resistenze di lunga durata (con incendio è pari a 1)
E_{cm}	=	35547 MPa	Modulo elastico
ν	=	0.2	- Coefficiente di Poisson
α	=	0.00001 °C ⁻¹	Coefficiente di dilatazione termica
f_{cd}	=	41.50 MPa	Resistenza di calcolo a compressione
f_{ctd}	=	2.52 MPa	Resistenza di calcolo a trazione
f_{bk}	=	8.10 MPa	Resistenza caratteristica tangenziale di aderenza
f_{bd}	=	8.10 MPa	Resistenza di calcolo di aderenza con $\phi \leq 32$
σ_c	=	29.05 MPa	Tensione massima di compressione all'atto della precompressione
ϵ_{cu}	=	0.0035	- Deformazione a rottura per il calcestruzzo
ϵ_{c0}	=	0.002	- Def. limite del tratto a parabola del legame costitut. del calcestr.

Acciaio per c.a.

$f_{yk\ nom}$	=	450 MPa	Valore nominale della tensione caratteristica di snervamento
$\gamma_{s,fi}$	=	1.00	- Coefficiente parziale di sicurezza in condizioni di incendio
E_s	=	210000 MPa	Modulo elastico
f_{yd}	=	450.0 MPa	Resistenza di calcolo
$\epsilon_{sy,\theta}$	=	0.02	- (vedere EN 1992-1-2 §3.2.3)
$\epsilon_{st,\theta}$	=	0.15	- (vedere EN 1992-1-2 §3.2.3)
$\epsilon_{su,\theta}$	=	0.20	- (vedere EN 1992-1-2 §3.2.3)



9.5.1. Analisi 1

Caratteristiche geometriche della sezione

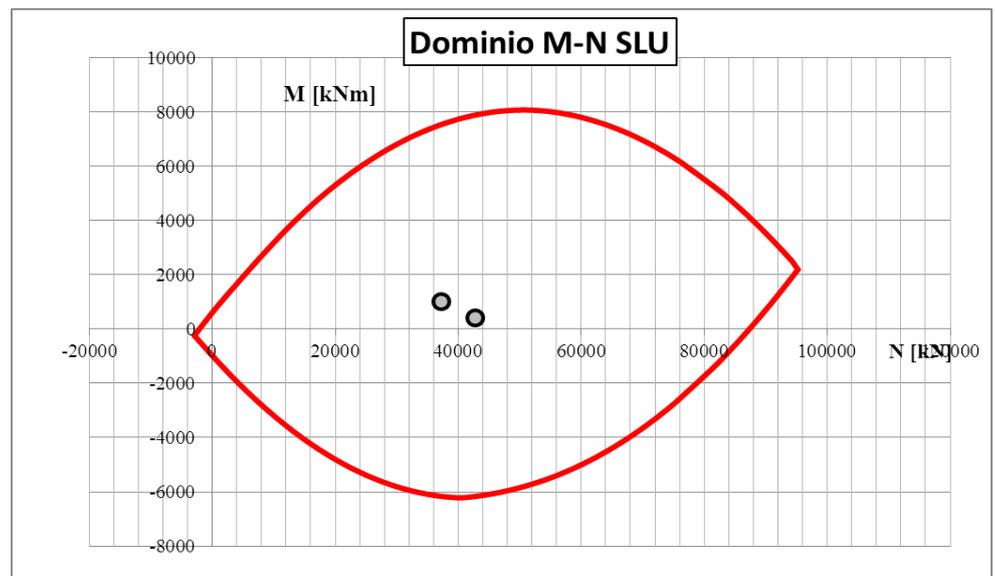
B	=	400	cm
H _{fire}	=	56	cm
ΔH	=	4	cm

Caratteristiche barre di armatura

Si riporta nel seguito una tabella che riassume le caratteristiche delle armature nella sezione analizzata. Per ciascuno strato di armatura si definisce la temperatura in caso di incendio ed i relativi parametri calcolati in accordo alla EN 1992-1-2.

φ	passo	dist.	A _s	T	f _{sy,θ}	f _{sy,θ}	f _{sp,θ}	E _{s,θ}	ε _{sp,θ}
[mm]	[cm]	[cm]	[mmq]	[°C]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]
12	11	5.0	4298	20	450.0	450.0	450.0	210000	0.0021
12	21	55.0	2149	400	315.0	450.0	189.0	147000	0.0013

N	M
[kN]	[kNm]
37315	1002
42708	397





9.5.2. Analisi 2

Caratteristiche geometriche della sezione

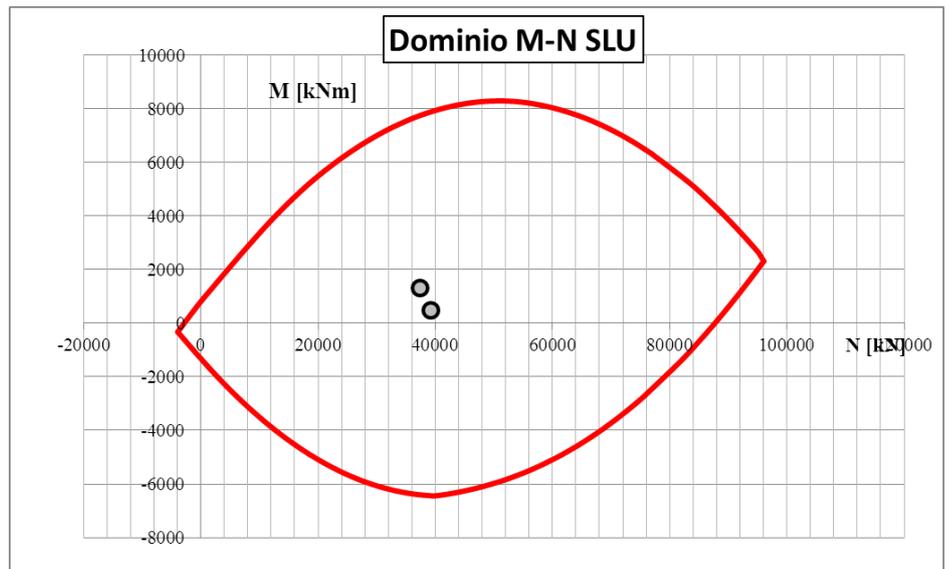
B	=	400	cm
H _{fire}	=	56	cm
ΔH	=	4	cm

Caratteristiche barre di armatura

Si riporta nel seguito una tabella che riassume le caratteristiche delle armature nella sezione analizzata. Per ciascuno strato di armatura si definisce la temperatura in caso di incendio ed i relativi parametri calcolati in accordo alla EN 1992-1-2.

φ	passo	dist.	A _s	T	f _{sy,θ}	f _{sy,θ}	f _{sp,θ}	E _{s,θ}	ε _{sp,θ}
[mm]	[cm]	[cm]	[mmq]	[°C]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]
14	11	5.0	5850	20	450.0	450.0	450.0	210000	0.0021
14	21	55.0	2925	400	315.0	450.0	189.0	147000	0.0013

N	M
[kN]	[kNm]
37388	1302
39198	490





9.5.3. Analisi 3

Caratteristiche geometriche della sezione

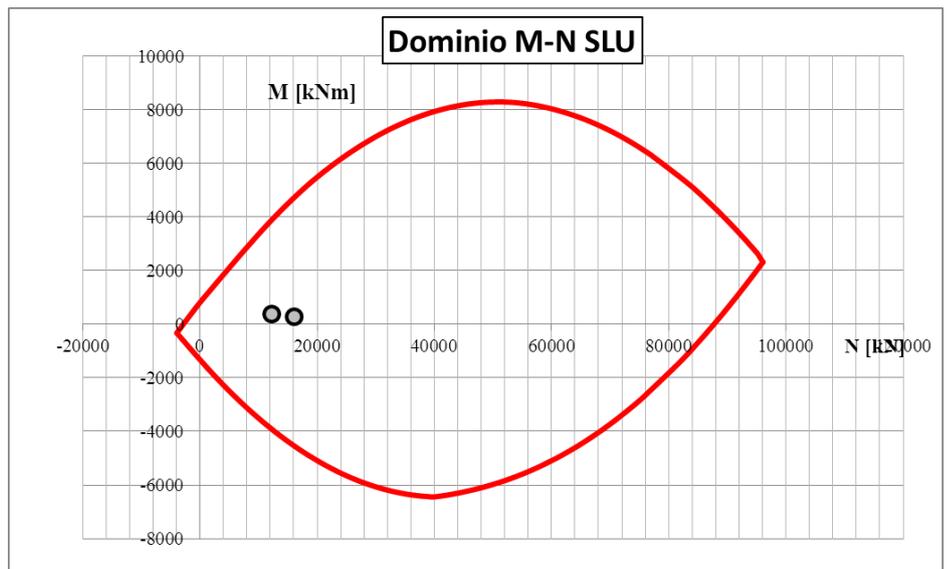
B	=	400	cm
H _{fire}	=	56	cm
ΔH	=	4	cm

Caratteristiche barre di armatura

Si riporta nel seguito una tabella che riassume le caratteristiche delle armature nella sezione analizzata. Per ciascuno strato di armatura si definisce la temperatura in caso di incendio ed i relativi parametri calcolati in accordo alla EN 1992-1-2.

φ	passo	dist.	A _s	T	f _{sy,θ}	f _{sy,θ}	f _{sp,θ}	E _{s,θ}	ε _{sp,θ}
[mm]	[cm]	[cm]	[mmq]	[°C]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]
14	11	5.0	5850	20	450.0	450.0	450.0	210000	0.0021
14	21	55.0	2925	400	315.0	450.0	189.0	147000	0.0013

N	M
[kN]	[kNm]
12324	363
16136	281



9.6. VERIFICHE NEI CONFRONTI DI SOLLECITAZIONI TAGLIANTI

La verifica nei confronti delle sollecitazioni taglianti può considerarsi soddisfatta in quanto la penalizzazione valutata con il metodo dell'isoterma 500 è pari a 4 cm di calcestruzzo. Tale penalizzazione non determina incrementi considerevoli nelle sollecitazioni tangenziali e, comunque, la presenza di ferri che contribuiscono alla resistenza a taglio fa fronte a tali incrementi limitati dello stato tensionale.

9.7. VERIFICA CRITERI DI INTEGRITÀ (E) ED ISOLAMENTO (I)

Al paragrafo 5.4 della normativa EN 1992-1-2 sono indicate le dimensioni minime in termini di spessore e copriferro (valutato in asse alla singola barra) delle barre di armatura per un elemento di calcestruzzo soggetto prevalentemente a compressione e momento flettente ("Load-bearing solid walls"). I conci prefabbricati in calcestruzzo possono assimilarsi a tali elementi strutturali per la sola valutazione dei criteri di integrità (E) ed isolamento (I) richiesti dalla normativa europea ed italiana. Si riporta nel seguito la tabella 5.4 della normativa EN 1992-1-2.

Table 5.4: Minimum dimensions and axis distances for load-bearing reinforced concrete walls

Standard fire resistance	Minimum dimensions (mm)			
	Wall thickness/axis distance for			
	$\mu_{Ri} = 0,35$		$\mu_{Ri} = 0,7$	
	wall exposed on one side	wall exposed on two sides	wall exposed on one side	wall exposed on two sides
1	2	3	4	5
REI 30	100/10*	120/10*	120/10*	120/10*
REI 60	110/10*	120/10*	130/10*	140/10*
REI 90	120/20*	140/10*	140/25	170/25
REI 120	150/25	160/25	160/35	220/35
REI 180	180/40	200/45	210/50	270/55
REI 240	230/55	250/55	270/60	350/60

* Normally the cover required by EN 1992-1-1 will control.
Note: For the definition of μ_{Ri} see 5.3.2 (3).



Collegamento autostradale Asti – Cuneo – Tronco II Lotto 6
PROGETTO ESECUTIVO
Galleria Verduno – Relazione di calcolo galleria naturale

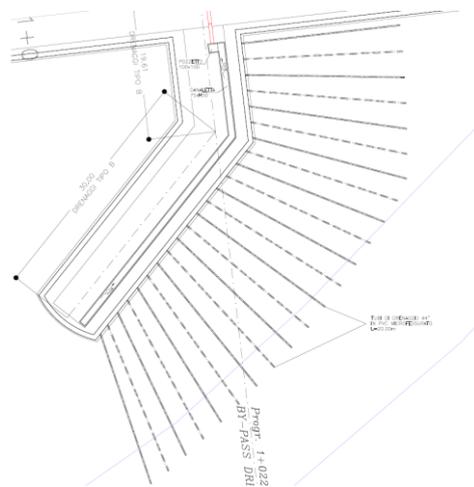
Il coefficiente μ_{fi} è un fattore che considera l'entità degli effetti denominati “del secondo ordine”. Cautelativamente e tenendo in debita considerazione lo stato tensionale presente negli elementi strutturali analizzati si considera $\mu_{fi} = 0.7$.

Si evince quindi che il minimo spessore degli elementi strutturali affinché i criteri di isolamento (E) ed integrità (I) siano soddisfatti è pari a 160 mm; in modo analogo il minimo spessore del copriferro, valutato in asse alla singola barra di armatura, è pari a 35 mm. Entrambi i requisiti sono soddisfatti con i conci prefabbricati utilizzati nel progetto.

10. BY-PASS DRENANTE – VERIFICHE IDRAULICHE

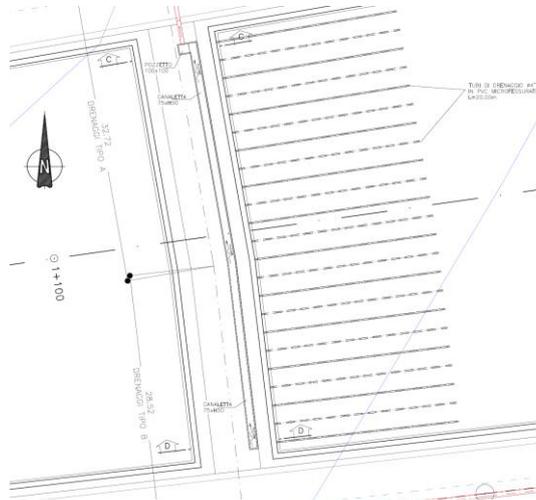
All'interno del by-pass drenante, previsto alle pk 1+022 e 1+066 (con riferimento alla progressivazione della canna di monte), la posa in opera di fasci di tubi in PVC microfessurati consentirà di ridurre considerevolmente il deflusso in falda nel settore di attraversamento della galleria nei gessi.

Il primo by-pass posto alla pk 1+022.00 (canna di monte) costituisce più propriamente, un ramo, lungo poco più di 30 m, che stacca dalla canna stradale in direzione Alba (verso monte) e, dopo i primi 10 m, si porta sub-parallelo alle isopieze associate alla ricostruzione del regime idrogeologico nell'ammasso. Sulla parete di monte del by-pass è prevista l'installazione di un sistema drenante costituito da un doppio ordine di 23 tubi drenanti in PVC finestrati, dal diametro 4", posti con interasse orizzontale di 2.00 m e interasse verticale 1.00 m. I singoli tubi drenanti, lunghi 20 m, sono installati con inclinazione verticale del 10%, come mostrato nella seguente figura.



Il secondo by-pass pone a tutti gli effetti in collegamento le due canne ed è collocato alla pk 1+066 della canna di monte (pk 3+757.50 secondo progressivazione canna di valle). Sulla parete in direzione Alba sarà predisposto il sistema drenante, composto, analogamente al primo by pass, da

23 tubi drenanti (lunghezza 20 m, inclinazione verticale 10%) installate secondo la medesima maglia spaziale.



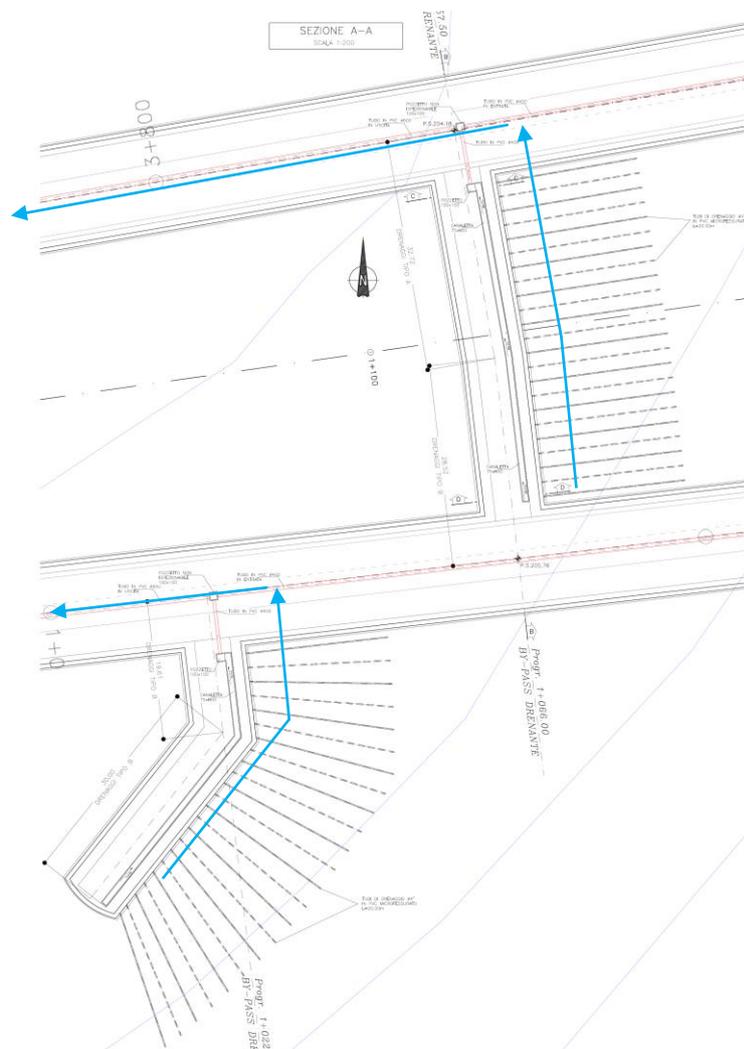
Le simulazioni numeriche condotte (si veda in dettaglio la “Relazione idrogeologica”) stimano una portata di acqua di drenaggio nel by-pass, derivata dai drenaggi previsti, pari a ca. 2 lt/s, considerando i livelli di falda definiti nel modello idrogeologico di riferimento. Invece, assumendo che la falda registri un aumento carico idraulico istantaneo di 5 m conseguentemente a fenomeni di piovosità significativa, le simulazioni numeriche mostrano un incremento della quantità di acqua drenata fino a quasi 7 l/s.

A fronte di tale stima di alimentazione idraulica proveniente dall’ammasso roccioso, il sistema drenante previsto presenta, cautelativamente, una capacità di drenaggio superiore; ipotizzando 5 lt/tubo, come in dettaglio descritto nel seguito, ne deriva una portata complessiva di circa 115 lt/sec per ciascun by-pass drenante, in grado di fornire adeguati margini di sicurezza rispetto alle simulazioni condotte, specie con riferimento ad eventi meteorici eccezionali.

La rete di raccolta acque installata in ognuno dei due by-pass presenta le medesime caratteristiche idrauliche: le acque intercettate dalle singole aste drenanti sono convogliate per mezzo di tubi di scarico ciechi, in PVC, alla canaletta di raccolta che corre lateralmente alla piattaforma carrabile dei by-

pass, avente larghezza interna di 75 cm ed altezza di 50 cm e pendenza superiore allo 0.5% (la pendenza del by-pass in canna di valle è già del 3%, stante le differenti quote tra canna di monte e canna di valle).

In prossimità dell'innesto dei by-pass sulle gallerie principali, la canaletta di raccolta scarica entro un pozzetto in c.a.p. (100 cm x 100 cm), dal quale stacca una tubazione in PVC DN 400 che si collega al tubo predisposto per il drenaggio di fondo delle gallerie stradali, come indicato nello schema seguente e nell'elaborato "Galleria naturale – By-pass drenante".



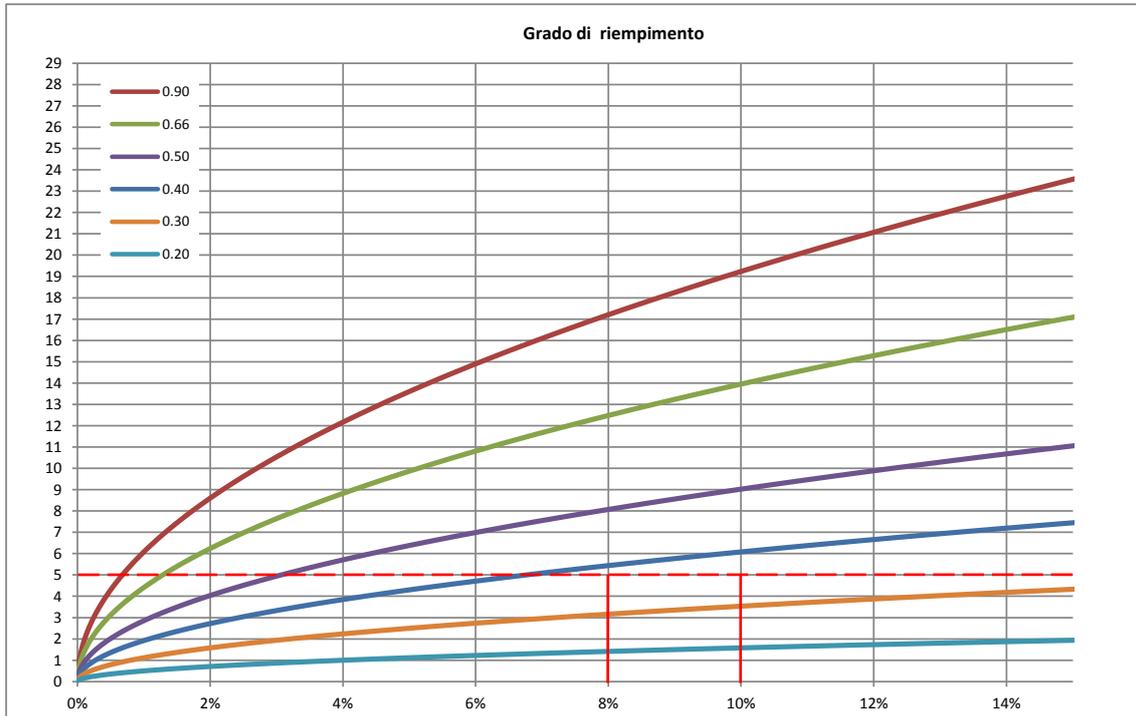
A valle della connessione, ovvero nei restanti 460/500 m di galleria, sino all'imbocco lato Cherasco, il tubo di fondo in arco rovescio, destinato allo smaltimento delle acque bianche provenienti dall'ammasso, presenterà diametro maggiorato, da 400 mm a 600 mm (si vedano le specifiche al paragrafo 10.4).

10.1. PORTATA DEL SINGOLO TUBO DI DRENAGGIO (DIAMETRO 4'')

Con riferimento al settore terminale, non finestrato, di ciascuno dei 23 tubi drenanti previsti in ciascun ramo del by-pass (si vedano le figure precedenti), si ipotizza l'instaurarsi di un regime di moto uniforme, ovvero si assume in via semplificativa che la piezometrica si mantenga parallela al fondo del tubo. Sotto tale ipotesi la portata $Q = v \times A$ che fluisce attraverso il dreno è calcolata secondo la relazione di Chezy:

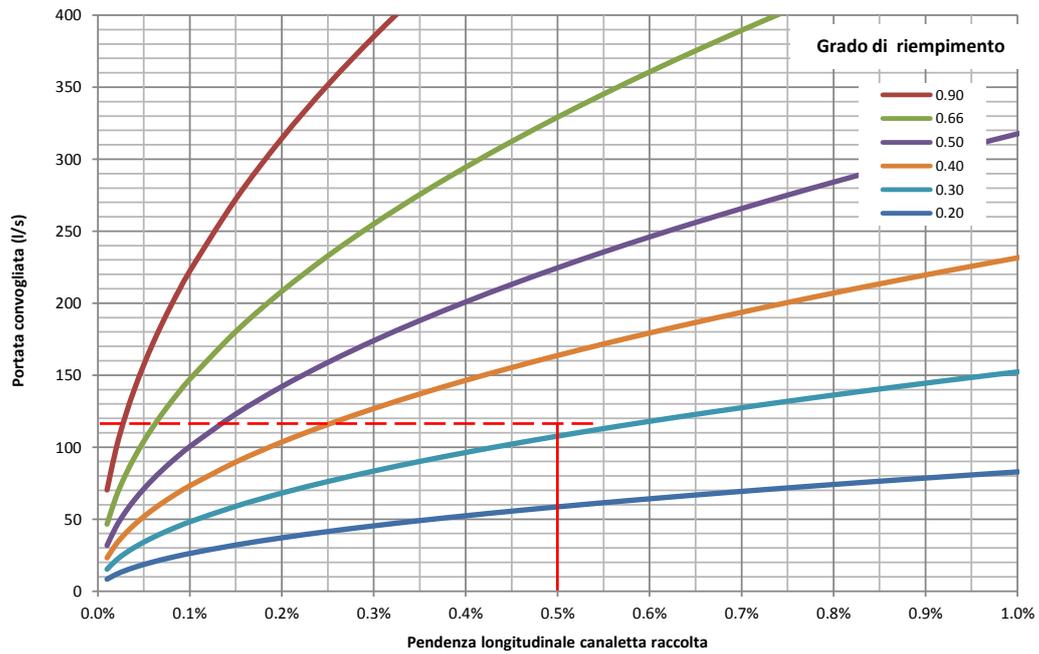
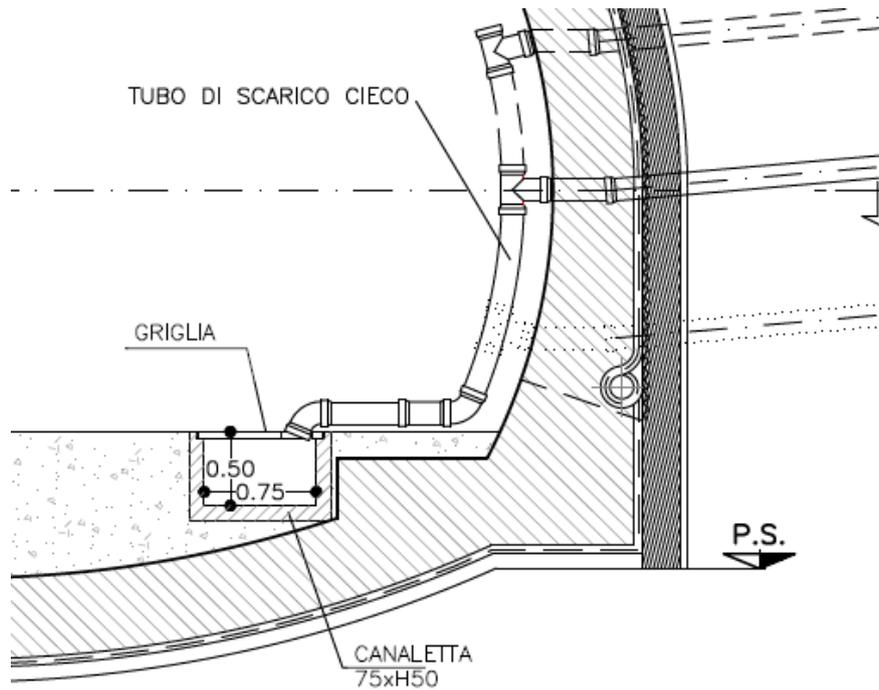
$$v = \chi \sqrt{R i_f}$$

dove $\chi = c R^{1/6}$ è il coefficiente di attrito proporzionale al coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler (c), tramite il raggio idraulico R . Si assume per il dreno in PVC liscio un coefficiente di scabrezza pari a 85. L'area bagnata ed il raggio idraulico della tubazione sono calcolati in funzione del grado di riempimento atteso per il settore terminale (cieco) dell'asta drenante; ipotizzando un riempimento compreso fra il 35 e il 40% ed una pendenza di installazione fra l'8% e il 10%, si ottiene una portata pari a 5 lt/sec. Considerando le 23 aste drenanti si ottiene una portata complessiva di 115 lt/sec.



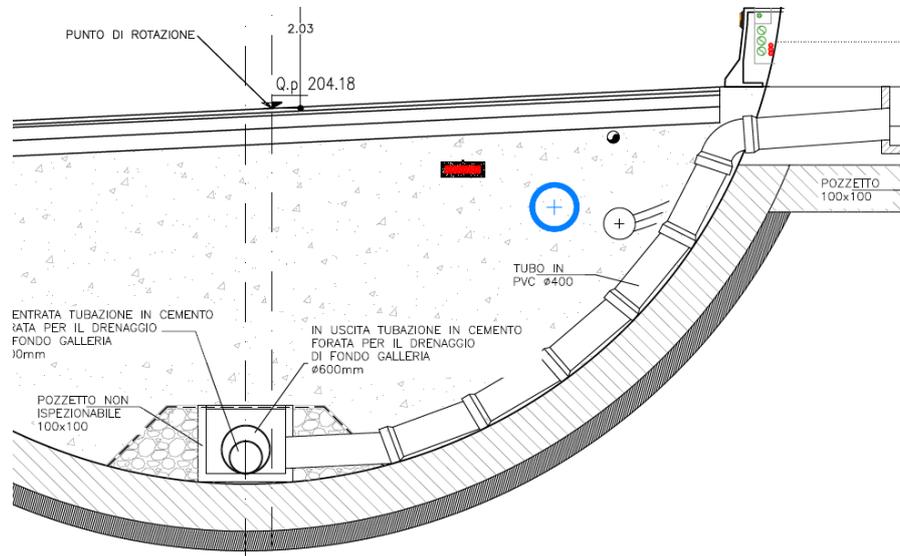
10.2. VERIFICA CANALETTA DI RACCOLTA ACQUA DRENATA

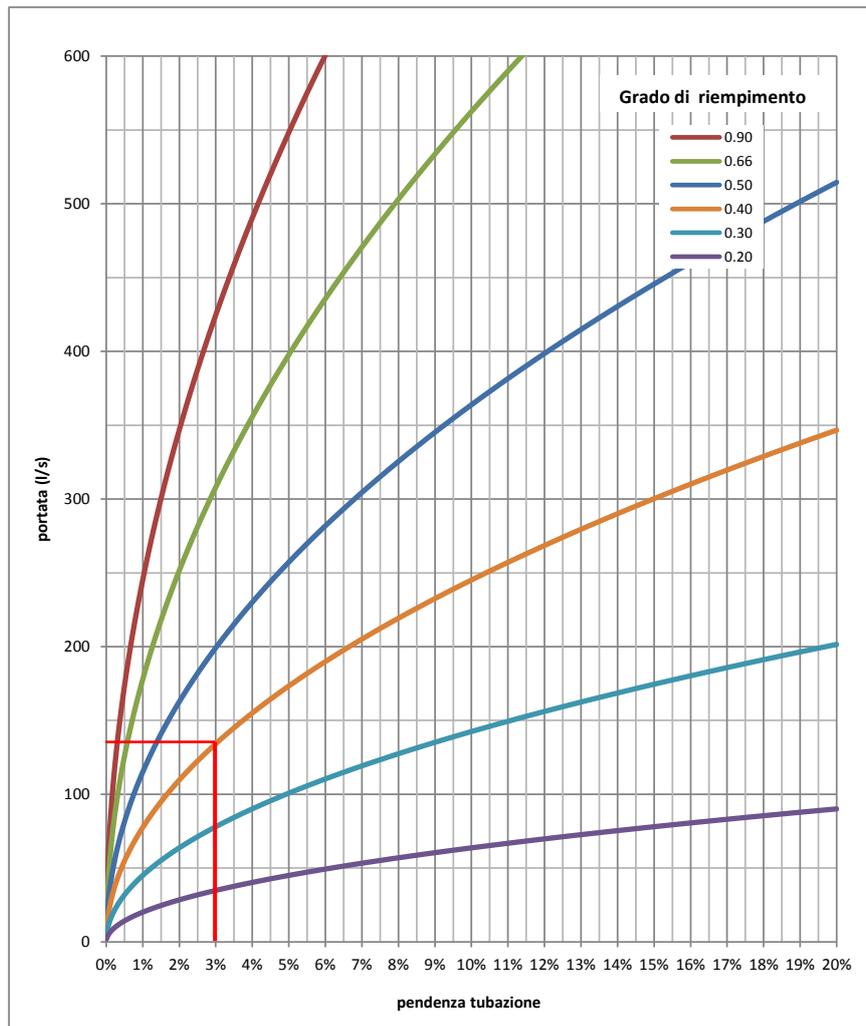
La verifica idraulica della canaletta di raccolta all'interno del by-pass drenante, riportata nella figura seguente, è condotta ipotizzando l'instaurarsi di un regime di moto uniforme, ovvero si assume in via semplificativa che la piezometrica si mantenga parallela al fondo della canaletta. Sotto tale ipotesi la portata $Q = v \times A$ è calcolata ancora secondo la relazione di Chezy, dove si è assunto un grado di scabrezza del cls pari a 60. Considerando come sezione idraulica un rettangolo di 750 mm per 500 mm, ed una pendenza minima dello 0.5%, si ottiene una portata massima pari a 115 lt/sec (con grado di poco superiore al 30%), compatibile con le portate massime del sistema drenante.



10.3. VERIFICA TUBAZIONE DI SMALTIMENTO ACQUE DRENATE

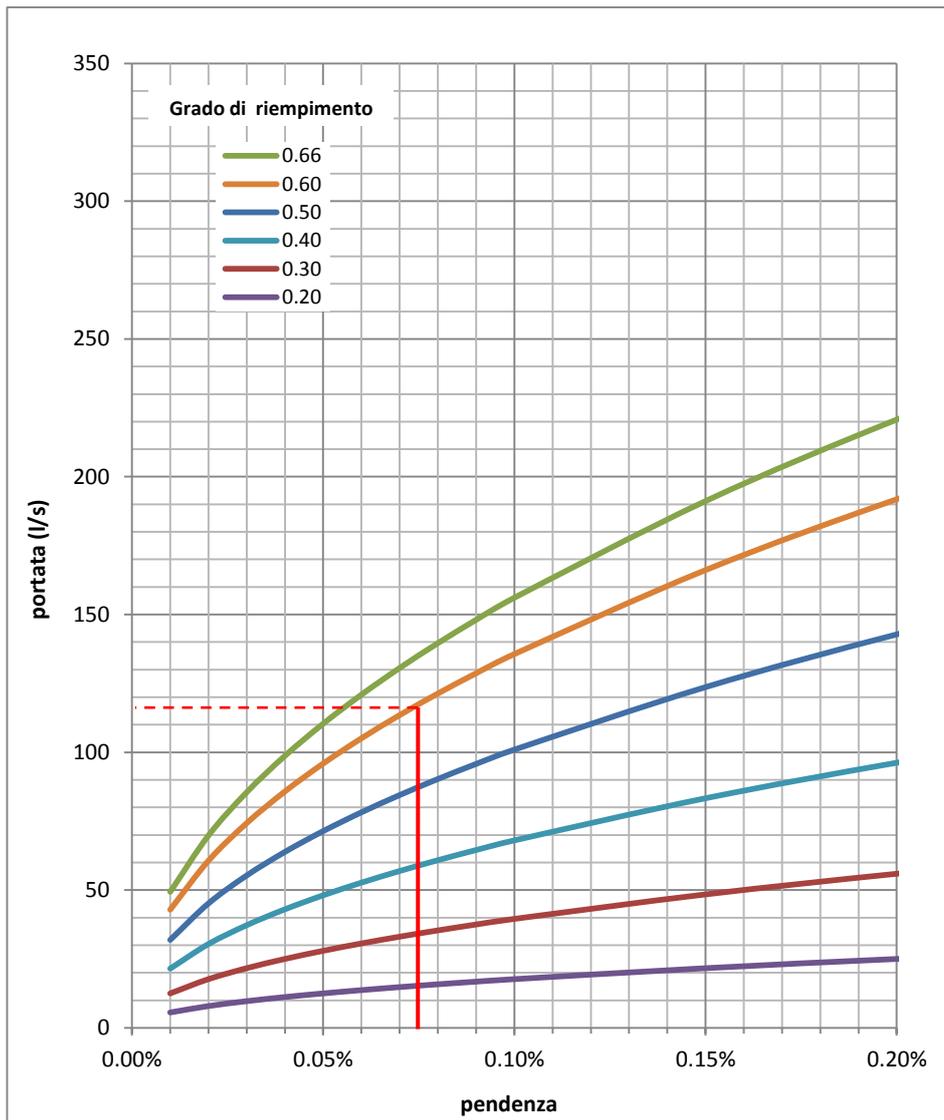
La tubazione di collegamento fra il pozzetto, collocato a valle della canaletta di raccolta esaminata nel capitolo precedente, ed il tubo di fondo installato nelle singole gallerie stradali presenta diametro nominale DN 400, come indicato in Figura. La verifica idraulica della tubazione è condotta, anche in questo caso, adottando la relazione di Chezy, con coefficiente di scabrezza pari a 85 per il tubo in PVC liscio. Considerando la pendenza minima del 3%, la sezione del tubo risulta verificata.





10.4. VERIFICA TUBO DRENANTE DI FONDO

Infine il convogliamento all'imbocco lato Cherasco avviene tramite tubazione in cls vibro compresso, forata nel quadrante superiore (ampiezza angolare 90°), con base piana e diametro interno 600 mm (coefficiente di scabrezza 80, per tubo in cls vibrocompressso). Considerando la pendenza minima della canna di monte, pari allo 0.072%, il tubo diametro 600 risulta verificato per la portata complessiva di 115 lt/sec, con grado di riempimento prossimo al 60%.



11. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Oggetto della presente relazione tecnica e di calcolo sono state le verifiche statiche svolte per il dimensionamento e la verifica degli interventi previsti per la realizzazione della galleria naturale Verduno, sia in termini di interventi di consolidamento e confinamento del fronte di scavo, sia in termini di rivestimenti di prima fase e definitivi, con specifico riferimento all'anello di rivestimento in conci prefabbricati realizzato durante l'avanzamento a piena sezione di una TBM del tipo EPB, che costituisce la principale metodologia costruttiva impiegata.

Le analisi numeriche hanno indagato le condizioni di stabilità del fronte e le relative pressioni medie da adottare in camera di scavo al fine di mantenere il fronte in campo elastico, con deformazioni contenute.

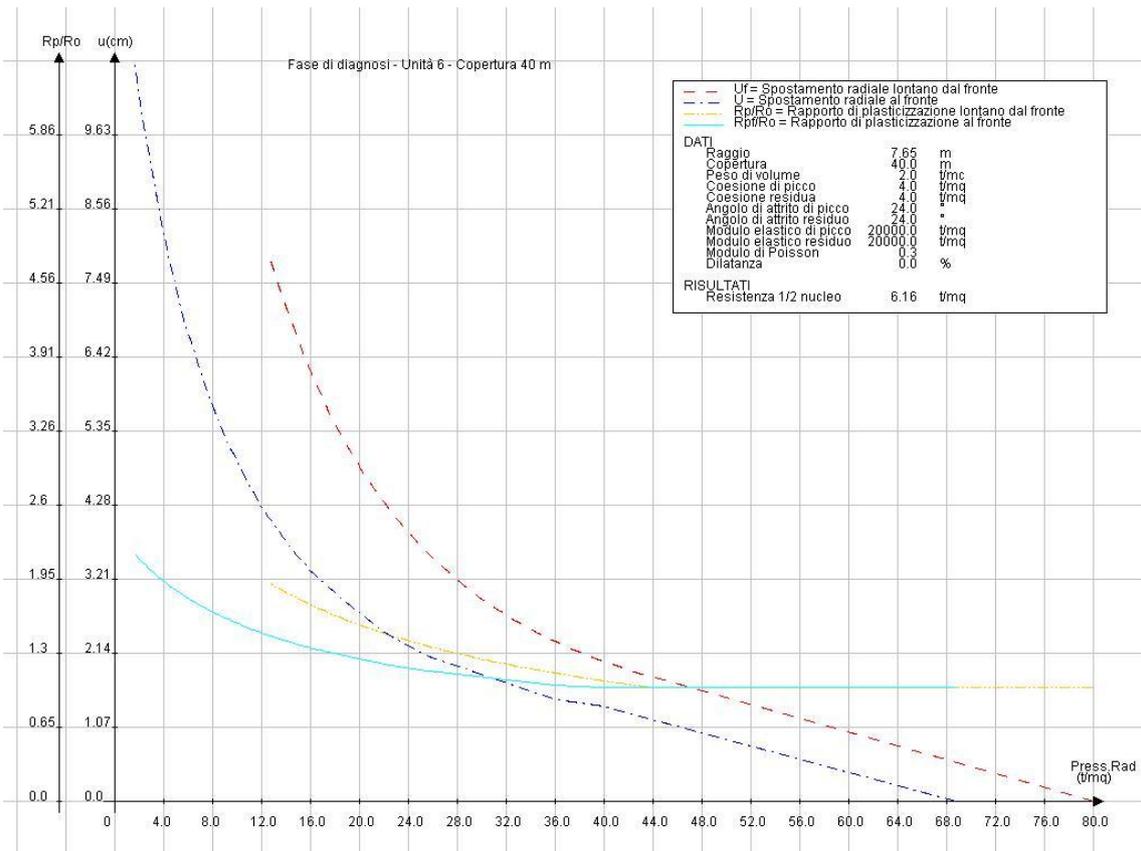
Sono state infine svolte, attraverso il codice di calcolo alle differenze finite FLAC 7.0, analisi in corrispondenza di diverse sezioni sull'intero tracciato individuate sulla base di condizioni di criticità in termini di copertura e caratterizzazione dell'ammasso roccioso. Per ogni caso le verifiche condotte hanno verificato l'adeguatezza delle soluzioni progettuali adottate.

È Stata eseguita anche la verifica in condizione di incendio per i rivestimenti definitivi realizzati con conci prefabbricati. In accordo alle prescrizioni riportate nella normativa EN 1992-1-2 per una curva di incendio Standard, è stato verificato come tali conci prefabbricati garantiscano i criteri di resistenza, integrità e isolamento al fuoco per 120 minuti (REI 120).

12. ALLEGATI NUMERICI

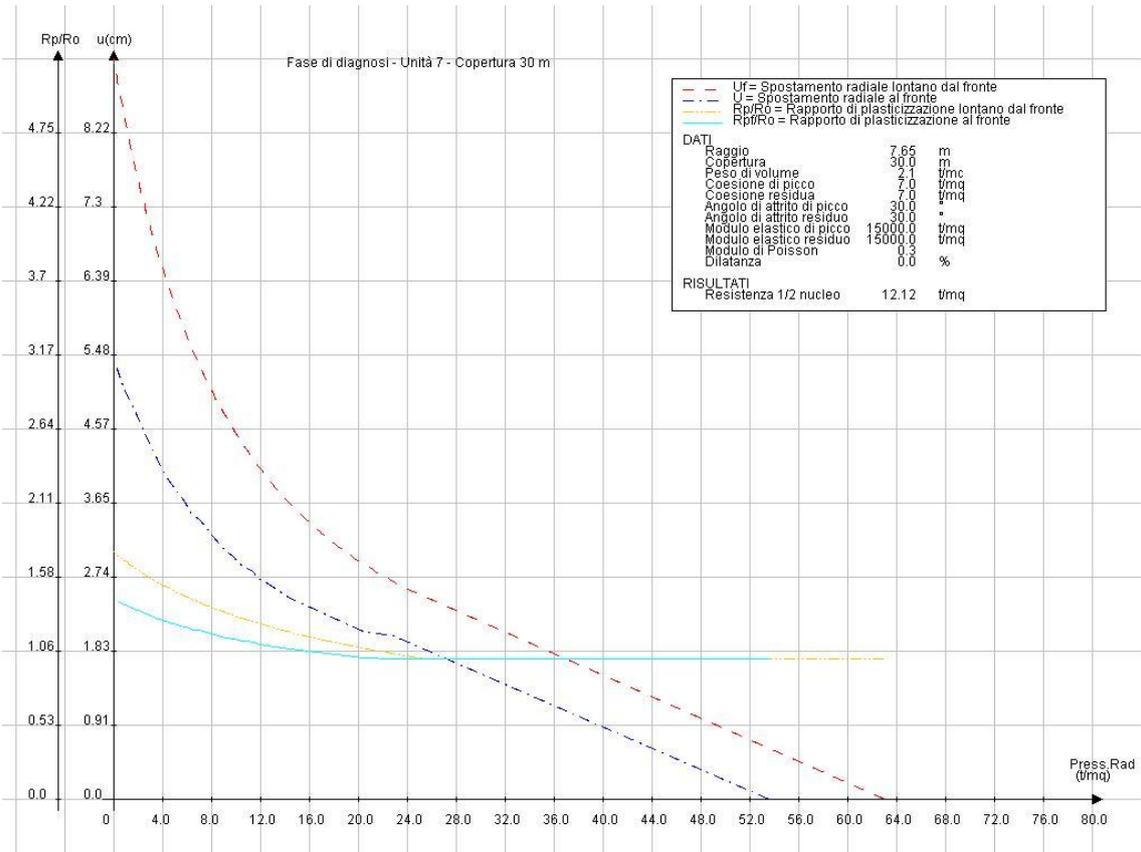
12.1. LINEE CARATTERISTICHE

12.1.1. DIAGNOSI



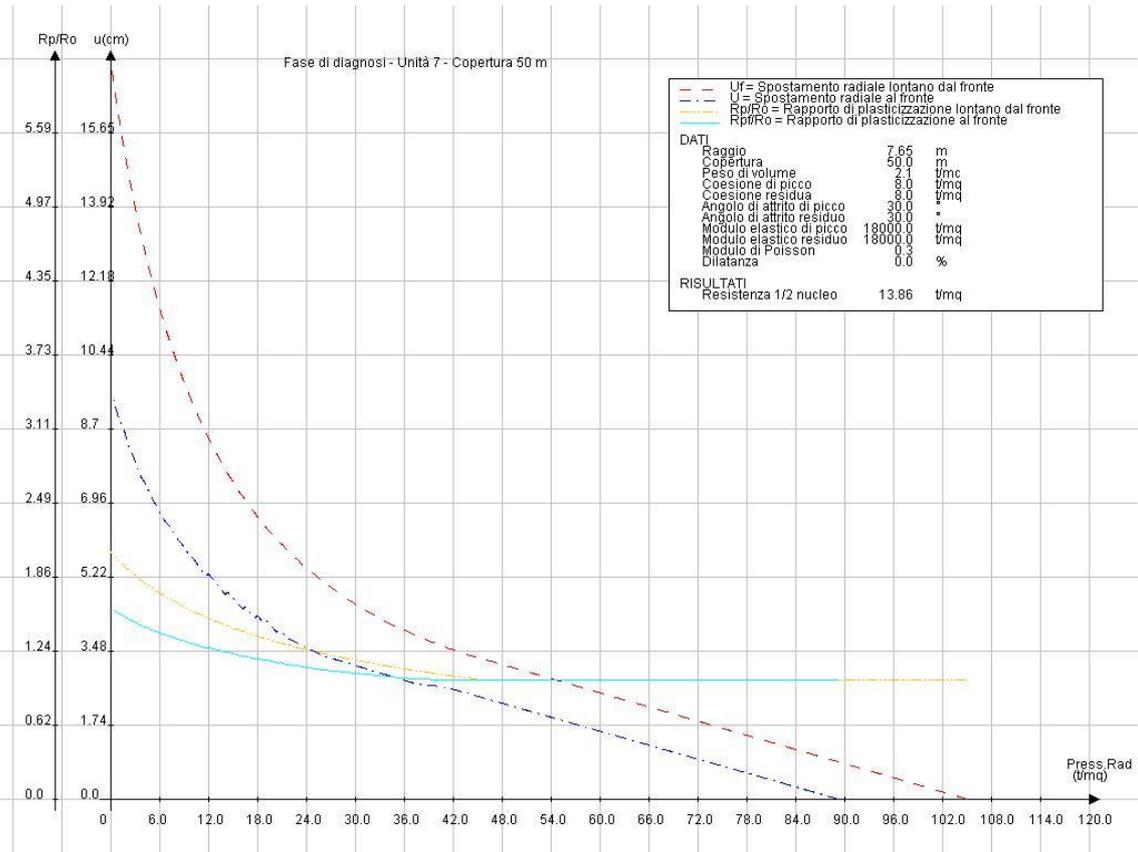


Collegamento autostradale Asti – Cuneo – Tronco II Lotto 6
PROGETTO ESECUTIVO
Galleria Verduno – Relazione di calcolo galleria naturale



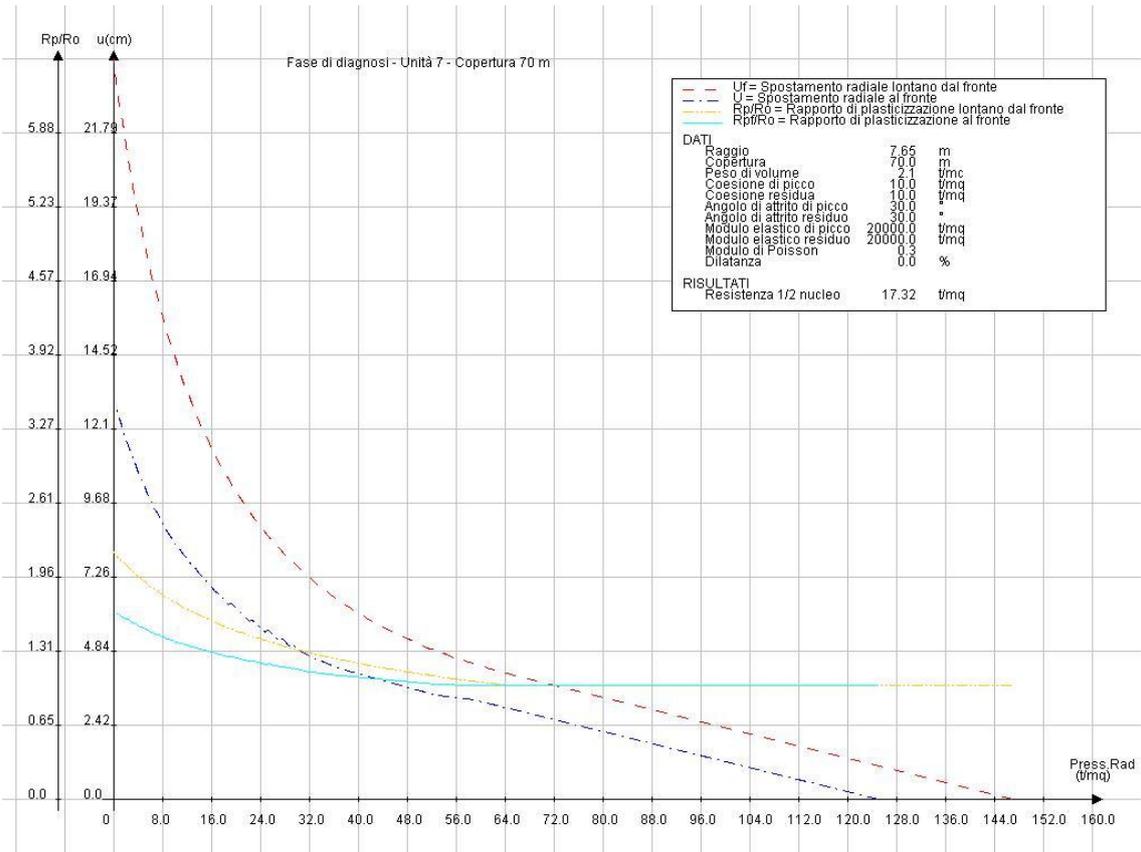


Collegamento autostradale Asti – Cuneo – Tronco II Lotto 6
PROGETTO ESECUTIVO
Galleria Verduno – Relazione di calcolo galleria naturale



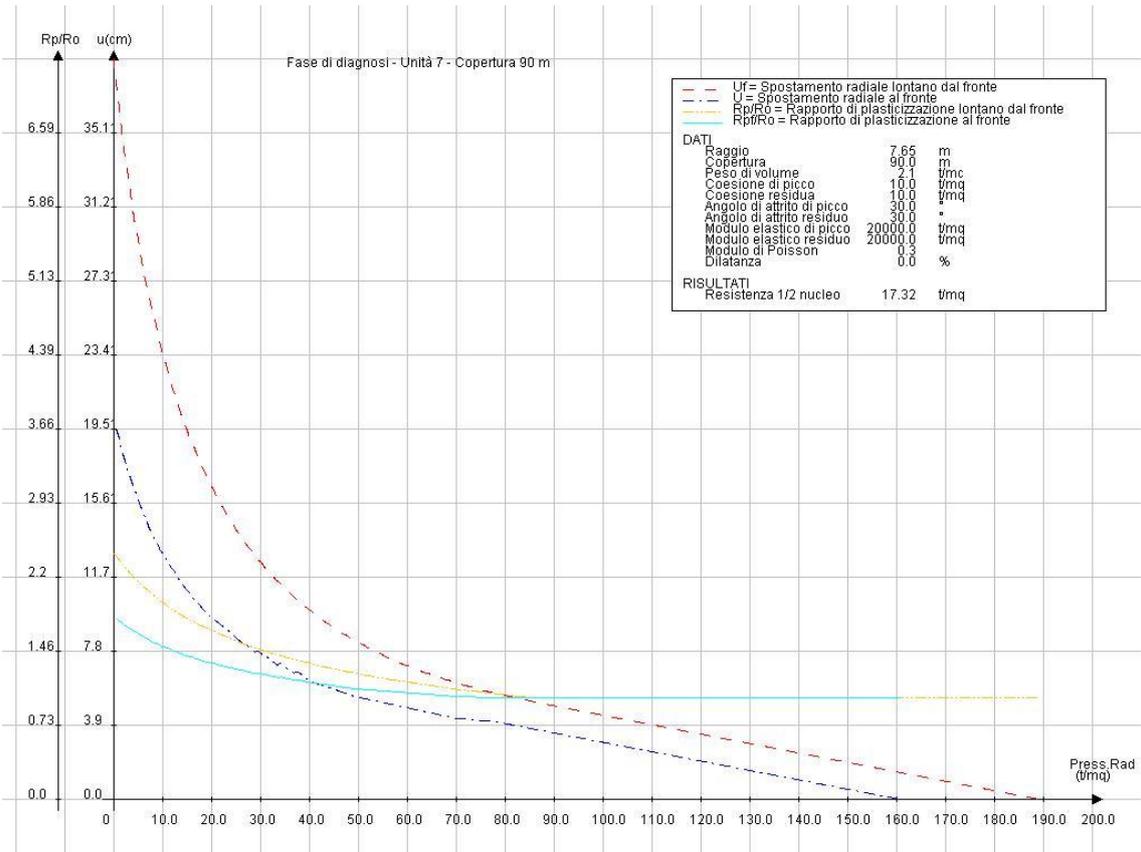


Collegamento autostradale Asti – Cuneo – Tronco II Lotto 6
PROGETTO ESECUTIVO
Galleria Verduno – Relazione di calcolo galleria naturale

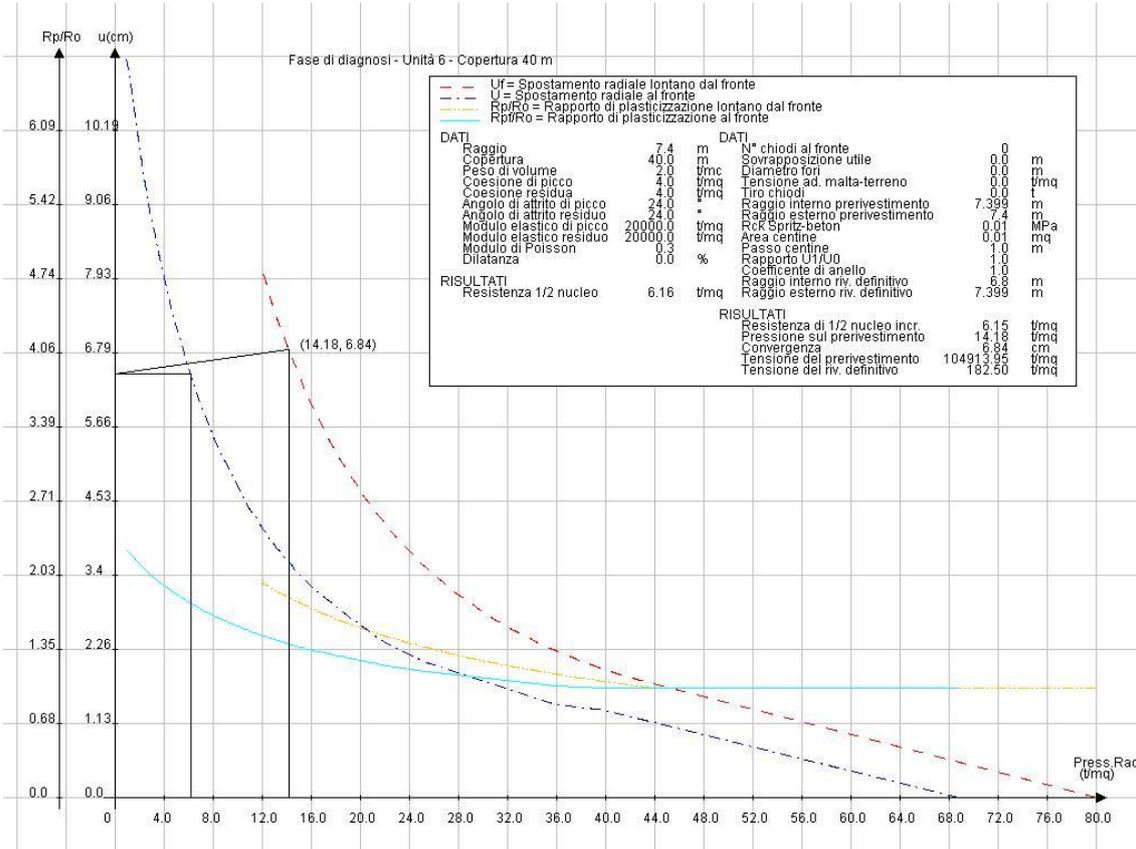




Collegamento autostradale Asti – Cuneo – Tronco II Lotto 6
PROGETTO ESECUTIVO
Galleria Verduno – Relazione di calcolo galleria naturale

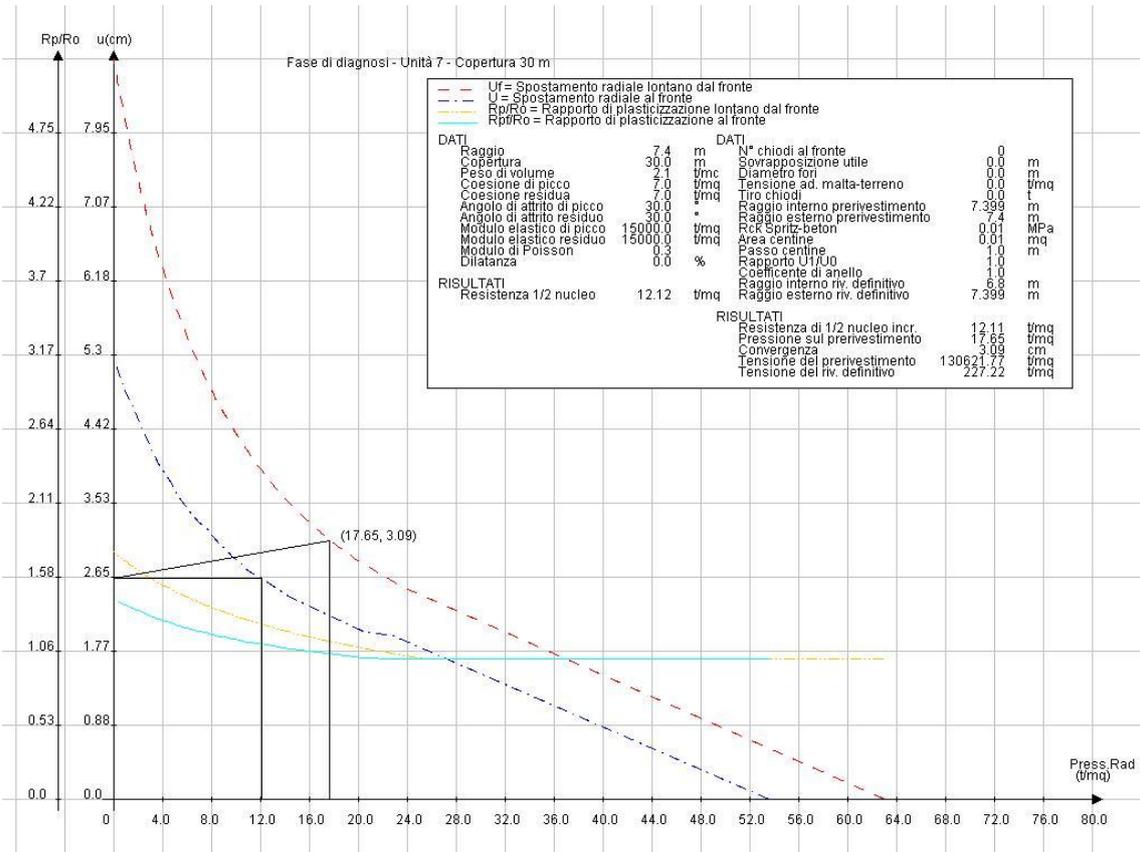


12.1.2. TERAPIA



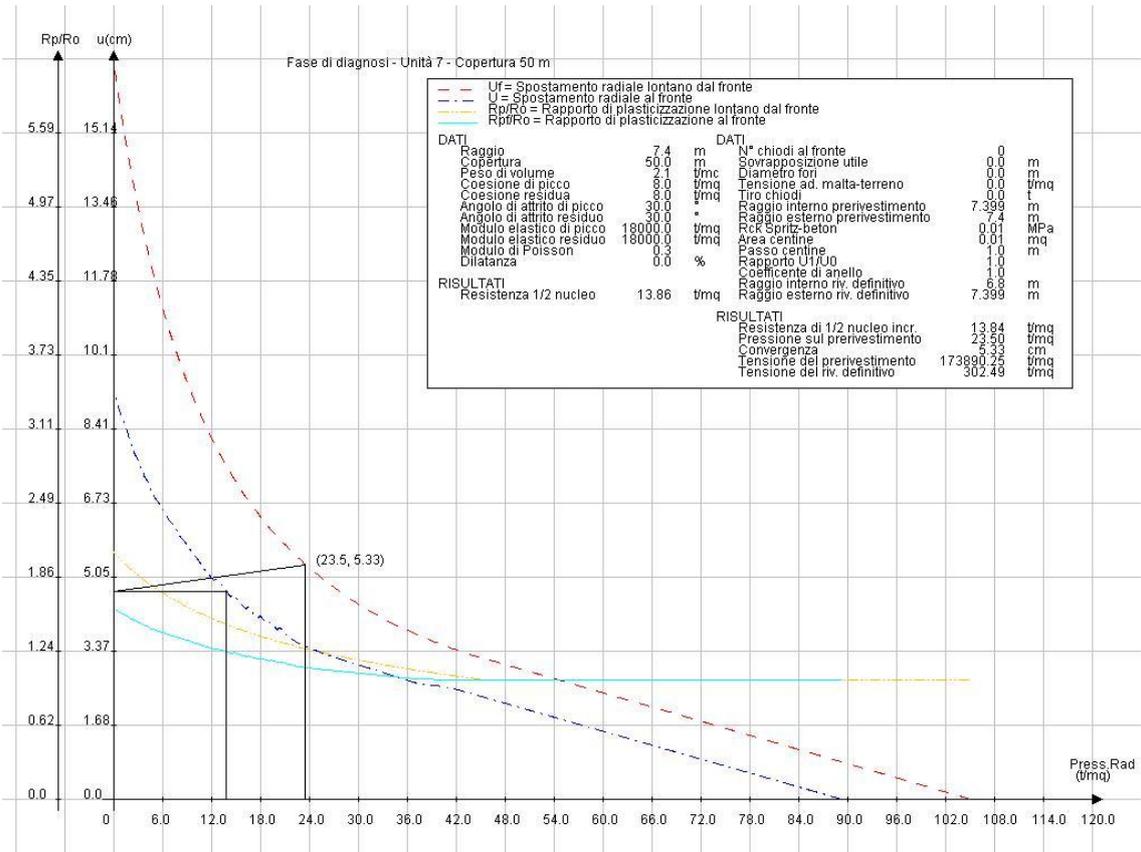


Collegamento autostradale Asti – Cuneo – Tronco II Lotto 6
PROGETTO ESECUTIVO
Galleria Verduno – Relazione di calcolo galleria naturale



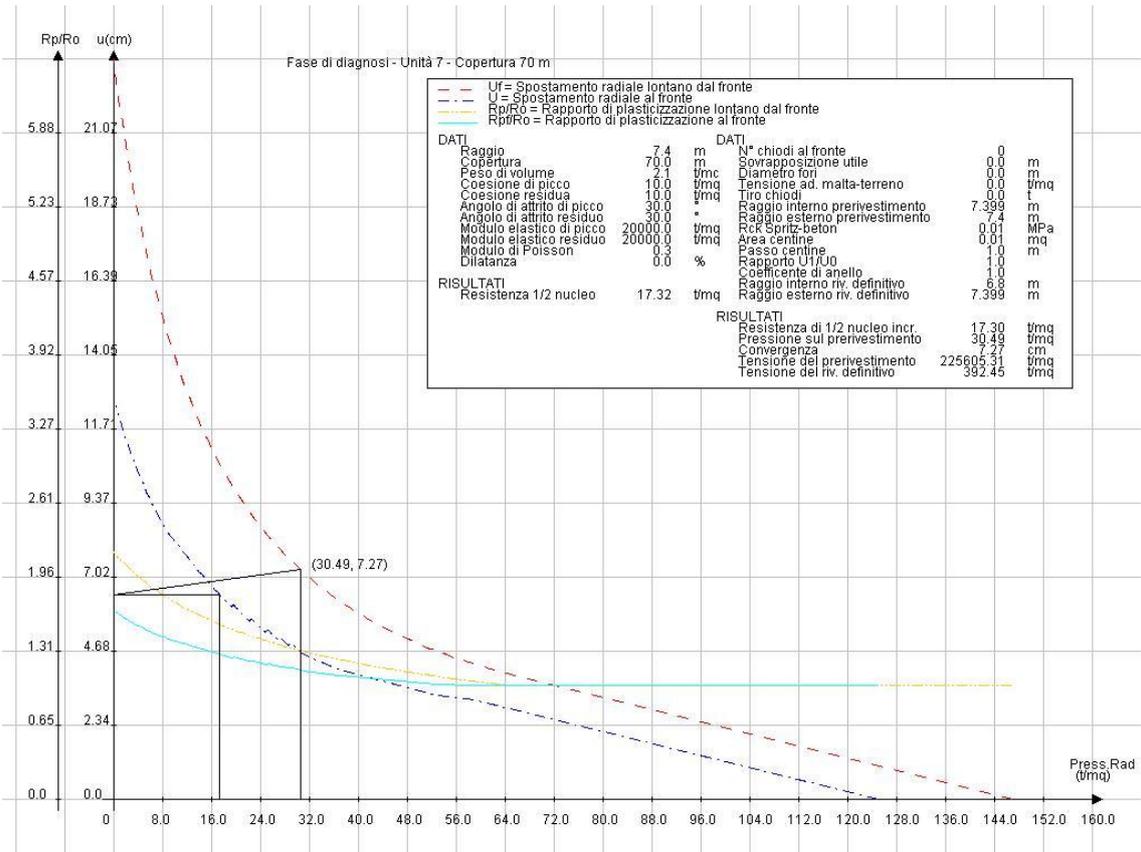


Collegamento autostradale Asti – Cuneo – Tronco II Lotto 6
PROGETTO ESECUTIVO
Galleria Verduno – Relazione di calcolo galleria naturale



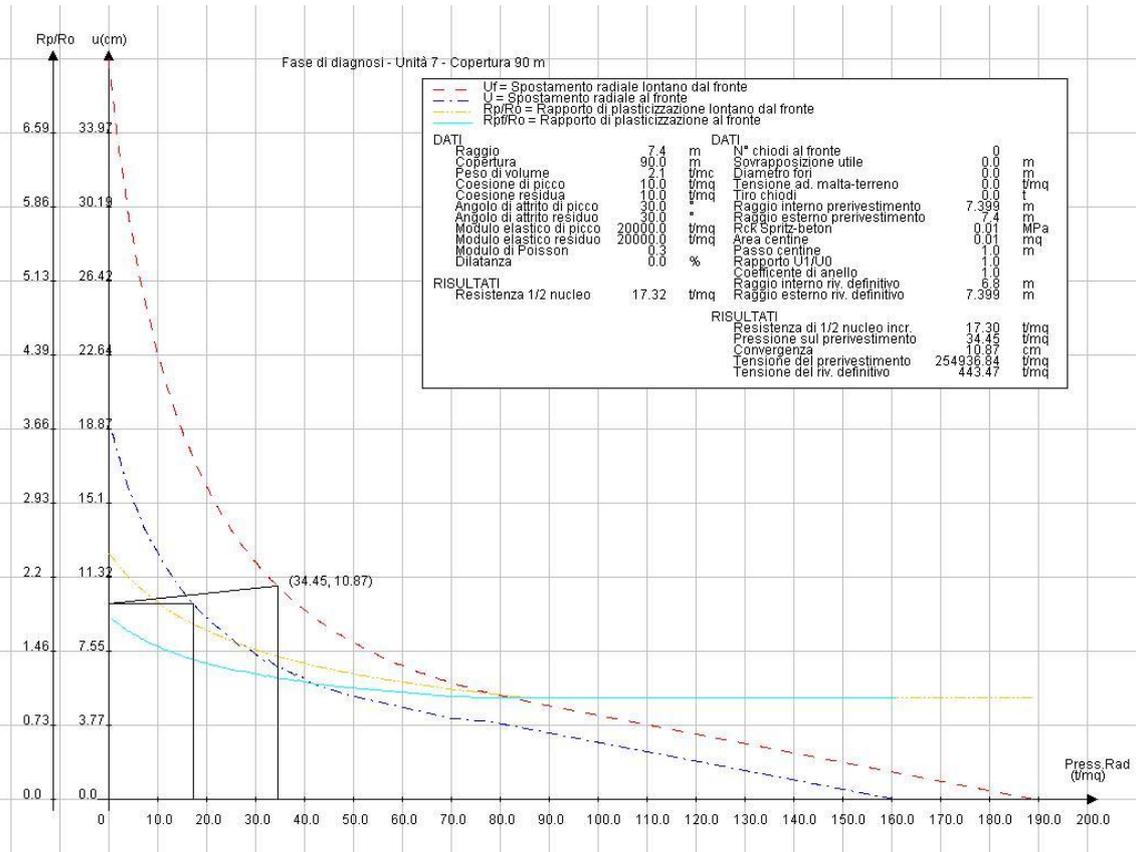


Collegamento autostradale Asti – Cuneo – Tronco II Lotto 6
PROGETTO ESECUTIVO
Galleria Verduno – Relazione di calcolo galleria naturale



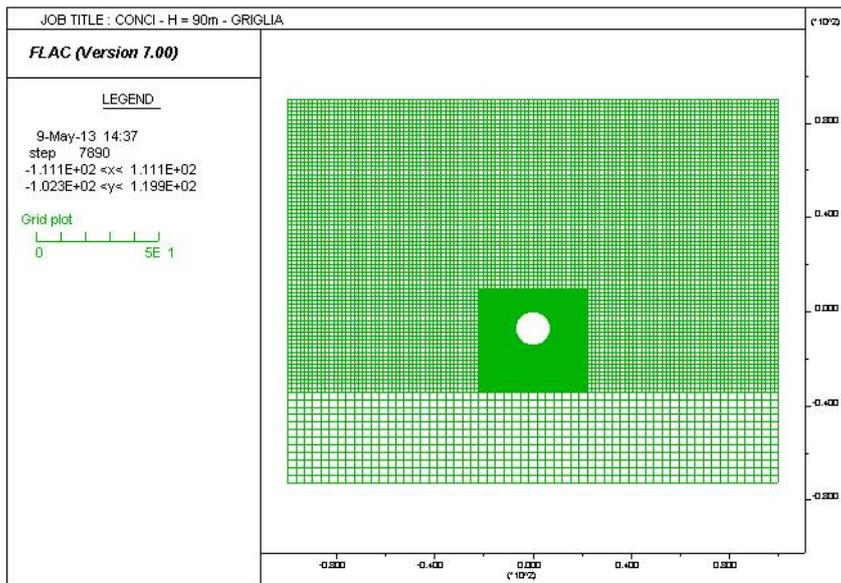


Collegamento autostradale Asti – Cuneo – Tronco II Lotto 6
PROGETTO ESECUTIVO
Galleria Verduno – Relazione di calcolo galleria naturale



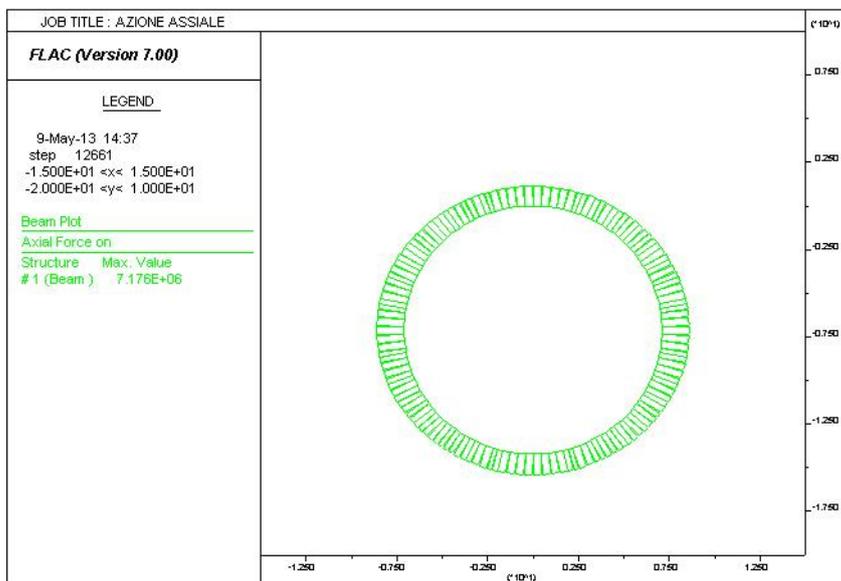
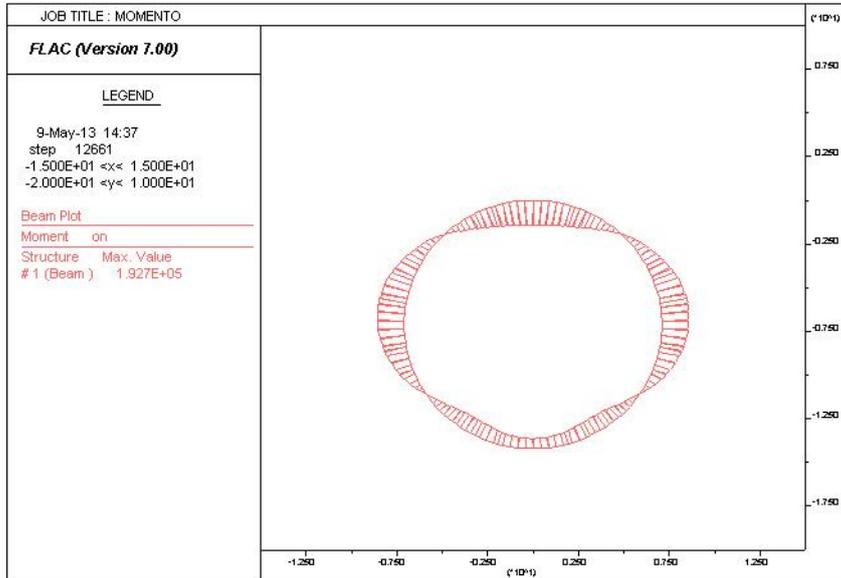


12.2. ANALISI 1 – CONCI PREFABBRICATI – COPERTURA 90 M



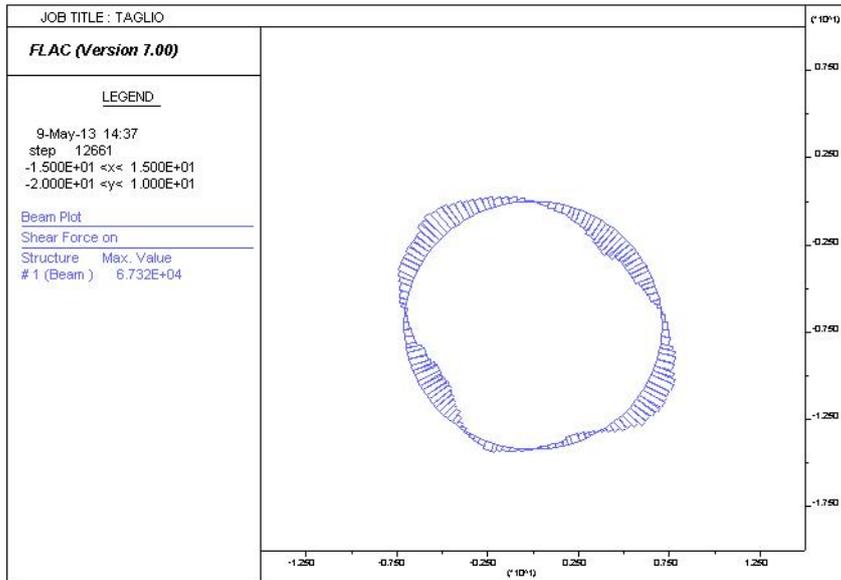


12.2.1. $k_0 = 1 - \sin \phi$

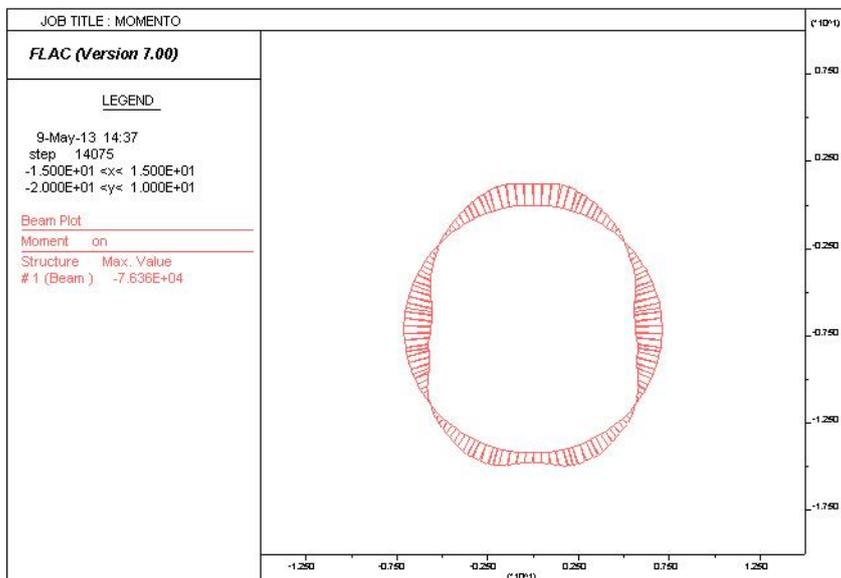




Collegamento autostradale Asti – Cuneo – Tronco II Lotto 6
PROGETTO ESECUTIVO
Galleria Verduno – Relazione di calcolo galleria naturale

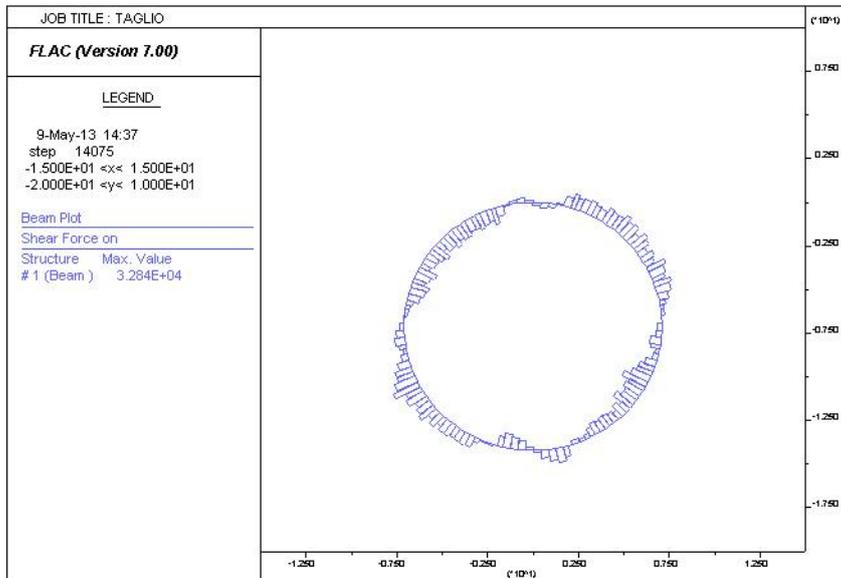
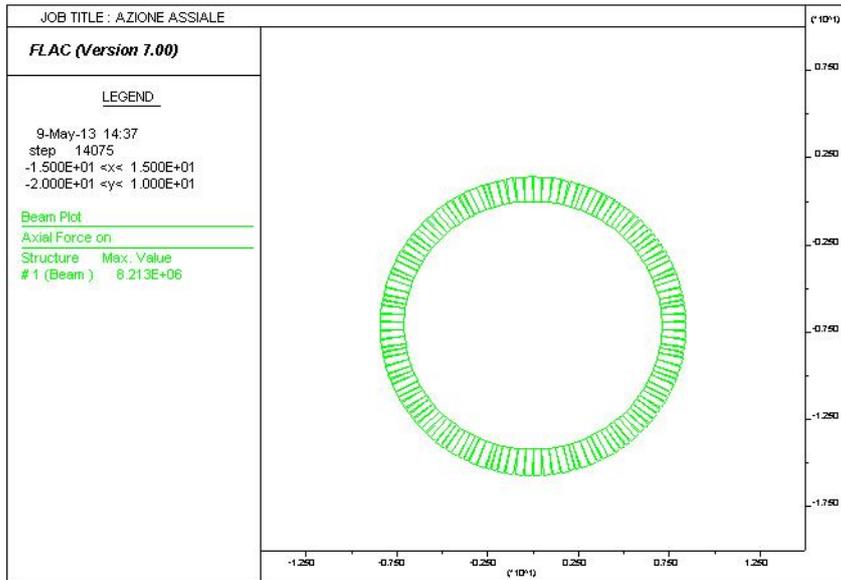


12.2.2. $k_0 = 1,2$



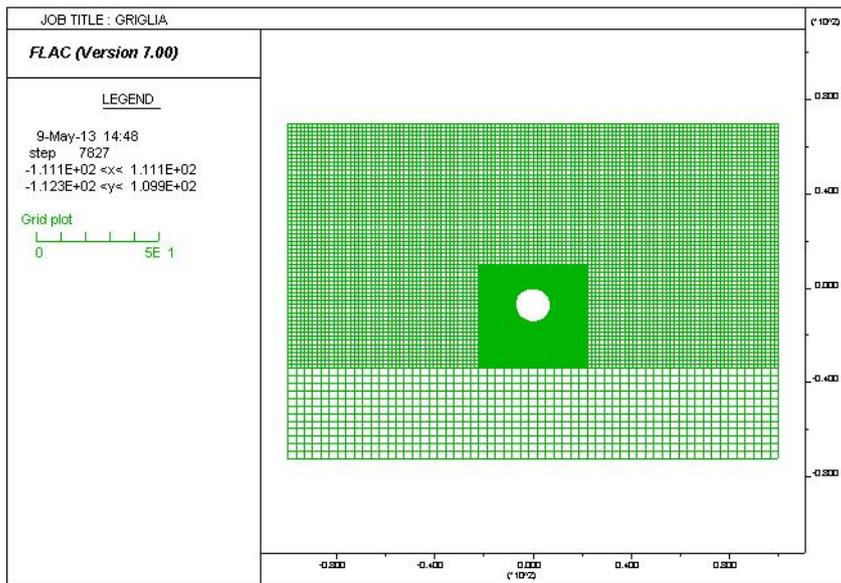


Collegamento autostradale Asti – Cuneo – Tronco II Lotto 6
PROGETTO ESECUTIVO
Galleria Verduno – Relazione di calcolo galleria naturale



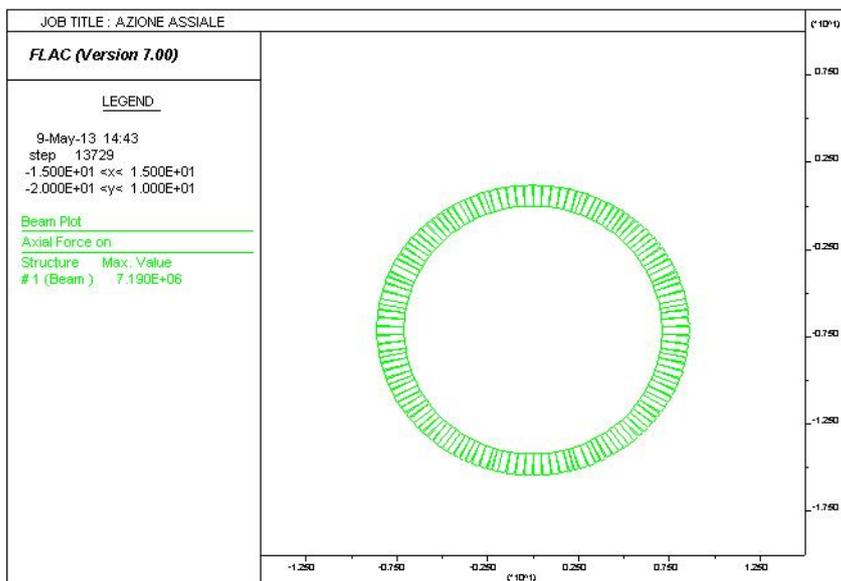
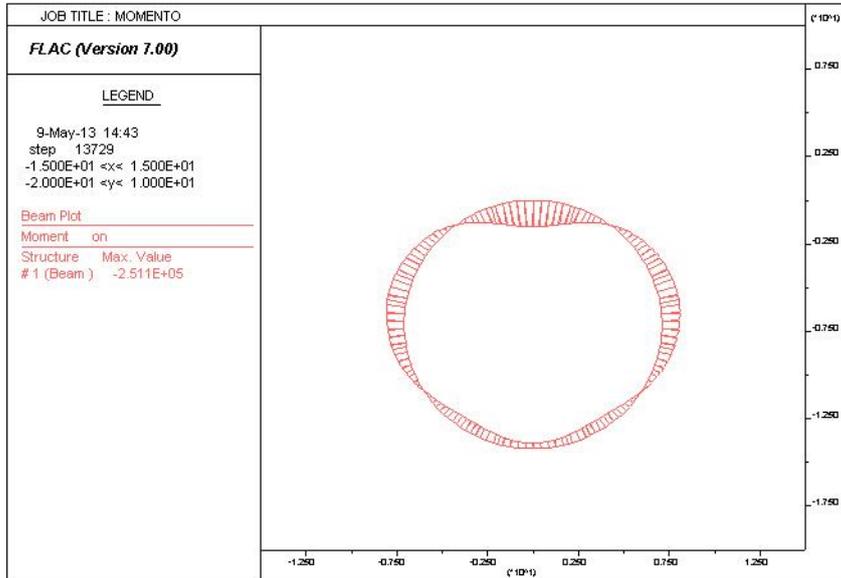


12.3. ANALISI 2 – CONCI PREFABBRICATI – COPERTURA 70 M



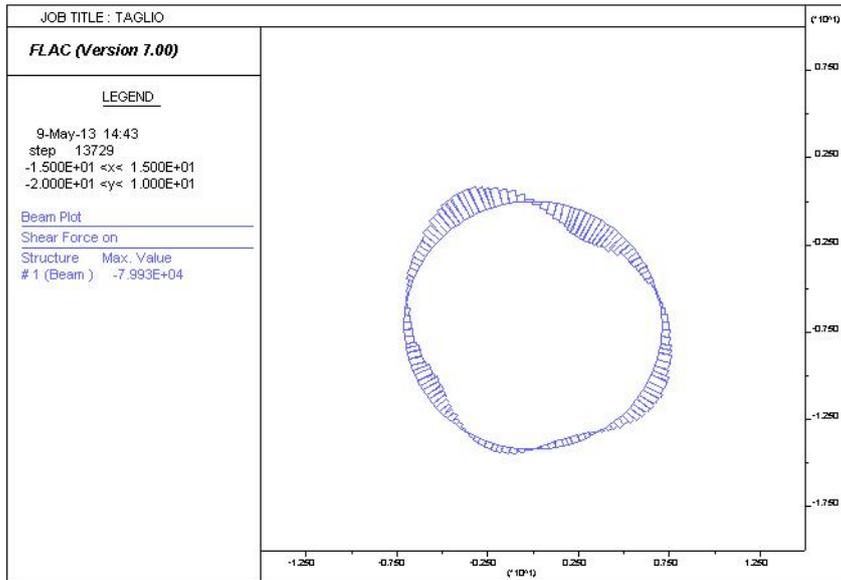


12.3.1. $k_0 = 1 - \sin \phi$

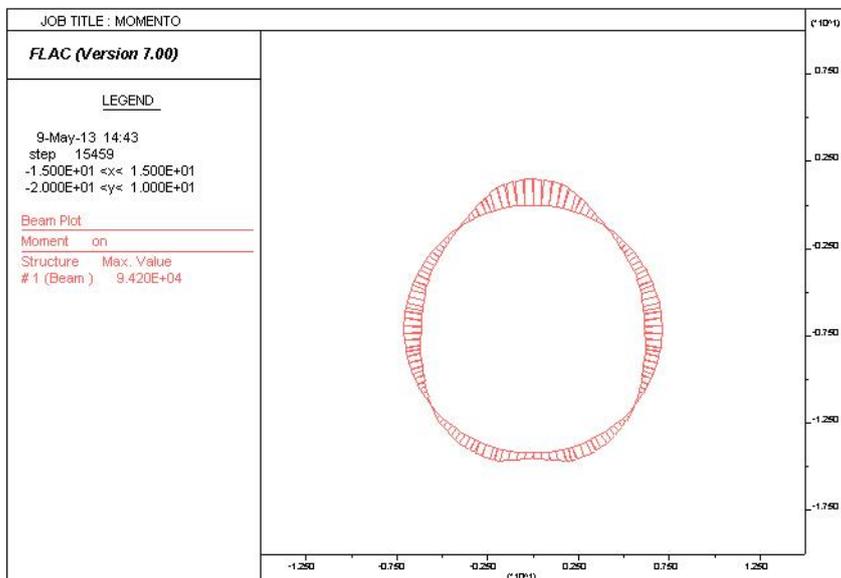




Collegamento autostradale Asti – Cuneo – Tronco II Lotto 6
PROGETTO ESECUTIVO
Galleria Verduno – Relazione di calcolo galleria naturale

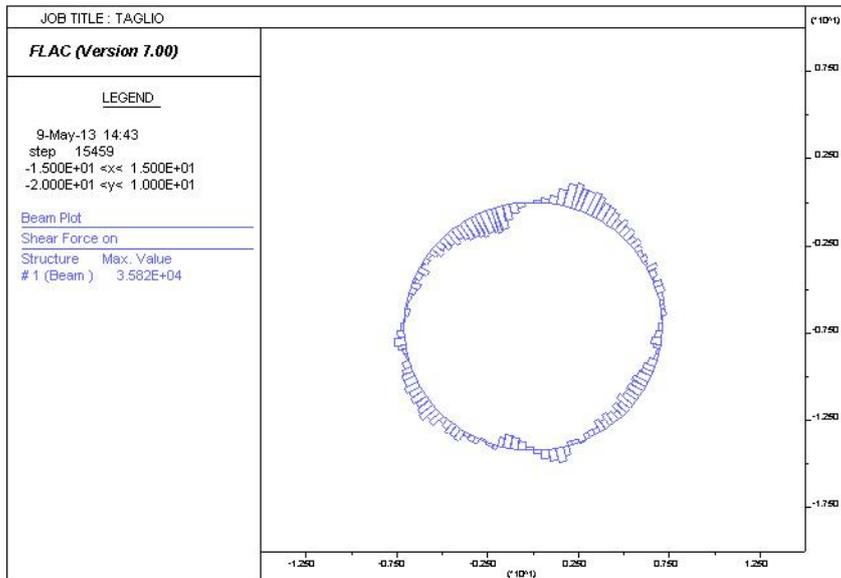
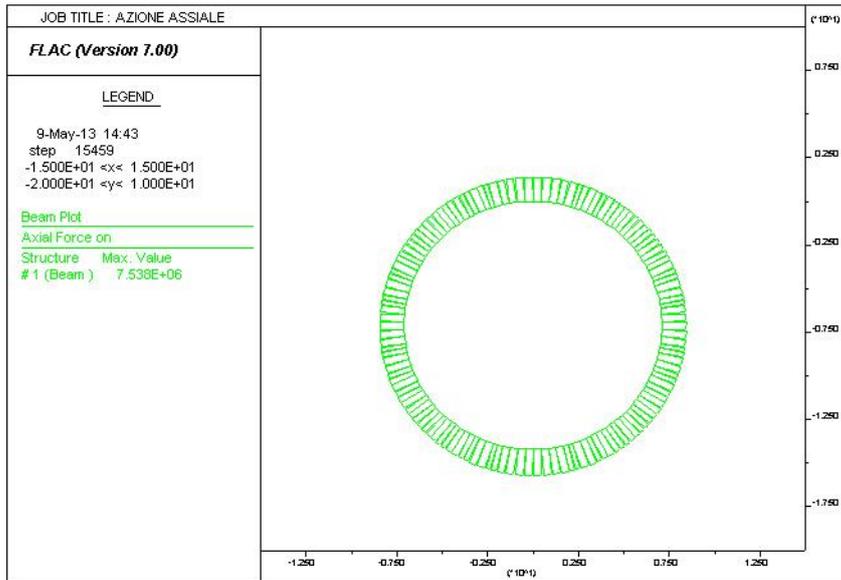


12.3.2. $k_0 = 1,2$



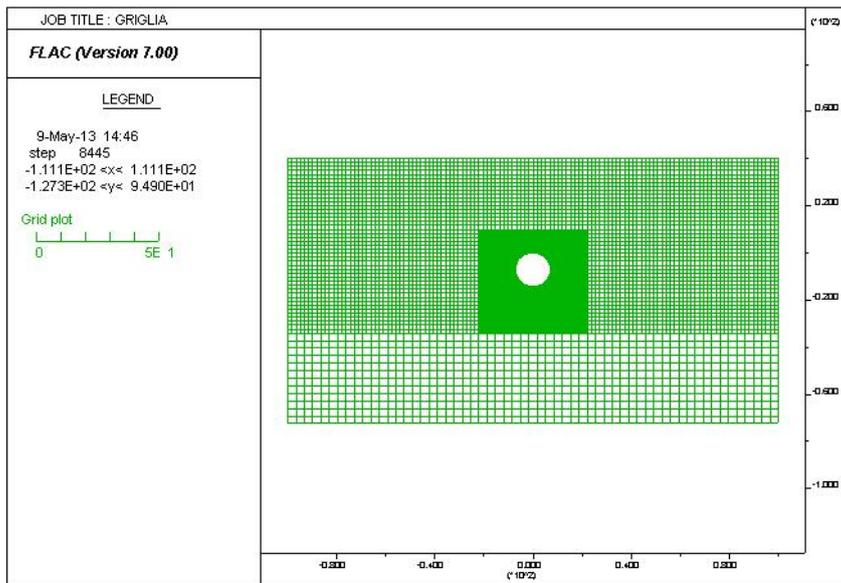


Collegamento autostradale Asti – Cuneo – Tronco II Lotto 6
PROGETTO ESECUTIVO
Galleria Verduno – Relazione di calcolo galleria naturale



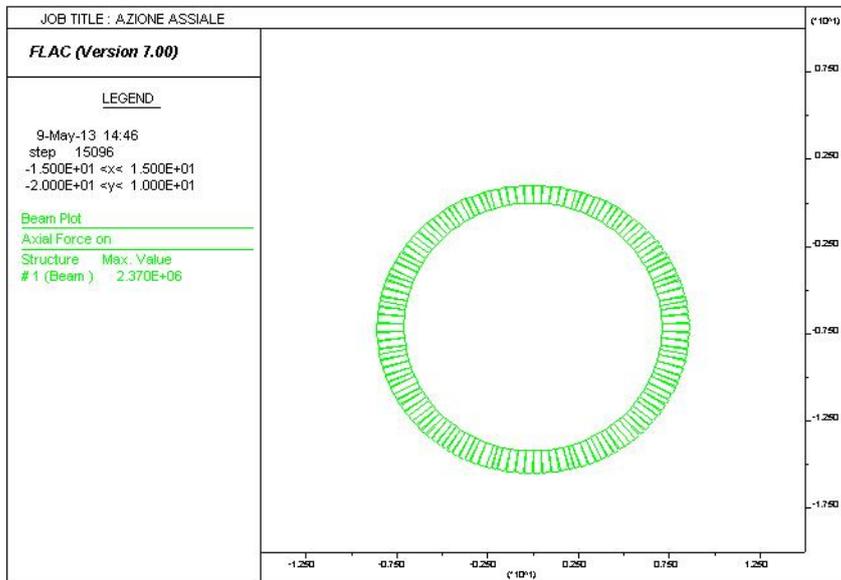
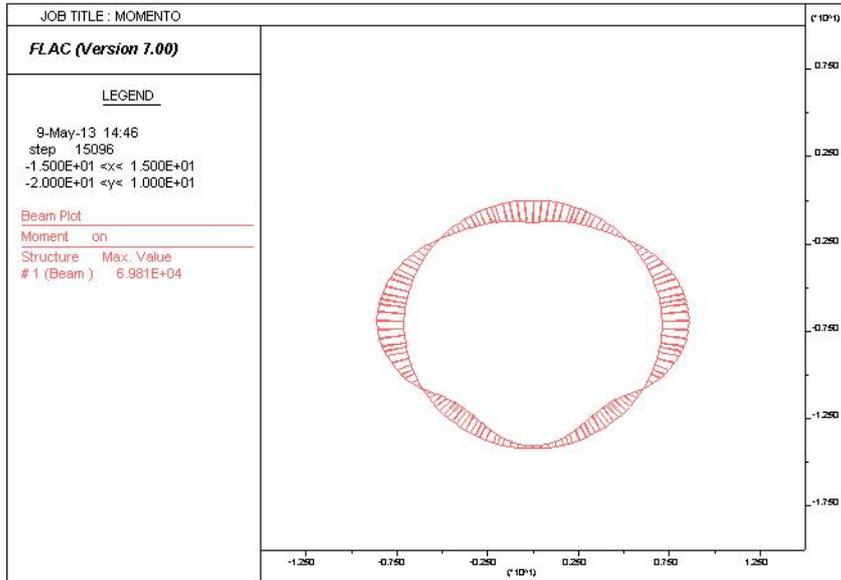


12.4. ANALISI 3 – CONCI PREFABBRICATI – COPERTURA 40 M



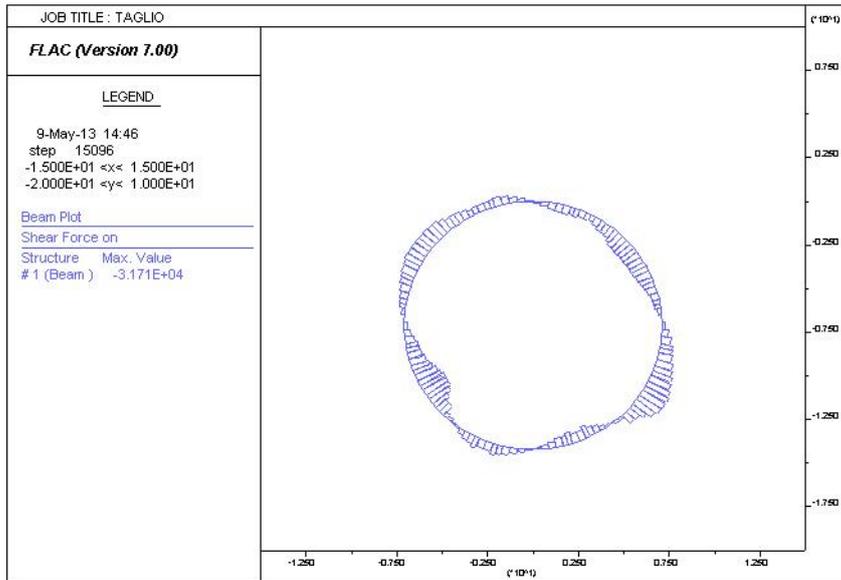


12.4.1. $k_0 = 1 - \sin \phi$

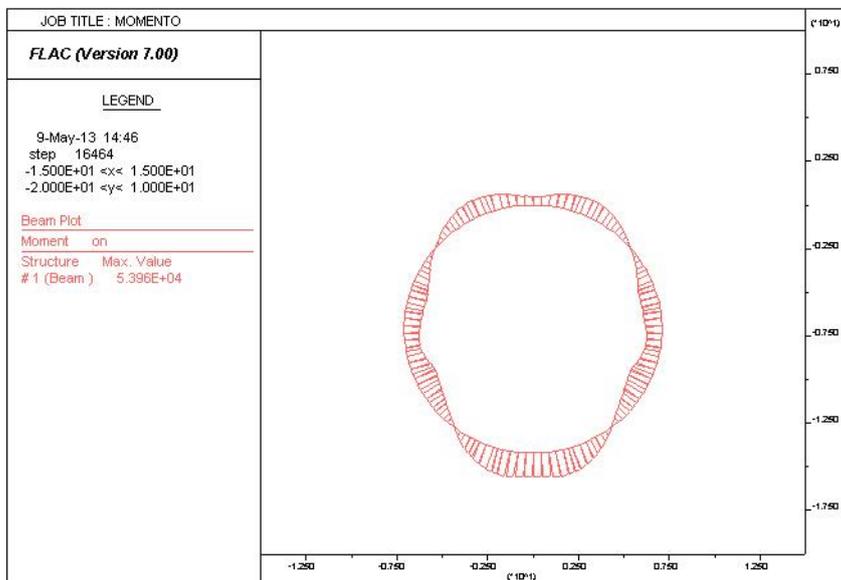




Collegamento autostradale Asti – Cuneo – Tronco II Lotto 6
PROGETTO ESECUTIVO
Galleria Verduno – Relazione di calcolo galleria naturale

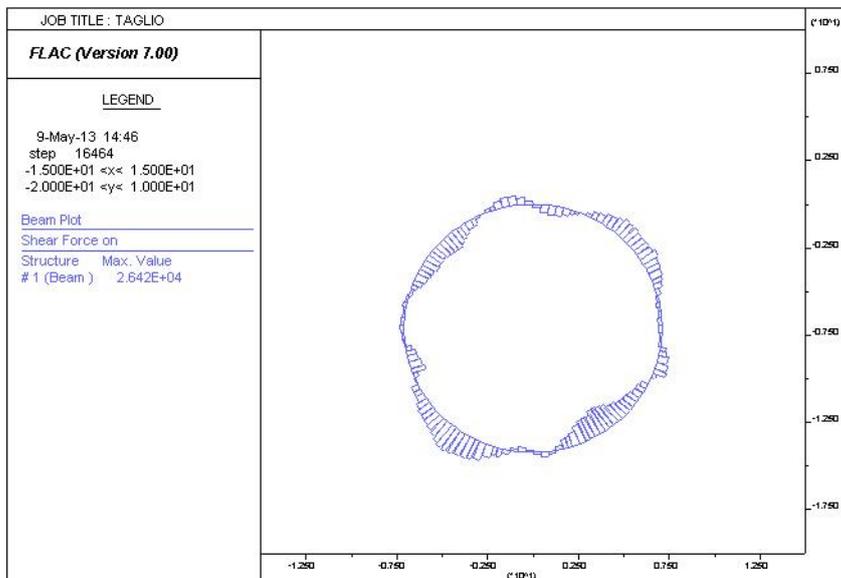
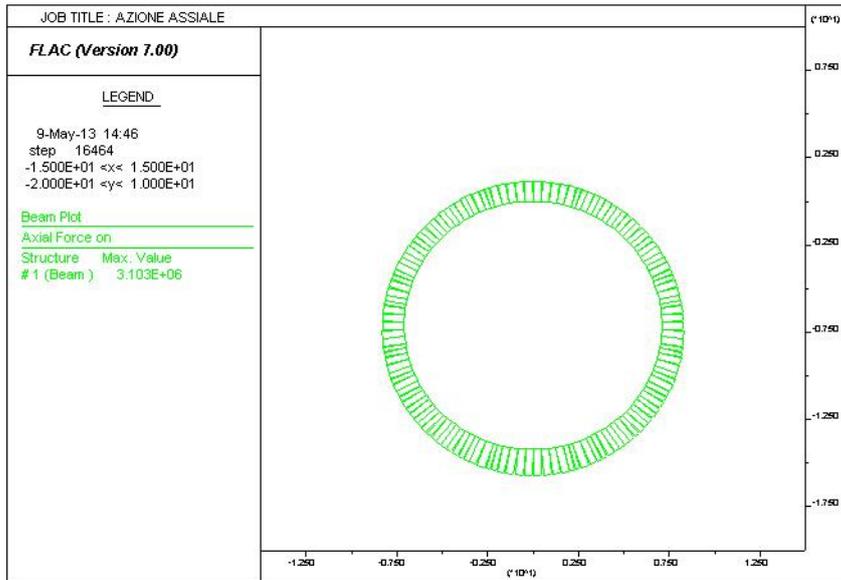


12.4.2. $k_0 = 1,2$



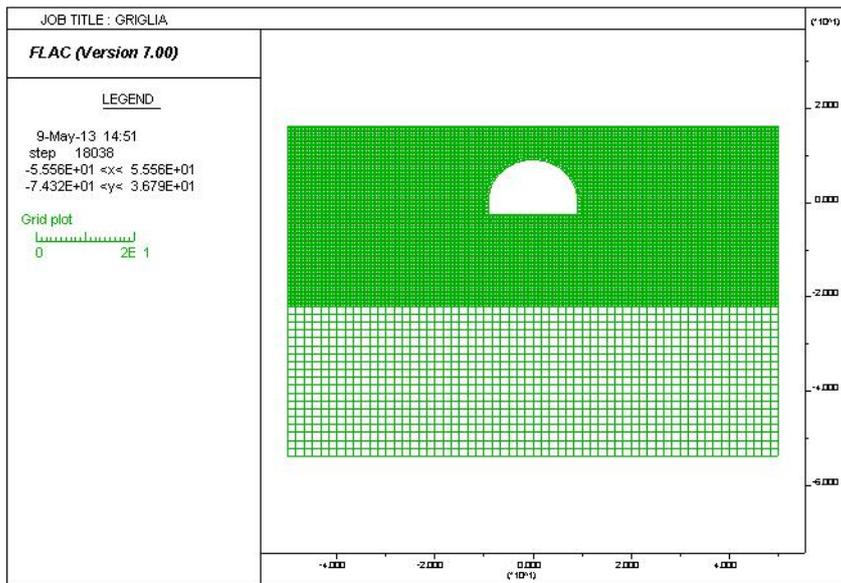


Collegamento autostradale Asti – Cuneo – Tronco II Lotto 6
PROGETTO ESECUTIVO
Galleria Verduno – Relazione di calcolo galleria naturale



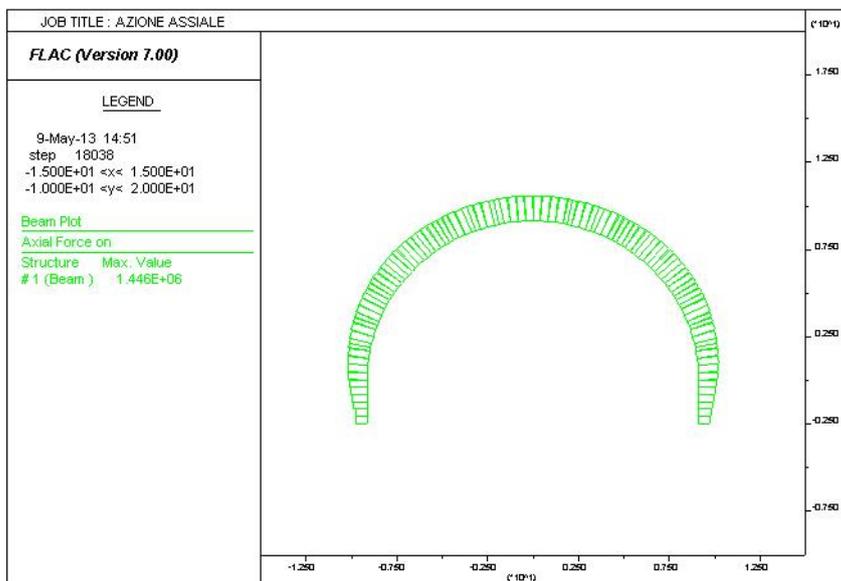
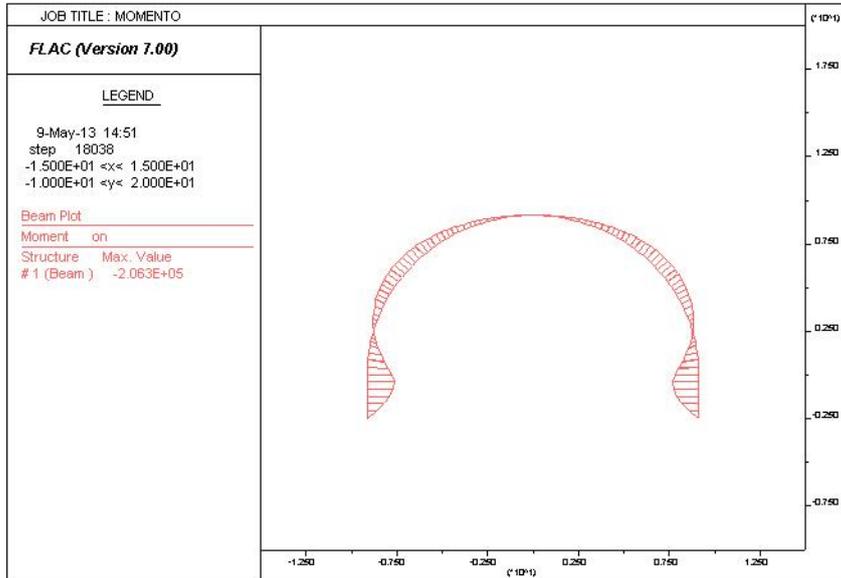


12.5. ANALISI 4 – SEZIONE TIPO C1



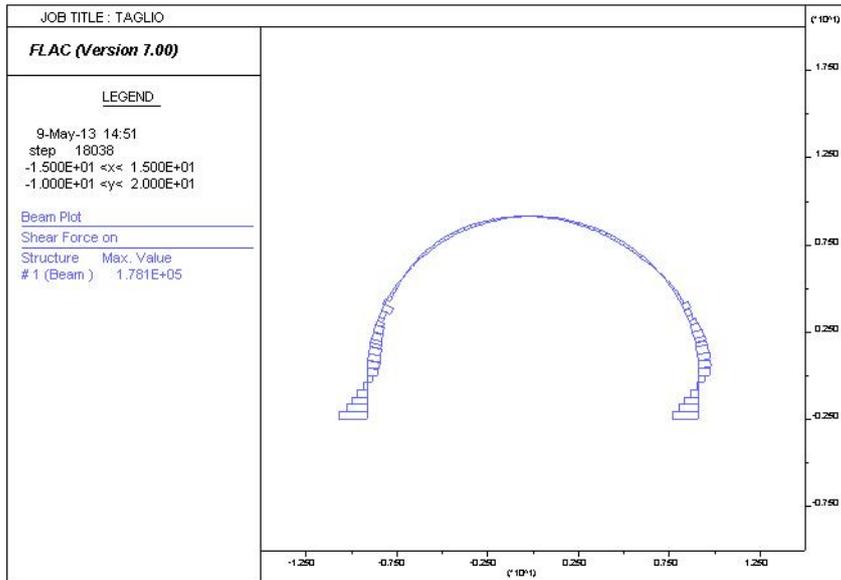


12.5.1. $k_0 = 1 - \sin \phi$

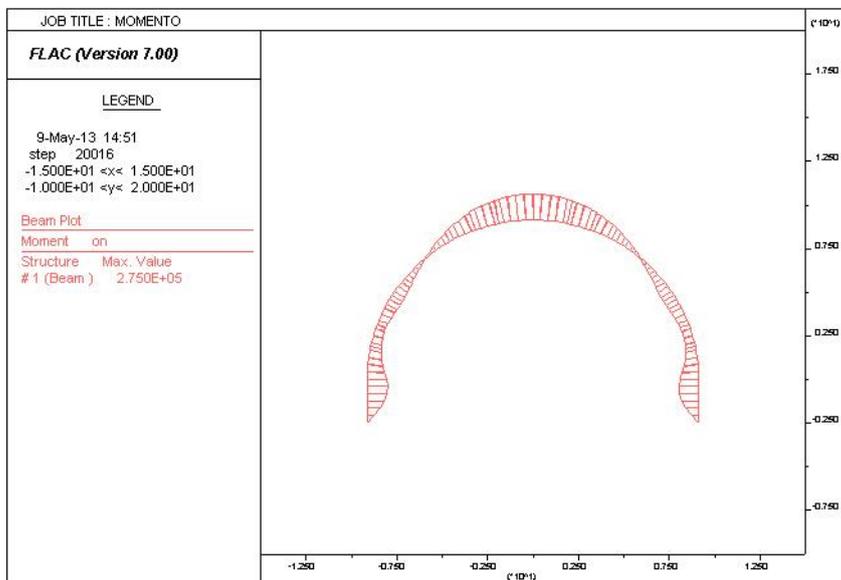




Collegamento autostradale Asti – Cuneo – Tronco II Lotto 6
PROGETTO ESECUTIVO
Galleria Verduno – Relazione di calcolo galleria naturale

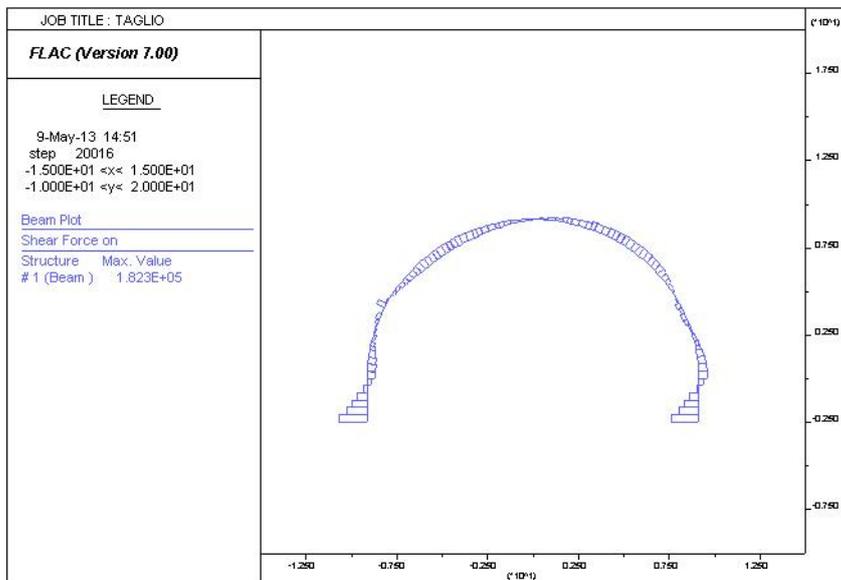
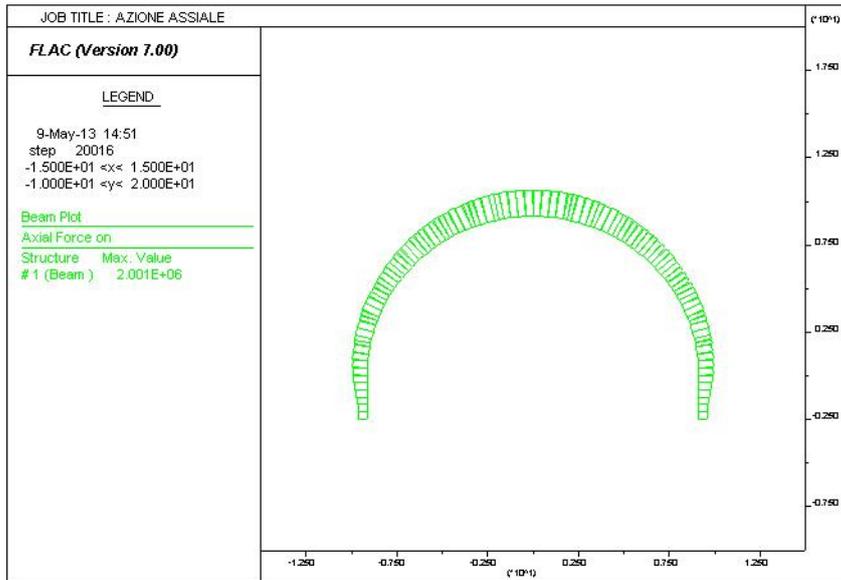


12.5.2. $k_0 = 1,2$



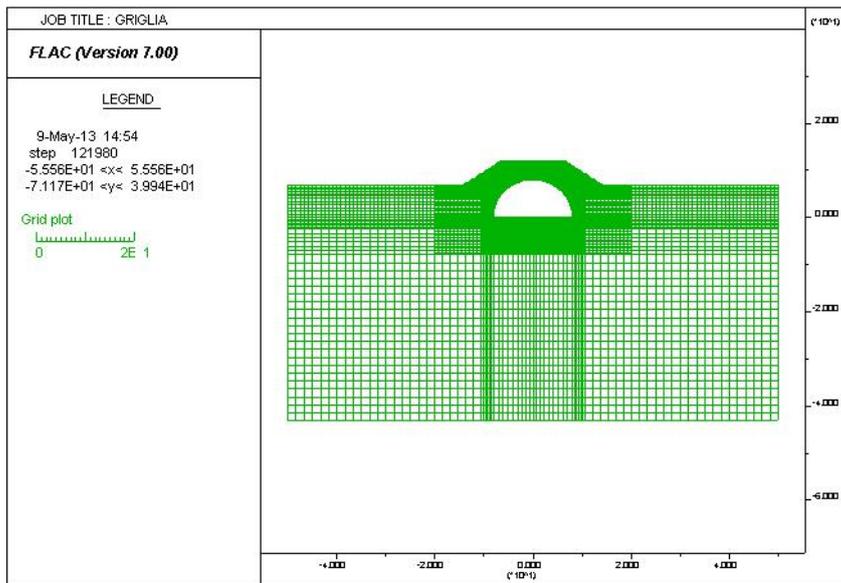


Collegamento autostradale Asti – Cuneo – Tronco II Lotto 6
PROGETTO ESECUTIVO
Galleria Verduno – Relazione di calcolo galleria naturale



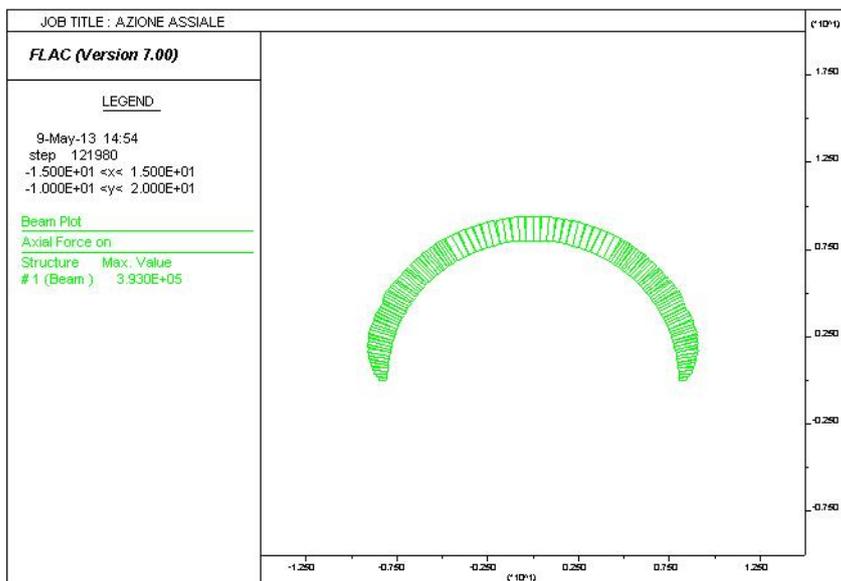
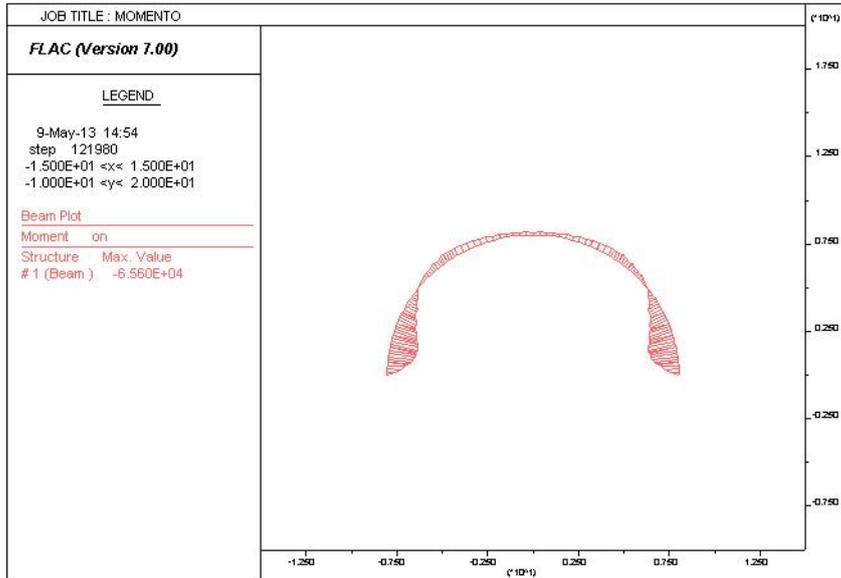


12.6. ANALISI 5 – SEZIONE TIPO C2P



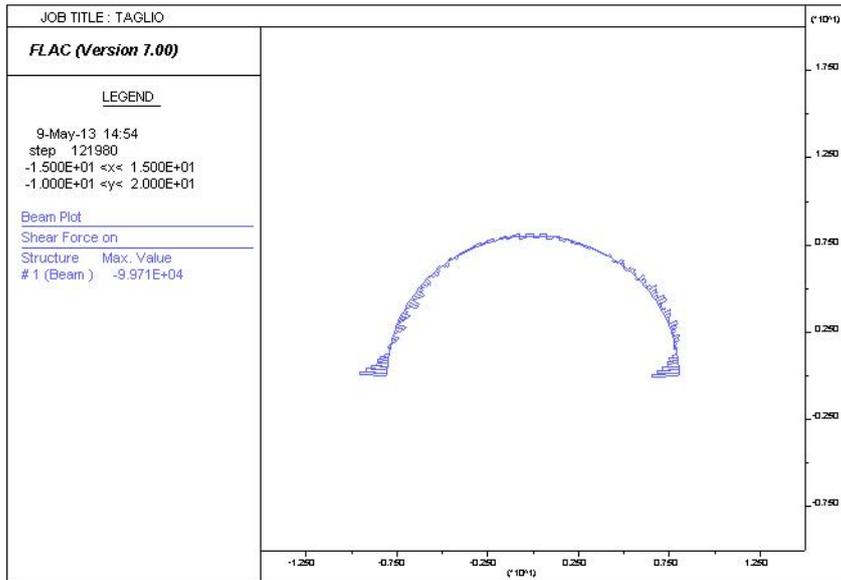


12.6.1. $k_0 = 1 - \sin \phi$

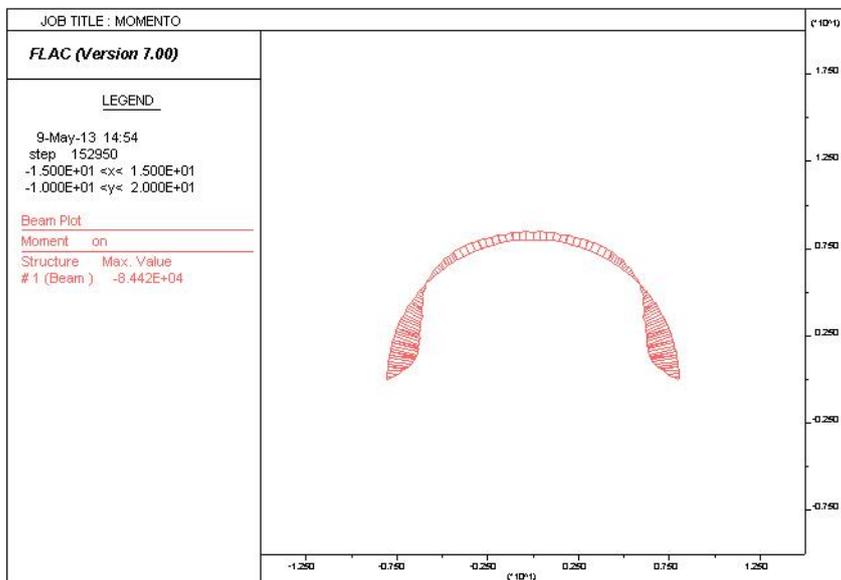




Collegamento autostradale Asti – Cuneo – Tronco II Lotto 6
PROGETTO ESECUTIVO
Galleria Verduno – Relazione di calcolo galleria naturale

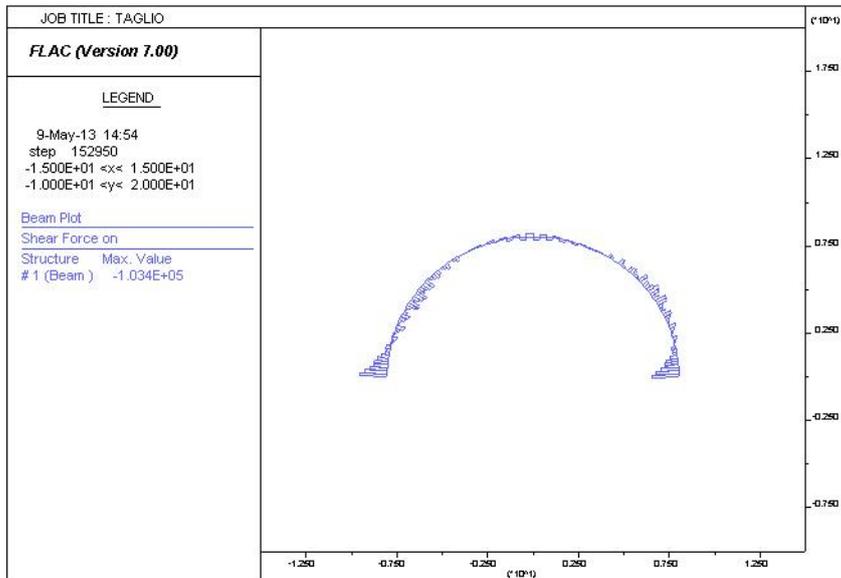
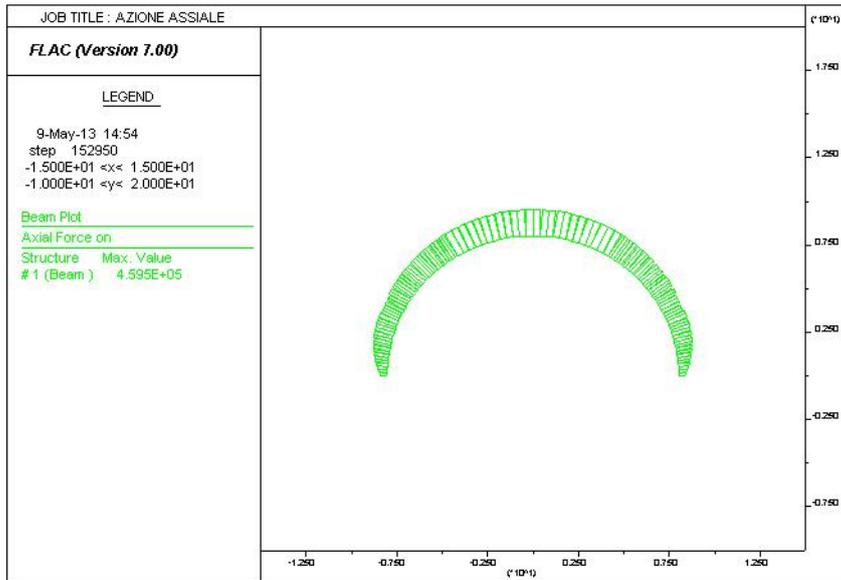


12.6.2. $k_0 = 1,2$





Collegamento autostradale Asti – Cuneo – Tronco II Lotto 6
PROGETTO ESECUTIVO
Galleria Verduno – Relazione di calcolo galleria naturale





Collegamento autostradale Asti – Cuneo – Tronco II Lotto 6
PROGETTO ESECUTIVO
Galleria Verduno – Relazione di calcolo galleria naturale