

VARIANTE ALLA S.S. 1 "VIA AURELIA"
Viabilità di accesso all'hub portuale di La Spezia
Lavori di costruzione della variante alla S.S. 1 Via Aurelia - 3°Lotto
2° Stralcio Funzionale B dallo Svincolo di Buon Viaggio allo Svincolo di San Venerio
COMPLETAMENTO

PRECEDENTI LIVELLI DI PROGETTAZIONE DELL'APPALTO INTEGRATO ORIGINALE

PD n°1861 del 09/07/03 aggiornato al 10/12/08 - Delibera CIPE n°60 del 02/04/08
PE n° 103 del 14/07/2011 - D.A. CDG-103321-P del 20/07/11
PVT n°112 del 21/01/16 aggiornata al 28/10/16 - D.A. CDG-92950-P del 21/02/17
Progetto Esecutivo Cantierabile Opere da Completare

PROGETTO ESECUTIVO

COD. GE266

PROGETTAZIONE: ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI

PROGETTISTA:

Dott. Ing. Antonio Scalamandrè
Ordine Ing. di Frosinone n. 1063

IL GEOLOGO

Dott. Geol. Flavio Capozucca
Ordine Geol. del Lazio n. 1599

COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

Geom. Emiliano Paiella

VIsto IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Dott. Ing. Fabrizio Cardone

PROTOCOLLO

DATA

OPERE D'ARTE MAGGIORI
GALLERIA FELETTINO I
COMPLETAMENTO GALLERIA NATURALE
RELAZIONE DI CALCOLO

CODICE PROGETTO		NOME FILE		REVISIONE	SCALA
PROGETTO	LIV. PROG.	T00GN01OSTRE02B			
D P G E 0 2 6 6	E 2 0	CODICE ELAB.	T 0 0 G N 0 1 O S T R E 0 2	B	-
D					
C					
B	Emissione in seguito ad istruttoria DIV		Dicembre 2020		
A	Emissione		Giugno 2020	Ing.	Ing.
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO APPROVATO

LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA VARIANTE ALLA SS1 AURELIA – 3°
LOTTO TRA FELETTINO ED IL RACCORDO AUTOSTRADALE

OPERE MAGGIORI - GALLERIA NATURALE



GALLERIA NATURALE FELETTINO I

RELAZIONE DI CALCOLO

T00GN01OSTRE02B

-		Ago	CR
Versione	Data	Redatto	Verificato

Lombardi Ingegneria S.r.l. – Socio Unico

Via Giotto 36, IT-20145 Milano

Telefono +39 02 583 03 324, Fax +39 02 583 03 190

milano@lombardi.group, www.lombardi.group

Unità locale Torino

Via R. Montecuccoli 9, IT-10121 Torino, Italy

Telefono: +39 011 192 149 20, Fax: +39 02 583 03 190

torino@lombardi.group, www.lombardi.group

INDICE

1.	INTRODUZIONE	1
1.1	Premessa	1
1.2	Normativa di riferimento	2
1.3	Riferimenti bibliografici	3
1.4	Documenti di progetto	3
2.	MATERIALI	4
2.1	Calcestruzzo per getti in opera rivestimento definitivo: C30 / 37	4
2.2	Calcestruzzo spruzzato fibrorinforzato: C30 / 37	4
2.3	Acciaio di carpenteria	4
2.4	Acciaio di armatura	5
2.5	Elementi strutturali in VTR	5
3.	CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA	6
3.1	Caratterizzazione dell'ammasso roccioso	6
4.	METODOLOGIE DI AVANZAMENTO E SEZIONI TIPO	8
4.1	Sezioni tipo - generalità	8
4.2	Descrizione delle sezioni tipo	9
4.3	Sezione tipo B2 / B2c	11
4.4	Sezione tipo C2 /C2c	13
4.5	Sezione tipo C2P1 / C2Pc	15
4.6	Sezione tipo C2VP /C2VPc	17
5.	ANALISI DEL COMPORTAMENTO DEFORMATIVO ALLO SCAVO	19
5.1	Comportamento del fronte di scavo	19
5.1.1	Gallerie a fronte stabile (CATEGORIA A)	20
5.1.2	Gallerie a fronte stabile a breve termine (CATEGORIA B)	20
5.1.3	Gallerie a fronte instabile (CATEGORIA C)	20
5.2	Determinazione delle categorie di comportamento	21
5.3	Analisi della stabilità del fronte	21

5.3.1	Metodo all'equilibrio limite	21
5.3.2	Il metodo delle Linee Caratteristiche	23
5.4	Risultati delle analisi di comportamento del cavo	27
6.	INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA	30
7.	ANALISI AD ELEMENTI FINITI	32
7.1	Sezione di verifica	32
7.2	Metodo di analisi e ipotesi di calcolo	32
7.3	Geometria del modello e materiali	32
7.3.1	Modellazione del materiale scavato	32
7.3.2	Rivestimenti e consolidamenti	33
7.4	Fasi di analisi	35
7.5	Sintesi dei risultati	39
7.6	Verifiche dei rivestimenti	44
7.6.1	Verifiche rivestimento provvisorio	44
7.6.2	Verifica rivestimento definitivi	45
8.	CONCLUSIONI	50
9.	ALLEGATO A	51
9.1	VERIFICA SEZIONE TIPO B2	51
9.1.1	Sezione B2	51
9.2	VERIFICA SEZIONE TIPO B2c	59
9.2.1	Sezione B2c Hc = 70 m	59
9.3	VERIFICA SEZIONE TIPO C2	67
9.3.1	Sezione C2 Hc = 60 m	67
9.4	VERIFICA SEZIONE TIPO C2C	75
9.4.1	Sezione C2c Hc = 70 m	75
9.5	VERIFICA SEZIONE TIPO C2VP	83
9.5.1	Sezione C2VP	83
9.6	VERIFICA SEZIONE TIPO C2VPC	88
9.6.1	Sezione C2VPC	88

1. INTRODUZIONE

1.1 Premessa

La presente relazione tratta della galleria "Felettino I", prevista lungo il tracciato del 3° Lotto della variante alla S.S. 1 "Aurelia" a La Spezia, tra la località di Felettino e il raccordo autostradale.

La galleria, della lunghezza totale di 777.28 m, presenta una sezione policentrica con raggio interno in calotta pari 6,18 m, nella quale è alloggiata una piattaforma stradale formata da una corsia per ciascun senso di marcia di larghezza 3,75 m e banchine laterali da 1,50 m, per una larghezza complessiva di 10,50.

Planimetricamente la galleria presenta un andamento rettilineo da Nord-Ovest verso Sud-Est; presso l'imbocco lato Nord della galleria si trovano le rampe dello svincolo di Via di Buonviaggio, mentre presso l'imbocco lato Sud si trova il viadotto S.Venerio I.

Trattandosi di galleria con lunghezza superiore a 500 m, è prevista per un tratto l'adozione di una sezione di scavo all'interno della quale viene ricavato un cunicolo di emergenza per l'evacuazione degli utenti e la realizzazione di uscite di emergenza in galleria verso il cunicolo ogni 300 m.

Allo stato attuale la galleria si presenta realizzata parzialmente, lo scavo è stato effettuato da entrambi gli imbocchi per un totale di 217m così suddivisi:

- Da imbocco Lato Sud : da pk 2497 a 2461 (L=36m)
- Da imbocco Lato Nord: da pk 1805 a 1986 (L=181m)

Il presente documento si propone di fornire l'analisi del comportamento dello scavo della galleria e la verifica degli interventi proposti per il tratto rimanente di galleria naturale. Trattandosi di un progetto di riappalto, le soluzioni proposte in termini di sezioni tipo di avanzamento sono le stesse di quelle sviluppate ed approvate nell'ambito del progetto esecutivo 2011. Pertanto nel seguito (vedi allegato A) sono riproposte in forma sintetica le calcolazioni già presenti negli elaborati del progetto esecutivo medesimo.

In considerazione delle esperienze raccolte durante la realizzazione del tratto già scavato della galleria in oggetto (misure di convergenza, rilievi al fronte, condizioni idrogeologiche dell'ammasso, ect.) sono state ad ogni buon conto possibili alcune rivalutazioni del modello geomeccanico di riferimento le quali a loro volta hanno consentito una rimodulazione degli interventi di consolidamento. Tale rimodulazione è stata calibrata sulla base della sezione cilindrica C2P1/C2PC (che risulta quella prevalente in quanto è previsto che venga applicata quasi per il 50% del tratto da scavare). Quindi solo per tale sezione (C2P1/C2PC) è stato sviluppato un calcolo con le nuove ipotesi del modello geomeccanico di riferimento. Le ottimizzazioni messe in luce da questo nuovo calcolo rispetto alla soluzione del PE sono state applicate in maniera proporzionale anche alle altre sezioni che non sono state oggetto di nuovo calcolo.



Figura 1: Vista dell'area della galleria Felettino I adiacente all'abitato di Carozzo.

1.2 Normativa di riferimento

- [1] D.M. LL. PP. 11 marzo 1988 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione" e le relative istruzioni (Circolare Ministero Lavori Pubblici 24 settembre 1988, N. 30483 - Circolare Ministero Lavori Pubblici 9 gennaio 1996, N. 218/24/3).
- [2] Legge 5 novembre 1971, N. 1086 "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio normale, precompresso ed a struttura metallica".
- [3] D.M. LL. PP. 14 febbraio 1992 "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche" e le relative istruzioni (Circolare Ministero Lavori Pubblici 24 giugno 1993, N. 37406/STC).
- [4] D.M. LL. PP. 9 gennaio 1996 "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche" e le relative istruzioni (Circolare Ministero Lavori Pubblici 15 ottobre 1996, N. 252).
- [5] D.M. LL. PP. 16 gennaio 1996 "Norme tecniche relative ai «Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi»" e le relative istruzioni (Circolare Ministero Lavori Pubblici 4 luglio 1996, N. 156AA.GG./STC).
- [6] Legge 2 Febbraio 1974 n° 64 - "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".

- [7] D.M. LL. PP. 16 gennaio 1996 “Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche” e le relative istruzioni (Circolare Ministero Lavori Pubblici 10 aprile 1997, N. 65/AA.GG.).
- [8] Ordinanza n. 3274 20 marzo 2003 della Presidenza del Consiglio dei Ministri “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e normative tecniche per le costruzioni in zona sismica” e s.m.i.
- [9] Presidenza del Consiglio dei Ministri – Ordinanza n. 3519 del 28 Aprile 2006 - “Criteri generali per l’individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l’aggiornamento degli elenchi delle medesime zone”.
- [10] Decreto Ministero Infrastrutture 14/01/2008 - “Nuove Norme tecniche per le costruzioni”.
- [11] Circolare Ministero Infrastrutture e Trasporti n. 617 del 2 Febbraio 2009 - “Istruzioni per l’applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 Gennaio 2008”.

1.3 Riferimenti bibliografici

- [12] Cornejo L. [1989]: « El fenómeno de la inestabilidad del frente de excavación y su repercusión en la construcción de túneles. Tunnels and water, Ed. J. Manuel Serrano»; Balkema, Rotterdam.
- [13] Hoek E. [2004]: “Numerical Modelling for Shallow Tunnels in Weak Rock” – Rocscience.
- [14] Kastner H. [1962]: “Statik des tunnel und stollenbaues”, Springer, Berlin-Göttingen-Heidelberg.
- [15] Lombardi G., Amberg W. A. [1974]: “Une méthode de calcul élasto-plastique de l’état de tension et de déformation autour d’une cavité souterraine”. Congrès Internationale ISRM, Denver.
- [16] Lunardi P. [2000]: “The design and construction of tunnels using the approach based on the analysis of controlled deformation in rocks and soils”. Tunnels & Tunnelling International.
- [17] Oreste P.P. [1999]: “Aspetti Notevoli dell’Analisi e Dimensionamento dei Sostegni di Gallerie attraverso i Metodi di Calcolo Numerici”, Gallerie e Grandi Opere Sotterranee, Nr. 57, 1999, 39-50.
- [18] Panet M. & Guenot A. [1982]: “Analysis of convergence behind the face of a tunnel” – Tunnelling ’82, Brighton, 197-204.
- [19] Panet M. [1995]: “Calcul des tunnels par la méthode convergence-confinement”. Presses de l’école nationale des Ponts et Chaussées, Paris.
- [20] Tamez E. [1984]: « Estabilidad de tuneles excavados en suelos »; Work presented upon joining the Mexican Engineering Academy, Mexico City.

1.4 Documenti di progetto

- [21] Relazione sull’applicazione delle sezioni tipo (T00GN01OSTRE02A)
- [22] Nota di caratterizzazione geomeccanica (T00GN01OSTRE01A)

2. MATERIALI

Le strutture sono state analizzate prevedendo l'impiego dei seguenti materiali:

2.1 Calcestruzzo per getti in opera rivestimento definitivo: C30 / 37

Cls conforme UNI-EN 206 – 1

Classe di resistenza minima C30/37

Cemento 32.5 N – 32.5 R

Classe di consistenza S4,

Classe di esposizione XS1

Rapporto A/C $\leq 0,50$

Dosatura minima cemento = 300 kg/m³

Diametro max. inerti 31mm

Classe di contenuto di cloruri Cl 0.20,

Copriferro minimo 50 mm

Valore caratteristico resistenza cubica a compressione: a 28 gg

$$R_{ck} \geq 37 \text{ MPa}$$

Valore caratteristico resistenza cilindrica a compressione

$$f_{ck} = 0.83 * R_{ck}$$

Valore medio della resistenza cilindrica a compressione

$$f_{cm} = f_{ck} + 8$$

Resistenza di calcolo a compressione

$$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_C$$

Resistenza caratteristica a trazione semplice

$$f_{ctm} = 0.3 * f_{ck}^{(2/3)}$$

Resistenza caratteristica a trazione per flessione

$$f_{ctm} = 1.2 * f_{ctm}$$

Resistenza di calcolo a trazione

$$f_{ctd} = f_{ctm} / \gamma_C$$

Modulo elastico

$$E_{cm} = 22000 * (f_{cm} / 10)^{0.3}$$

Con:

$\gamma_C = 1.5$ coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo

$\alpha_{cc} = 0.85$ coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata

Nelle verifiche agli stati limite di esercizio si assume $\gamma_C = 1$

2.2 Calcestruzzo spruzzato fibrorinforzato: C30 / 37

Valore caratteristico resistenza cubica a compressione: a 24 h

$$R_{ck} \geq 10 \text{ MPa}$$

a 28 gg

$$R_{ck} \geq 37 \text{ MPa}$$

Fibre in poliestere: dosaggio minimo = 5 Kg/m³

Energia assorbita da prove di punzonamento su piastre di cls fibrorinforzato ≥ 500 Joule

2.3 Acciaio di carpenteria

S275 per profilati e piastre (per spessore nominale degli elementi $t \leq 40$ mm):

Valore caratteristico della tensione di rottura

$$f_{tk} = 430 \text{ MPa}$$

Valore caratteristico della tensione di snervamento $f_{yk} = 275 \text{ MPa}$
Resistenza di calcolo $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$

Con:

$\gamma_s = 1.05$ coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio di carpenteria

Nelle verifiche agli stati limite di esercizio si assume $\gamma_s = 1$.

2.4 Acciaio di armatura

B450C per tondini ad aderenza migliorata conforme UNI – EN 10002:

Valore caratteristico della tensione di rottura $f_{tk} = 540 \text{ MPa}$

Valore nominale delle tensioni caratteristiche di snervamento $f_{y \text{ nom}} = 450 \text{ MPa}$

Valore caratteristico della tensione di snervamento $f_{yk} \geq f_{y \text{ nom}}$

Resistenza di calcolo $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$

Con:

$\gamma_s = 1.15$ coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio di armatura

Nelle verifiche agli stati limite di esercizio si assume $\gamma_s = 1$

2.5 Elementi strutturali in VTR

Tubi in VTR $\phi 60/40$ ad aderenza migliorata:

Densità $\geq 18 \text{ kN/m}^3$

Resistenza a trazione $\geq 800 \text{ MPa}$

Resistenza a taglio $\geq 85 \text{ MPa}$

Modulo elastico $\geq 20000 \text{ MPa}$

Contenuto in vetro $\geq 50 \%$

Perforazione in fori $\phi 100\div 140 \text{ mm}$

Iniezioni con miscele

3. CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA

3.1 Caratterizzazione dell'ammasso roccioso

L'analisi è stata condotta attraverso un'analisi parametrica che ha considerato i seguenti elementi:

- Caratteristiche tipiche delle formazioni descritte nel modello geologico
- Risultanze dei tratti di galleria già scavati (rilievi al fronte, prove sul materiale scavato)
- Coerenza con il comportamento dello scavo per i tratti già scavati ovvero confronto con le convergenze misurate

I parametri di base del criterio, illustrati nel paragrafo precedente, assegnati all'ammasso attraversato dalla galleria sono riportati nella seguente tabella con la variabilità considerata. Questi parametri sono da intendersi come rappresentativi per le analisi e le verifiche delle stabilità degli scavi e dei rivestimenti attraverso la linearizzazione del criterio di HB, sono quindi stati scelti in modo conservativo e considerandone l'influenza sui parametri di calcolo.

Parametro	Simbolo	Variabilità	Descrizione
(-)	(-)	(-)	(-)
Resistenza a compressione monoassiale	σ_{ci}	70-15 (10) MPa	Intervallo tipico per formazioni analoghe a quelle interessate ed evidenze del tratto scavato
Geological strength index	GSI	35	In base alle risultanze dei sondaggi e dei rilievi al fronte del tratto scavato
Parameter mi (HB criterion)	mi	5	Valore tipico per formazioni analoghe a quelle attraversate
Modulo di deformabilità della roccia intatta	Ei	15000-4000 (2000) MPa	Intervallo tipico per formazioni analoghe a quelle interessate
Disturbance factor	D	0.5	Valore in accordo con i metodi utilizzati
Copertura	c	55 m	Copertura rappresentativa del cavo nel tratto da realizzare

Tabella 1: Parametri assunti per la definizione dei parametri di resistenza e deformabilità secondo il criterio di HB e loro variabilità. I valori tra parentesi

TUN	Formaz	Type	Overburden	γ	σ_{ci}	E_i	GSI	E_{rm}	c	ϕ
[-]	[-]		[m]	[kN/m ³]	[MPa]	[MPa]	[-]	[MPa]	[MPa]	[°]
1	Unità Bratica	Tunnel	55.0	23.0	70.0	15000	35.0	857	0.223	40
2	Unità Bratica	Tunnel	55.0	23.0	65.0	14000	35.0	800	0.214	39
3	Unità Bratica	Tunnel	55.0	23.0	60.0	13000	35.0	743	0.205	39
4	Unità Bratica	Tunnel	55.0	23.0	55.0	12000	35.0	686	0.196	38
5	Unità Bratica	Tunnel	55.0	23.0	50.0	11000	35.0	629	0.186	37
6	Unità Bratica	Tunnel	55.0	23.0	45.0	10000	35.0	571	0.176	36
7	Unità Bratica	Tunnel	55.0	23.0	40.0	9000	35.0	514	0.166	36
8	Unità Bratica	Tunnel	55.0	23.0	35.0	8000	35.0	457	0.156	35
9	Unità Bratica	Tunnel	55.0	23.0	30.0	7000	35.0	400	0.145	33
10	Unità Bratica	Tunnel	55.0	23.0	25.0	6000	35.0	343	0.133	32
11	Unità Bratica	Tunnel	55.0	23.0	20.0	5000	35.0	286	0.120	30
12	Unità Bratica	Tunnel	55.0	23.0	15.0	4000	35.0	229	0.106	28
13*	Benchmark	Tunnel	36.0	20.0	10.0	2000	20.0	91	0.057	30

Tabella 2: Sezioni tipo di avanzamento - Sintesi dei tratti di applicazione delle sezioni tipo.

4. METODOLOGIE DI AVANZAMENTO E SEZIONI TIPO

4.1 Sezioni tipo - generalità

Le sezioni tipo di scavo e consolidamento individuate in progetto per la galleria naturale sono quattro:

- la sezione tipo **B2**, individuata per le tratte di roccia migliore lungo lo sviluppo della galleria in oggetto che non necessitano di un sostegno del fronte, lo scavo tuttavia si caratterizza da sfondi limitati ed il cavo è sostenuto da un prerivestimento provvisorio ;
- la sezione tipo **C2**, per le tratte in roccia tettonizzata o decompressa che necessita un consolidamento in avanzamento (al fronte e al contorno),;
- la sezione tipo **C2P**, per l'avanzamento in tratte che evidenziano la tendenza a convergenze non trascurabili del cavo, per le quali si rende necessario un puntone di chiusura alla base del rivestimento provvisorio;
- la sezione tipo **C2VP**, per le tratte di ripartenza da entrambi i fronti attuali, per le quali si ritiene necessario una ulteriore protezione, rispetto alla sezione C2P, costituita da infilaggi al contorno con tubi metallici.

Tutte le sezioni tipo prevedono lo scavo a piena sezione con l'utilizzo di interventi di presostegno e preconsolidamento del fronte e/o del contorno di scavo. Nel seguito si fornisce una breve descrizione degli interventi previsti, rimandando per il dettaglio geometrico e tipologico ai relativi elaborati di progetto.

Per quanto riguarda l'incidenza delle sezioni in esame, i dati disponibili consentono di fare la seguente previsione:

- C2VP : 3 campi di scavo (27m) alla ripartenza da entrambi i lati della galleria
- B2 : 25% del tratto rimanente da scavare
- C2 : 25% del tratto rimanente da scavare
- C2P : 50% del tratto rimanente da scavare

Nella tabella che segue sono riportate in dettaglio le tratte relative alle diverse sezioni tipo. La distribuzione delle sezioni tipo è inoltre riportata nel profilo geomeccanico longitudinale della galleria.

Tratta	pk inizio	pk fine	Lungh.	C2VP / C2VPc	B2 / B2c	C2 / C2c	C2P1 / C2Pc
(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
1 (senza cunicolo)	1986	2064	76	27	12.25	12.25	24.5
2 (con cunicolo)	2062	2308	246	27	54.75	54.75	109.5
TOT	-	-	322	54	67	67	134

Tabella 3: Sezioni tipo di avanzamento - Sintesi dei tratti di applicazione delle sezioni tipo.

4.2 Descrizione delle sezioni tipo

Le sezioni tipo previste per il completamento della galleria naturale sono descritte nel presente capitolo, in **Tabella 4** e **Tabella 5** sono riportati in sintesi gli interventi provvisori e definitivi previsti e le dimensioni delle sezioni, mentre nei paragrafi successivi sono descritte le fasi di esecuzione.

Sezione tipo di avanzamento	Dimensioni (largh. base centine)	Area di scavo senza ribasso	Lungh. Campo	Lungh. sfondo
	BxH	A	L	L
	[m]	[m ²]	[m]	[m]
B2/B2c	12.6x10.8	128.9	16	1.2
C2/C2c	12.6x10.8	128.9	12	1.0
C2P1	12.8x10.9	131.9	9	1.0
C2PC	11.9x11.5	137.5	9	1.0
C2VP/C2VPc	14.0x11.45	148.9	9	1.0

Tabella 4: Sezioni tipo di avanzamento – Sintesi delle dimensioni, lunghezze di campo e sfondi.

Sezione tipo	Drenaggi al fronte Ø60mm	Shotcrete al fronte	RIVESTIMENTO PROVVISORIO		CONSOLIDAMENTO/RINFORZO IN AVANZAMENTO			RIVESTIMENTO DEFINITIVO (impermeabilizzazione full round)	
			Shotcrete 19 MPa @48h	Centine S275	Fronte	Contorno		Calotta e piedritti	Arco rovescio e murette
					VTR cem. Ø60/40	VTR cem. Ø60/40	MP 114.3 sp. 8mm cem.		
B2/B2c	Ev. 4 L=30 m sovr. 16m	Sp.=10cm	Sp.=25cm	2xIPN160 Passo 1.2m	-	-	-	s=60cm + ARM Getto a dist. 3 Ø dal fronte	s=70cm + ARM Getto a dist. 1 Ø dal fronte
C2/C2c	Ev. 6 L=36 sovr. 24m	Sp.=10cm	Sp.=25cm	2xIPN160 Passo 1.0m	N°40 L=24m sovr. 12m	N°39 L=24m sovr. 12m	-	s=60cm + ARM Getto a dist. 2 Ø dal fronte	s=80cm + ARM Getto a dist. 0.5/1 Ø dal fronte
C2P1/ C2Pc	Ev. 4 L=18 m sovr. 9m	Sp.=10cm	Sp.=25cm	2xIPN220 Passo 1.0m Con puntone (Ev.)	N°45 L=18m sovr. 9m	N°45 L=18m sovr. 9m	-	s=60cm + ARM Getto a dist. 3 Ø dal fronte	s=80cm + ARM Getto a dist. 1/1.5 Ø dal fronte
C2VP/ C2VPc	Ev. 4 L=27 m sovr. 18m	Sp.=10cm	Sp.=25cm	2xIPN200 1.0 Con puntone	N°45 L=18m sovr. 9m	N°49 L=18m sovr. 9m	N°24 15 sovr. 6	s=60-1.25cm + ARM Getto a dist. 3 Ø dal fronte	s=80cm + ARM Getto a dist. 0.5/1 Ø dal fronte

Tabella 5: Sezioni tipo di avanzamento - Sintesi degli interventi provvisori e definitivi

4.3 Sezione tipo B2 / B2c

Lo scavo di avanzamento avverrà a piena sezione per campi di consolidamento di lunghezza 16 m e singoli sfondi di 1.2 m con immediata posa in opera del priverivestimento costituito da spritz-beton e centine metalliche.

In particolare, i dispositivi di sostegno provvisorio dello scavo saranno costituiti da:

- betoncino proiettato rinforzato con fibre in poliestere nella misura di 5 kg al mc, di spessore 25 cm,
- centina metallica costituita da 2 IPE 160 accoppiate, passo 1.2 m.

Il rivestimento definitivo sarà costituito da calcestruzzo armato di spessore 70 cm in arco rovescio e 60 cm in calotta, con getto della calotta e dell'arco rovescio alla distanza massima di 1 diametri e 3 diametri dal fronte rispettivamente, dopo la messa in opera di impermeabilizzazione continua con tessuto non tessuto e manto in PVC.

Di seguito sono descritte le fasi operative:

Esecuzione di eventuali drenaggi in avanzamento

L'esecuzione di drenaggi in avanzamento al contorno della sezione è da prevedersi in caso di presenza d'acqua osservata durante gli scavi. In tal caso si prevede la realizzazione di n°4 drenaggi costituiti da tubi in PVC, di lunghezza pari a 32 m, microfessurati per 24 m a partire dal fondo foro e ciechi per 8 m verso bocca foro, del diametro $\varnothing = 60$ mm spessore ≥ 4 mm e protezione con tessuto non tessuto, messi in opera all'interno di un foro con diametro $\varnothing = 100$ mm con sovrapposizione di 16 m con i successivi. Il tratto cieco deve essere reso solidale al foro mediante iniezioni di miscele cementizie; un sacco otturatore o altro sistema analogo dovrà essere posto all'estremità superiore. La posizione e l'inclinazione saranno definite in dettaglio in corso d'opera in funzione della situazione effettivamente riscontrata.

Esecuzione strato spritz-beton sul fronte

Prima di iniziare i consolidamenti sul fronte sarà realizzato su di esso uno strato di spritz-beton fibrorinforzato con poliestere dello spessore di 10 cm.

Esecuzione scavo

Esecuzione dello scavo di avanzamento a piena sezione per singoli sfondi di 1.2 m.

Posa in opera del rivestimento di prima fase

Al termine di ogni singolo sfondo verrà messo in opera il rivestimento di prima fase costituito da n. 2 centine metalliche accoppiate IPE 160 controventate passo 1.2 m e da uno strato di spritz-beton, di spessore pari a 25 cm, additivato con 5 kg/mc di fibre di poliestere.

Le centine appena posate dovranno essere collegate alle altre attraverso le apposite catene.

Impermeabilizzazione

Posa in opera dell'impermeabilizzazione da eseguire prima del getto del rivestimento definitivo. Si prevede la messa in opera di uno strato protettivo di tessuto non tessuto, di un telo impermeabilizzante in PVC di spessore 2 mm e di tubi in PVC microfessurati per la raccolta delle acque ($\varnothing = 125$ mm, spessore ≥ 3 mm).

Getto arco rovescio

Il getto dell'arco rovescio, armato, deve avvenire ad una distanza massima dal fronte pari a 1 diametro, in funzione dei dati di monitoraggio delle convergenze.

Si prevede uno spessore pari a 70 cm.

Getto rivestimento definitivo di calotta

Il getto del rivestimento definito di calotta sarà da eseguire ad una distanza massima dal fronte pari a 3 diametri e comunque regolata in funzione del comportamento tenso-deformativo monitorato.

Si prevede uno spessore pari a 60 cm.

Armatura del rivestimento definitivo

Si prevede di armare l'arco rovescio, le murette e la calotta.

4.4 Sezione tipo C2 /C2c

Lo scavo a piena sezione avverrà per sfondi da 1 m e campi di consolidamento della lunghezza di 12 m.

In particolare i dispositivi di sostegno provvisorio dello scavo saranno costituiti da:

- betoncino proiettato rinforzato con fibre in poliestere nella misura di 5 kg al mc, di spessore 25 cm,
- centina metallica costituita da 2 IPE 160 accoppiate, passo 1.0 m.

Il rivestimento definitivo sarà costituito da calcestruzzo armato di spessore 80 cm in arco rovescio e 60 cm in calotta, con getto della calotta e dell'arco rovescio alla distanza massima di 0.5 - 1 diametri e 2 diametri dal fronte rispettivamente, dopo la messa in opera di impermeabilizzazione continua con tessuto non tessuto e manto in PVC.

Esecuzione degli eventuali drenaggi in avanzamento

L'esecuzione di drenaggi in avanzamento al contorno della sezione sono da prevedersi in caso di presenza d'acqua osservata durante gli scavi. In tal caso si prevede la realizzazione di n° 6 drenaggi costituiti da tubi in PVC, di lunghezza pari a 36 m, microfessurati per 24 m a partire dal fondo foro e ciechi per 8 m verso bocca foro, del diametro $\varnothing = 60$ mm spessore ≥ 4 mm e protezione con tessuto non tessuto, messi in opera all'interno di un foro con diametro $\varnothing = 100$ mm, con sovrapposizione di 24 m con i successivi. Il tratto cieco deve essere reso solidale al foro mediante iniezioni di miscele cementizie; un sacco otturatore o altro sistema analogo dovrà essere posto all'estremità superiore. La posizione e l'inclinazione saranno definite in dettaglio in corso d'opera in funzione della situazione effettivamente riscontrata.

Esecuzione strato spritz-beton sul fronte

Prima di iniziare i consolidamenti sul fronte sarà realizzato su di esso uno strato di spritz-beton fibrorinforzato con poliestere dello spessore di 10 cm.

Esecuzione del preconsolidamento del fronte

Dal fronte di scavo si realizza il consolidamento del nucleo di terreno ancora da scavare mediante la posa in opera di n° 40 elementi strutturali in vetroresina cementati con le seguenti caratteristiche:

- tubi $\varnothing 60/40$ mm ad aderenza migliorata,
- lunghezza minima 24.0 m
- sovrapposizione ≥ 12.0 m
- Perforazione $\varnothing \geq 140$ mm;

Esecuzione del preconsolidamento al contorno

Gli interventi di preconsolidamento consistono nella realizzazione di una coronella di terreno consolidato mediante n° 39 elementi in VTR lungo la corona di terreno al perimetro della sezione di scavo e nella zona sotto al piede delle centine, con le seguenti caratteristiche:

- tubi Ø 60/40mm ad aderenza migliorata
- lunghezza minima 24.0 m
- sovrapposizione ≥ 12.0 m
- Perforazione Ø ≥ 140 mm.

Esecuzione scavo

Esecuzione dello scavo di avanzamento a piena sezione per singoli sfondi di 1 m.

Posa in opera del rivestimento di prima fase

Al termine di ogni singolo sfondo verrà messo in opera il rivestimento di prima fase costituito da n. 2 centine metalliche accoppiate IPE 160 passo 1 m e da uno strato di spritz-beton, di spessore pari a 25 cm, additivato con 5 kg/mc di fibre di poliestere.

Le centine appena posate dovranno essere collegate alle altre attraverso le apposite catene.

Impermeabilizzazione

Per tale fase esecutiva vedi paragrafo precedente.

Getto arco rovescio

Il getto dell'arco rovescio, armato, deve avvenire entro una distanza massima pari a 0.5 - 1 diametri e comunque in funzione del comportamento tenso-deformativo del cavo e del fronte. Si prevede uno spessore pari a 80 cm.

Getto rivestimento definitivo di calotta

Il getto del rivestimento definito di calotta sarà da eseguire ad una distanza dal fronte regolata in funzione del comportamento monitorato e comunque non dovrà essere maggiore di 2 diametri. Il rivestimento definitivo avrà uno spessore in calotta di 60 cm.

Armatura del rivestimento definitivo

Si prevede di armare l'arco rovescio, le murette e la calotta.

4.5 Sezione tipo C2P1 / C2Pc

Lo scavo a piena sezione avverrà per sfondi da 1 m e campi di consolidamento della lunghezza di 12 m.

In particolare i dispositivi di sostegno provvisorio dello scavo saranno costituiti da:

- betoncino proiettato rinforzato con fibre in poliestere nella misura di 5 kg al mc, di spessore 25 cm,
- centina metallica costituita da 2 IPE 220 accoppiate, passo 1.0 m.

Il rivestimento definitivo sarà costituito da calcestruzzo armato di spessore 80 cm in arco rovescio e 60 cm in calotta, con getto della calotta e dell'arco rovescio alla distanza massima di 0.5 - 1 diametri e 2 diametri dal fronte rispettivamente, dopo la messa in opera di impermeabilizzazione continua con tessuto non tessuto e manto in PVC.

Esecuzione degli eventuali drenaggi in avanzamento

L'esecuzione di drenaggi in avanzamento al contorno della sezione è da prevedersi in caso di presenza d'acqua osservata durante gli scavi. In tal caso si prevede la realizzazione di n° 6 drenaggi costituiti da tubi in PVC, di lunghezza pari a 36 m, microfessurati per 24 m a partire dal fondo foro e ciechi per 8 m verso bocca foro, del diametro $\varnothing = 60$ mm spessore ≥ 4 mm e protezione con tessuto non tessuto, messi in opera all'interno di un foro con diametro $\varnothing = 100$ mm, con sovrapposizione di 24 m con i successivi. Il tratto cieco deve essere reso solidale al foro mediante iniezioni di miscele cementizie; un sacco otturatore o altro sistema analogo dovrà essere posto all'estremità superiore. La posizione e l'inclinazione saranno definite in dettaglio in corso d'opera in funzione della situazione effettivamente riscontrata.

Esecuzione strato spritz-beton sul fronte

Prima di iniziare i consolidamenti sul fronte sarà realizzato su di esso uno strato di spritz-beton fibrorinforzato con poliestere dello spessore di 10 cm.

Esecuzione del preconsolidamento del fronte

Dal fronte di scavo si realizza il consolidamento del nucleo di terreno ancora da scavare mediante la posa in opera di n° 45 elementi strutturali in vetroresina cementati con le seguenti caratteristiche:

- tubi $\varnothing 60/40$ mm ad aderenza migliorata,
- lunghezza minima 24.0 m
- sovrapposizione ≥ 12.0 m
- Perforazione $\varnothing \geq 140$ mm;

Esecuzione del preconsolidamento al contorno

Gli interventi di preconsolidamento consistono nella realizzazione di una coronella di terreno consolidato mediante n° 45 elementi in VTR lungo la corona di terreno al perimetro della sezione di scavo e nella zona sotto al piede delle centine, con le seguenti caratteristiche:

- tubi Ø 60/40mm ad aderenza migliorata
- lunghezza minima 24.0 m
- sovrapposizione ≥ 12.0 m
- Perforazione Ø ≥ 140 mm.

Esecuzione scavo

Esecuzione dello scavo di avanzamento a piena sezione per singoli sfondi di 1 m.

Posa in opera del rivestimento di prima fase

Al termine di ogni singolo sfondo verrà messo in opera il rivestimento di prima fase costituito da n. 2 centine metalliche accoppiate IPE 220 passo 1 m e da uno strato di spritz-beton, di spessore pari a 25 cm, additivato con 5 kg/mc di fibre di poliestere.

Le centine appena posate dovranno essere collegate alle altre attraverso le apposite catene.

Le centine prevedono la predisposizione per l'eventuale presenza di un puntone orizzontale costituito dagli stessi profili metallici

Impermeabilizzazione

Per tale fase esecutiva vedi paragrafo precedente.

Getto arco rovescio

Il getto dell'arco rovescio, armato, deve avvenire entro una distanza massima pari a 0.5 - 1 diametri e comunque in funzione del comportamento tenso-deformativo del cavo e del fronte. Si prevede uno spessore pari a 80 cm.

Getto rivestimento definitivo di calotta

Il getto del rivestimento definito di calotta sarà da eseguire ad una distanza dal fronte regolata in funzione del comportamento monitorato e comunque non dovrà essere maggiore di 2 diametri. Il rivestimento definitivo avrà uno spessore in calotta di 60 cm.

Armatura del rivestimento definitivo

Si prevede di armare l'arco rovescio, le murette e la calotta.

4.6 Sezione tipo C2VP /C2VPc

Lo scavo a piena sezione avverrà per sfondi da 1 m e campi di consolidamento della lunghezza di 12 m.

In particolare i dispositivi di sostegno provvisorio dello scavo saranno costituiti da:

- betoncino proiettato rinforzato con fibre in poliestere nella misura di 5 kg al mc, di spessore 25 cm,
- centina metallica costituita da 2 IPE 220 accoppiate, passo 1.0 m.

Il rivestimento definitivo sarà costituito da calcestruzzo armato di spessore 80 cm in arco rovescio e 60 cm in calotta, con getto della calotta e dell'arco rovescio alla distanza massima di 0.5 - 1 diametri e 2 diametri dal fronte rispettivamente, dopo la messa in opera di impermeabilizzazione continua con tessuto non tessuto e manto in PVC.

Esecuzione degli eventuali drenaggi in avanzamento

L'esecuzione di drenaggi in avanzamento al contorno della sezione è da prevedersi in caso di presenza d'acqua osservata durante gli scavi. In tal caso si prevede la realizzazione di n° 6 drenaggi costituiti da tubi in PVC, di lunghezza pari a 36 m, microfessurati per 24 m a partire dal fondo foro e ciechi per 8 m verso bocca foro, del diametro $\varnothing = 60$ mm spessore ≥ 4 mm e protezione con tessuto non tessuto, messi in opera all'interno di un foro con diametro $\varnothing = 100$ mm, con sovrapposizione di 24 m con i successivi. Il tratto cieco deve essere reso solidale al foro mediante iniezioni di miscele cementizie; un sacco otturatore o altro sistema analogo dovrà essere posto all'estremità superiore. La posizione e l'inclinazione saranno definite in dettaglio in corso d'opera in funzione della situazione effettivamente riscontrata.

Esecuzione strato spritz-beton sul fronte

Prima di iniziare i consolidamenti sul fronte sarà realizzato su di esso uno strato di spritz-beton fibrorinforzato con poliestere dello spessore di 10 cm.

Esecuzione del preconsolidamento del fronte

Dal fronte di scavo si realizza il consolidamento del nucleo di terreno ancora da scavare mediante la posa in opera di n° 45 elementi strutturali in vetroresina cementati con le seguenti caratteristiche:

- tubi $\varnothing 60/40$ mm ad aderenza migliorata,
- lunghezza minima 24.0 m
- sovrapposizione ≥ 12.0 m
- Perforazione $\varnothing \geq 140$ mm;

Esecuzione del preconsolidamento al contorno

Gli interventi di preconsolidamento consistono nella realizzazione di una coronella di terreno consolidato mediante n° 49 elementi in VTR lungo la corona di terreno al perimetro della sezione di scavo e nella zona sotto al piede delle centine, con le seguenti caratteristiche:

- tubi Ø 60/40mm ad aderenza migliorata
- lunghezza minima 24.0 m
- sovrapposizione \geq 12.0 m
- Perforazione Ø \geq 140mm.

Vengono effettuato al contorno un intervento di consolidamento con ombrello di micropali metallici in avanzamento con le seguenti caratteristiche:

- Tubi metallici Ø 114.3 mm, sp.8mm
- lunghezza minima 15.0 m
- sovrapposizione \geq 9.0 m
- Perforazione Ø \geq 140mm.

Esecuzione scavo

Esecuzione dello scavo di avanzamento a piena sezione per singoli sfondi di 1 m.

Posa in opera del rivestimento di prima fase

Al termine di ogni singolo sfondo verrà messo in opera il rivestimento di prima fase costituito da n. 2 centine metalliche accoppiate IPE 220 passo 1 m e da uno strato di spritz-beton, di spessore pari a 25 cm, additivato con 5 kg/mc di fibre di poliestere.

Le centine appena posate dovranno essere collegate alle altre attraverso le apposite catene.

Le centine prevedono la predisposizione per la presenza di un puntone orizzontale costituito dagli stessi profili metallici.

Impermeabilizzazione

Per tale fase esecutiva vedi paragrafo precedente.

Getto arco rovescio

Il getto dell'arco rovescio, armato, deve avvenire entro una distanza massima pari a 0.5 - 1 diametri e comunque in funzione del comportamento tenso-deformativo del cavo e del fronte. Si prevede uno spessore pari a 80 cm.

Getto rivestimento definitivo di calotta

Il getto del rivestimento definito di calotta sarà da eseguire ad una distanza dal fronte regolata in funzione del comportamento monitorato e comunque non dovrà essere maggiore di 2 diametri. Il rivestimento definitivo avrà uno spessore in calotta di 60 cm.

Armatura del rivestimento definitivo

Si prevede di armare l'arco rovescio, le murette e la calotta.

5. ANALISI DEL COMPORTAMENTO DEFORMATIVO ALLO SCAVO

La valutazione dell'evoluzione dello stato tensionale nell'ammasso a seguito della realizzazione di una galleria viene condotta attraverso l'analisi dei fenomeni tenso-deformativi del mezzo attraversato, che forniscono informazioni sul comportamento della cavità nei riguardi della stabilità a breve e lungo termine. Il comportamento del cavo e del fronte di una galleria è funzione, oltre che delle caratteristiche geometriche della cavità e dei carichi litostatici preesistenti allo scavo, delle caratteristiche di resistenza e deformabilità dell'ammasso roccioso in cui viene realizzata la galleria. Nel corso del processo di scavo, il nucleo posto davanti al fronte di avanzamento assume una funzione fondamentale; se questo non è sufficientemente resistente si possono sviluppare fenomeni deformativi e plasticizzazioni rilevanti subito all'atto dello scavo, cui conseguono il detensionamento e il decadimento delle caratteristiche geomeccaniche dell'ammasso roccioso al contorno dello scavo.

Nell'ambito della fase di diagnosi, sulla base delle informazioni disponibili, si procede con l'individuazione delle tratte a comportamento geomeccanico omogeneo lungo il tracciato, avendo fissato:

- geometria della sezione;
- stati tensionali attesi (coperture);
- caratteristiche geomeccaniche.

Per ogni tratta si valuta la categoria di comportamento attesa (A, B o C) in assenza di interventi, mettendo dunque in evidenza le zone caratterizzate da:

- comportamento dell'ammasso allo scavo del tipo "a fronte stabile" (caso A);
- comportamento dell'ammasso allo scavo del tipo "a fronte stabile a breve termine" (caso B);
- comportamento dell'ammasso allo scavo del tipo "a fronte instabile" (caso C).

5.1 Comportamento del fronte di scavo

La valutazione dell'evoluzione dello stato tensionale a seguito dell'apertura di una galleria è effettuata attraverso l'analisi dei fenomeni deformativi in quanto essi ci possono dare indicazioni sul comportamento della cavità nei riguardi della stabilità a breve e a lungo termine.

In particolare, l'elemento centrale per l'analisi dell'evoluzione dei fenomeni deformativi al contorno del cavo, attraverso la quale è possibile valutare la stabilità della galleria, è il comportamento del fronte di scavo.

Tale comportamento è condizionato da:

- 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.

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

5.1.1 Gallerie a fronte stabile (CATEGORIA A)

Nel caso in cui il fronte di scavo sia stabile, lo stato tensionale al contorno della cavità in prossimità del fronte si mantiene in campo prevalentemente elastico e i fenomeni deformativi osservabili sono di piccola entità e tendono ad esaurirsi rapidamente.

In questo caso anche il comportamento del cavo sarà stabile (rimanendo prevalentemente in campo elastico) e quindi non si rendono necessari interventi preventivi di consolidamento, se non localizzati e in misura molto ridotta; il rivestimento definitivo costituisce il presidio per la stabilità nonché della durabilità dell'opera nel lungo termine.

5.1.2 Gallerie a fronte stabile a breve termine (CATEGORIA B)

Questa condizione si verifica quando lo stato tensionale indotto dall'apertura della cavità supera le caratteristiche di resistenza meccanica del materiale al fronte, che in tal modo non può più avere un comportamento di tipo elastico, ed assume un comportamento di tipo elasto-plastico.

I fenomeni deformativi connessi con tale redistribuzione delle tensioni sono più accentuati che nel caso precedente e producono nell'ammasso roccioso al fronte una decompressione che porta ad una riduzione della resistenza interna dovuta alla formazione di microfratture talora preesistenti e all'aumento della distanza dei legami intermolecolari. Questa decompressione può essere opportunamente controllata e regimata con adeguati interventi di preconsolidamento al fronte e/o di consolidamento al contorno del cavo. In tal caso verrà fornito l'opportuno contenimento all'ammasso che potrà così essere condotto verso la stabilità, ed il rivestimento definitivo costituirà il margine di sicurezza a lungo termine.

5.1.3 Gallerie a fronte instabile (CATEGORIA C)

L'instabilità progressiva del fronte di scavo è attribuibile ad un'accentuazione dei fenomeni deformativi in campo plastico, che risultano immediati e rilevanti, manifestandosi oltre il fronte stesso ancora prima che avvenga lo scavo.

Tali deformazioni producono un incremento della zona dell'ammasso decompressa in corrispondenza del fronte, dove si sviluppa la progressiva plasticizzazione dell'ammasso. La convergenza dell'ammasso al contorno del cavo deve essere quindi limitata già in avanzamento rispetto al fronte di scavo, e richiede pertanto interventi di preconsolidamento in avanzamento, che consentono di conservare una configurazione di equilibrio stabile.

5.2 Determinazione delle categorie di comportamento

La categoria di comportamento prevalente è stata determinata per ognuna delle zone omogenee nelle quali è stata suddivisa la galleria. La valutazione del comportamento dello scavo è stata condotta utilizzando i metodi di analisi della stabilità all'equilibrio limite del fronte ed attraverso le curve caratteristiche della cavità. Le analisi nella fase di diagnosi sono state condotte con riferimento ai valori caratteristici dei parametri geotecnici, applicando dei fattori di sicurezza ai risultati ottenuti, sulla base delle raccomandazioni previste nei metodi scelti.

5.3 Analisi della stabilità del fronte

Le analisi di stabilità del fronte sono mirate alla valutazione dello sviluppo di possibili meccanismi di collasso, con o senza propagazione verso la superficie, o di deformazioni e spostamenti elevati al contorno ed in superficie.

5.3.1 Metodo all'equilibrio limite

Per la valutazione del fattore di stabilità del fronte si fa riferimento al metodo di Tamez-Cornejo, qui brevemente esposto.

L'approccio si basa sull'equilibrio di un blocco prismatico di terreno (paraboloide) che grava sulla corona della galleria. Il blocco è diviso in 3 sotto unità (blocchi prismatici) per determinare 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 globale del fronte, denominato FSF (face safety factor).

$$FSF = \frac{\left[\frac{2(\tau_{m2} - \tau_{m3})}{(1 + a/L)^2} + 2\tau_{m3} \right] \frac{h_1}{D} + \frac{2\tau_{m3}}{(1 + a/L)\sqrt{k_a}} \frac{h_1}{D} + \frac{3.4C_{fronte}}{(1 + a/L)^2 \sqrt{k_a}}}{\left[1 + \frac{2D}{3Z(1 + a/L)^2} \right] [\gamma Z - P_E]}$$

Dove:

D = Diametro equivalente galleria;

a = Lunghezza di scavo non sostenuta (sfondo);

Z = copertura fino alla calotta

$$L = D \cdot \tan\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$h_1 = 1.7D \text{ per } \frac{Z}{D} > 3 \quad h_1 = Z \text{ per } \frac{Z}{D} \leq 3$$

Il coefficiente di sicurezza è pari al più piccolo fra il coefficiente globale (FSF) e quello seguente alla rottura del solo prisma (3):

$$FS_3 = \frac{2\tau_{m3}}{\gamma Z - P_E} \left[\frac{h_1}{D} \right] \left[1 + \frac{D}{a} \right]$$

L'approccio di Tamez permette di considerare i seguenti casi:

- Terreni e rocce tenere che possono essere considerati isotropi ed omogenei (indicati dall'autore con la sigla T-1) che a sua volta comprende tre sottocasi: terreni e rocce tenere caratterizzati da coesione e angolo di resistenza al taglio (indicati con la sigla CF), terreni a grana grossa senza coesione (indicati con F) e terreni a grana fine (indicati con C).
- Terreni stratificati e rocce tenere caratterizzati da proprietà geotecniche variabili con la profondità (indicati con T-2) a sua volta suddivisi in terreni e rocce tenere caratterizzati con coesione e angolo di resistenza a taglio (CF), terreni granulari senza coesione (F) e terreni coesivi (C).

Nel seguente caso si ricade nel gruppo T-2 CF, ovvero terreno stratificato dotato di coesione e attrito. Le verifiche di stabilità saranno condotte con riferimento al seguente schema:

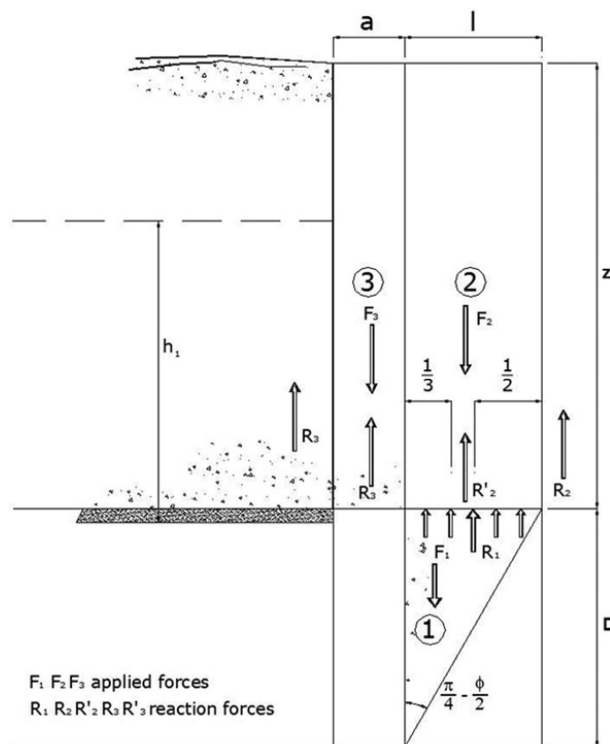


Figura 2: Metodo delle Linee Caratteristiche per il calcolo delle gallerie (Amberg - Lombardi, 1974)

5.3.2 Il metodo delle Linee Caratteristiche

Il metodo delle Linee Caratteristiche si basa sull'ipotesi di assialsimmetria della geometria del cavo e dello stato tensionale intorno ad stesso. Nella situazione iniziale prima della costruzione di una galleria, l'ammasso roccioso è soggetto ad uno stato tensionale di compressione, che corrisponde in buona approssimazione al peso della roccia sovrastante (carico geostatico). Lo scavo della galleria determina una decompressione dell'ammasso, la cui entità è funzione delle modalità esecutive e della reazione che i sostegni messi in opera sono in grado di trasmettere alla roccia circostante. Se da un lato la decompressione dell'ammasso è desiderata in quanto diminuisce il carico finale sui rivestimenti, dall'altro essa genera una deformazione che tende a chiudere la cavità ("convergenza" del cavo), il che può indurre nei casi estremi un eccessivo detensionamento dell'ammasso ed un decadimento delle caratteristiche di resistenza della roccia, con lo sviluppo di deformazioni e plasticizzazioni eccessive che possono portare fino al crollo dello scavo.

La linea caratteristica del cavo è la rappresentazione della relazione funzionale tra la reazione dei sostegni (pressione di stabilizzazione) e la deformazione della roccia.

Nella **Figura 3** è illustrato il modello di base per il calcolo delle linee caratteristiche. Si prende in considerazione un disco di roccia di dimensione infinita, con spessore unitario e disposto perpendicolarmente all'asse della galleria. Lo scavo della galleria può essere interpretato secondo questo modello come il passaggio progressivo dal disco integro al disco perforato.

Nella realtà, la determinazione del quadro tenso-deformativo nella zona del fronte di scavo è tipicamente un problema di natura tridimensionale. Di fatto, la costruzione della galleria influenza ogni componente tensionale o di deformazione, radiale, tangenziale e longitudinale. Tuttavia, lo studio del comportamento di una sezione trasversale all'asse della galleria, e dunque di un problema bidimensionale, presenta notevoli vantaggi per la comprensione dell'intero fenomeno. Considerando che la componente tensionale longitudinale interviene in maniera significativa solo nella zona del fronte, attraverso le linee caratteristiche si può rappresentare il passaggio graduale dallo stadio iniziale di un piano posto davanti al fronte di scavo fino a quello modificato di un piano successivo allo scavo.

Nella **Figura 3** sono illustrate tre posizioni del disco di calcolo in rapporto alla posizione del fronte di scavo. Nella posizione A il disco rappresenta lo stato naturale σ_N : ogni punto del contorno del cavo è sottoposto alla pressione naturale in assenza di deformazioni. La condizione iniziale può essere interpretata nel modello del disco introducendo sul contorno del cavo una pressione fittizia pari alla pressione naturale σ_N . La posizione B illustra invece le condizioni del cavo in corrispondenza del fronte di scavo. Normalmente, se nella zona del fronte propriamente detta non si applicano accorgimenti di sostegno, la forza di stabilizzazione corrisponde alla reazione esercitata dal nucleo di roccia esistente davanti al fronte. Tale reazione (P_N) al massimo corrisponde alla resistenza del nucleo, in generale si considera un valore dimezzato di questa per tener conto della transitorietà della situazione al fronte (resistenza di mezzo nucleo).

Contrariamente alla situazione A dove le traiettorie delle tensioni longitudinali σ_z sono parallele all'asse della galleria, nella posizione B queste traiettorie risultano deviate, generando così un'azione di sostegno in corrispondenza del fronte. Nella figura a) è schematizzata una di queste traiettorie nella zona del fronte (zona B), le forze di deviazione sono favorevoli all'equilibrio e vanno considerate nel calcolo. La posizione C illustra infine il cavo nella zona della galleria già eseguita e sufficientemente distante dall'influsso del fronte di scavo. Le traiettorie delle tensioni longitudinali sono nuovamente parallele all'asse della galleria, e tornano indisturbate. Sul bordo della cavità si genera una pressione di stabilizzazione dovuta, per esempio, all'entrata in carico del rivestimento della galleria.

La **Figura 3** illustra le linee caratteristiche e mostra il metodo di valutazione per la determinazione del carico agente sui sostegni. La curva 1 descrive l'andamento della deformazione di un punto sul bordo di scavo secondo il modello di calcolo sopra descritto, senza tenere conto dell'azione delle forze di deviazione in prossimità del fronte. Partendo dal punto A, che rappresenta lo stato naturale, e riducendo progressivamente la pressione di stabilizzazione, si genera una deformazione di convergenza radiale δ_r del contorno dello scavo verso l'interno del foro.

La curva 1 rappresenta la Linea Caratteristica della cavità. In un primo tratto la deformazione si sviluppa secondo le leggi dell'elasticità, e viene pertanto rappresentata da un tratto retto (A-D nel grafico). A partire da un certo punto in poi hanno luogo attorno alla cavità fenomeni di rottura e di plasticizzazione dell'ammasso roccioso, quindi l'aumento della deformazione avviene in modo più che proporzionale alla diminuzione della pressione interna di stabilizzazione (tratto plastico D-F).

In generale possono presentarsi due casi:

La linea caratteristica interseca l'asse delle ordinate in un punto F (come nel caso della **Figura 3b**), caratterizzato da deformazioni di valore finito. La cavità è allora teoricamente stabile anche in assenza di sostegni.

Le deformazioni crescono indefinitamente al diminuire della pressione radiale, in tale caso la cavità non può essere stabile in assenza di sostegni.

Come già detto, la Linea Caratteristica della cavità descrive lo stato tenso-deformativo sul contorno del cavo senza tenere conto delle forze di deviazione delle tensioni longitudinali che si generano in corrispondenza del fronte. Introducendo nel calcolo tali forze di deviazione è possibile determinare la curva 2 che caratterizza il comportamento del cavo in corrispondenza del fronte (Linea Caratteristica del fronte).

Riportando in ascissa il valore della resistenza di mezzo nucleo P_N , sulla curva 2 si determina il punto B che rappresenta, con una convergenza radiale δ_0 , le condizioni di equilibrio in corrispondenza del fronte di scavo. La convergenza radiale δ_0 non è facilmente misurabile in galleria in quanto si produce all'interno della roccia passando dalla situazione A alla situazione B.

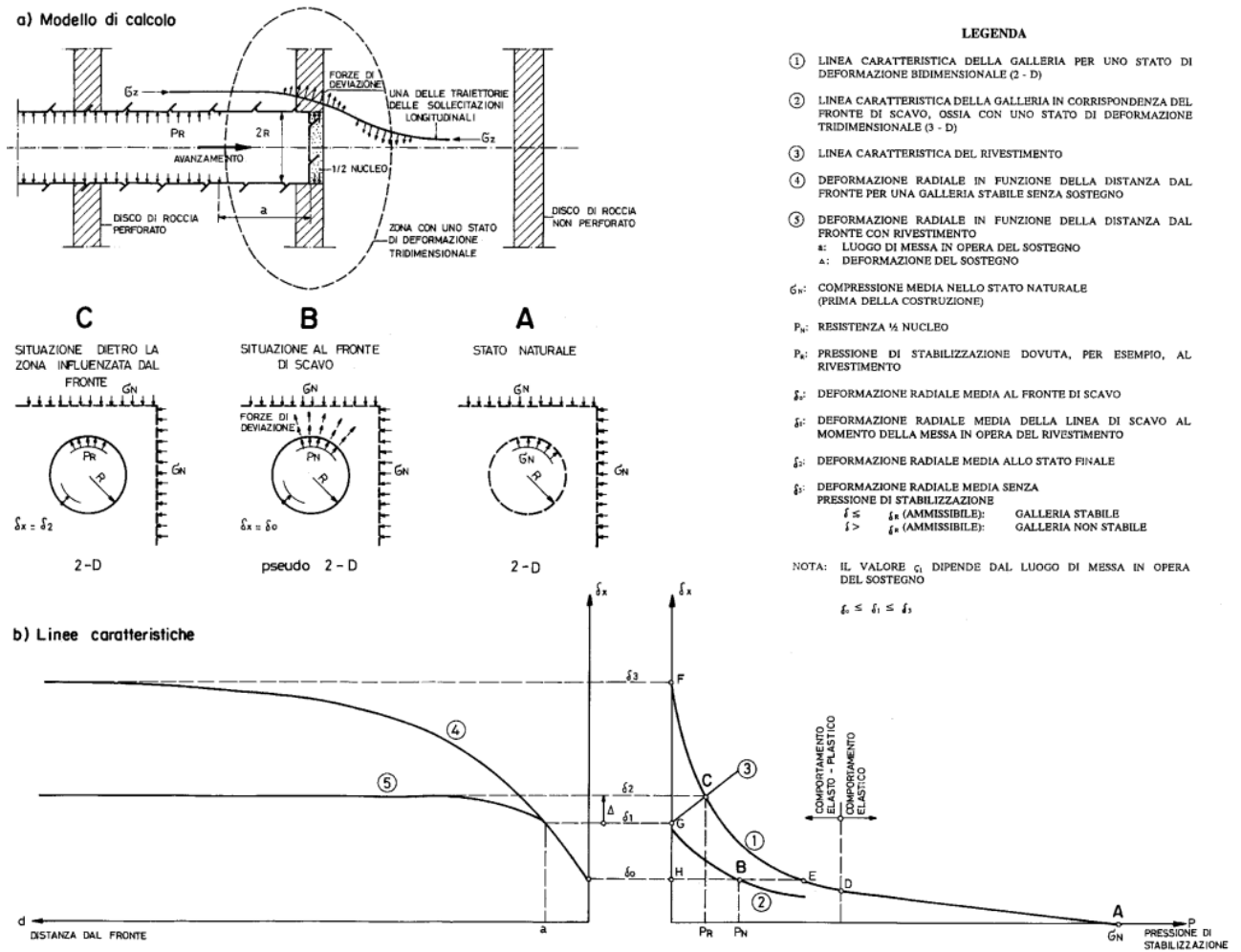


Figura 3: Metodo delle Linee Caratteristiche per il calcolo delle gallerie (Amberg - Lombardi, 1974)

Supponendo che un sostegno infinitamente rigido e perfettamente aderente al profilo di scavo possa essere messo in opera subito in corrispondenza del fronte di scavo, la convergenza radiale del cavo verrebbe bloccata al valore δ_0 e il punto E rappresenterebbe le condizioni di equilibrio finale tra l'ammasso roccioso e il rivestimento. In pratica però l'applicazione dei rivestimenti avviene ad una certa distanza dal fronte, e quindi la convergenza del cavo aumenta ancora fino a quando il rivestimento non è in grado di sviluppare la sua effettiva azione di sostegno.

Nella figura è rappresentato il caso più generale in cui la struttura di sostegno viene messa in opera ad una distanza 'a' dal fronte di scavo, nel momento in cui la deformazione radiale totale ha raggiunto un valore $\delta_1 > \delta_0$ (punto G). Noto il tipo di sostegno (e quindi la sua deformabilità), si può tracciare a partire dal punto G la linea caratteristica del rivestimento che è rappresentata nel disegno dalla curva 3. La differenza $(\delta_1 - \delta_0)$ rappresenta, nel caso più generale, il cosiddetto gioco di posa o di attivazione dei sostegni, e dipende dalla distanza dal fronte in cui il sostegno viene messo in opera, e dalle sue modalità di realizzazione.

L'intersezione tra le due linee caratteristiche 1 e 3 determina il punto C che rappresenta le condizioni di equilibrio finale tra la roccia e la struttura di rivestimento, in corrispondenza della pressione di stabilizzazione P_R e della convergenza radiale totale δ_2 .

Nella parte sinistra della **Figura 3 b)** sono rappresentate due curve che caratterizzano le deformazioni in funzione della distanza dal fronte. La curva 4 illustra l'andamento delle deformazioni fino a δ_3 nell'ipotesi di galleria non sostenuta, mentre la curva 5 illustra l'andamento delle deformazioni in seguito all'applicazione dei sostegni e al conseguente blocco delle deformazioni al valore δ_2 .

I risultati ottenuti attraverso le linee caratteristiche sono stati analizzati nel seguito con il supporto degli intervalli riportati tabella che definiscono degli intervalli per alcuni parametri tipici che caratterizzano il comportamento del modello della galleria ovvero convergenza al fronte, raggio plastico al fronte e convergenza lontano dal fronte.

I limiti sono stati scelti in base a valori riportati in letteratura frutto di interpolazioni di misurazioni in casi reali. (Sakurai (1997), Cheru et al. (1998), Hoek (2001), , etc.).

Parametro	Scavo stabile	Scavo stabile a breve termine	Scavo instabile
Convergenza al fronte	$c_f / R_{sc} < 0.5\%$	$0.5 \% < c_f / R_{sc} < 1.0$	$c_f > 1.5\%R_{sc}$
Fascia plastica (Raggio plastico) al fronte	$F_{plf} \ll R_{sc}$ $(R_{plf} / R_{sc} \ll 1)$	$0 < F_{plf} < R_{sc}$ $(1 < R_{plf} / R_{sc} < 2)$	$F_{plf} \gg R_{sc}$ $(R_{plf} / R_{sc} \gg 2)$
Convergenza lontano dal fronte	$c_c < 1.0\text{cm}$ $c_c / R_{sc} < 1.0\%$	$1.0\text{cm} < c_c < 5.0\text{cm}$ $1.0 \% < c_c / R_{sc} < 2.0$	$c_c > 5.0\text{cm}$ $c_c > 2.0\%R_{sc}$

Tabella 6: Criteri di stabilità per la valutazione del comportamento del cavo con il metodo delle linee caratteristiche considerando i parametri

5.4 Risultati delle analisi di comportamento del cavo

I risultati delle analisi del comportamento del cavo sono esplicitate nel presente paragrafo in accordo con l'approccio delle linee caratteristiche illustrato nel capitolo precedente. Le categorie sono suddivise in A, cavo stabile, B stabile a breve termine e C, instabile. In **Tabella 7** sono mostrati i risultati delle linee caratteristiche in termini di convergenze e raggi plastici per le combinazioni di parametri e coperture individuate. I risultati mostrano come il cavo si sostanzialmente per la maggior parte delle combinazioni individuate in categoria prevalente B ovvero stabile a breve termine. Per le combinazioni afferenti ai parametri più scadenti si nota una crescente tendenza alla categoria C ovvero instabilità del cavo.

Case	Cover	Reqi	C _{max}	R _{pl}	R _{1/2}	C _r	R _{plf}	C _{max} /R	R _p /R	Cat.	Cat.	Cat.
[-]	[m]	[m]	(cm)	(m)	(kPa)	(cm)	(m)	(%)	(-)	(conv. rel.)	-(R pl.)	(conv. abs)
1	55	6.5	1.5	8.0	475	0.4	6.1	0.23	1.23	A	B	B
2	55	6.5	1.7	8.1	450	0.4	6.1	0.25	1.25	A	B	B
3	55	6.5	1.8	8.3	425	0.5	6.2	0.28	1.27	A	B	B
4	55	6.5	2.1	8.5	400	0.5	6.2	0.32	1.30	A	B	B
5	55	6.5	2.4	8.7	375	0.6	6.3	0.36	1.34	A	B	B
6	55	6.5	2.7	9.0	349	0.7	6.3	0.42	1.38	A	B	B
7	55	6.5	3.2	9.3	323	0.7	6.4	0.49	1.43	A	B	B
8	55	6.5	3.9	9.7	296	0.9	6.6	0.60	1.49	A	B	B
9	55	6.5	4.9	10.2	269	1.1	6.7	0.75	1.57	A	B	B
10	55	6.5	6.4	11.0	240	1.5	6.9	0.99	1.69	A	B	C
11	55	6.5	9.1	12.1	210	2.2	7.2	1.40	1.86	B	B	C
12	55	6.5	14.5	13.9	177	3.4	7.6	2.23	2.13	B	C	C
13	36	6.5	19.7	13.3	98	4.7	7.6	3.03	2.05	C	C	C

Tabella 7: Didascalia tabella. Quando la didascalia è molto lunga il testo va a capo allineandosi alla tabulazione della prima riga.

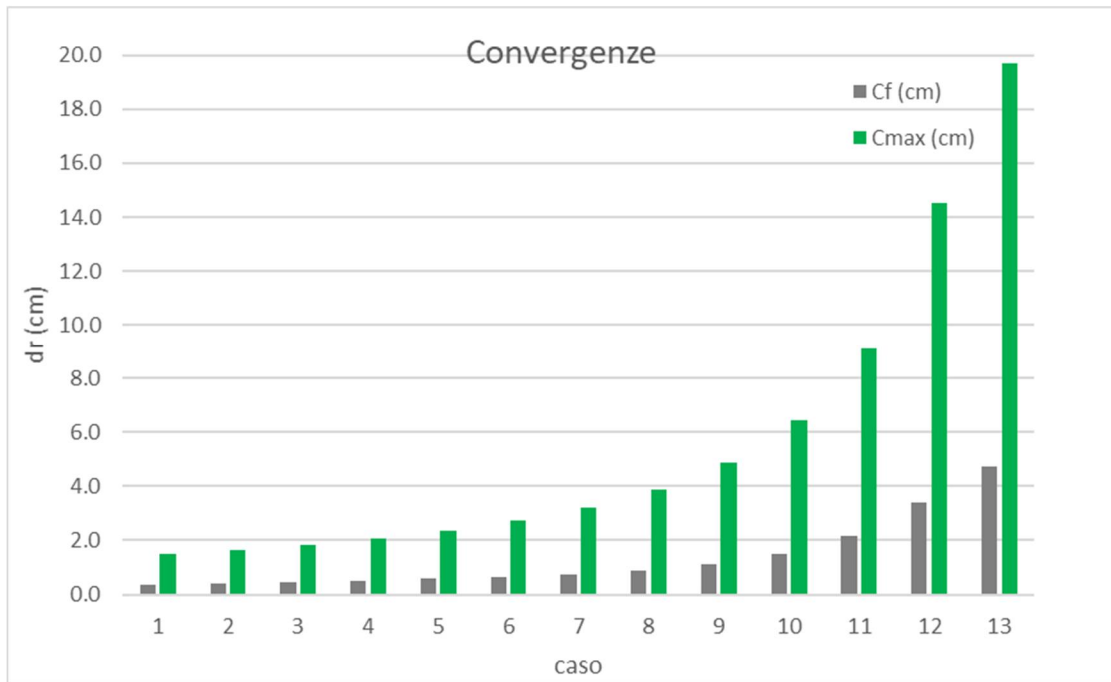


Figura 4: Risultati analisi con linee caratteristiche in termini di convergenza del cavo e del fronte

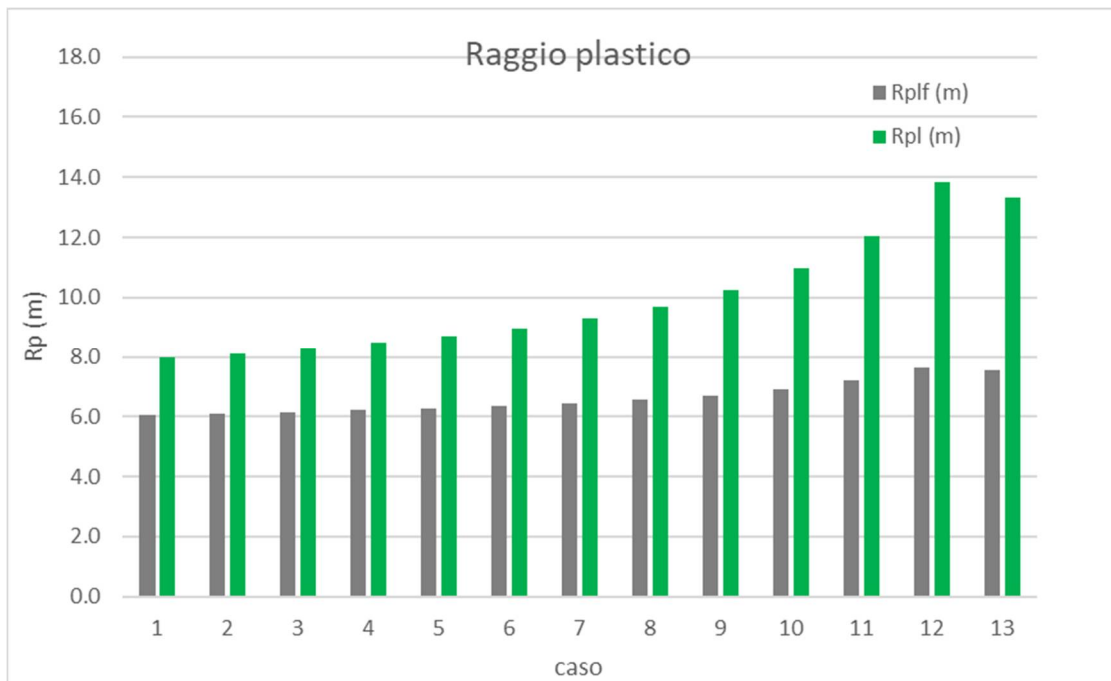


Figura 5: Risultati analisi con linee caratteristiche raggio plastico del cavo e del fronte

La stabilità del fronte è stata analizzata mediante il metodo di Tamez illustrato nei paragrafi precedenti. L'analisi è stata condotta in modo parametrico facendo variare il parametro che più influenza il risultato del calcolo ovvero la coesione al fronte. Dai risultati si nota come il fattore di sicurezza sia superiore al minimo usualmente considerato di 1.5 per una coesione pari a 70 MPa. Oltre alle condizioni di stabilità si è valutato l'effetto del consolidamento al fronte rappresentato dagli elementi in vetroresina in avanzamento. Si nota che il contributo del consolidamento fornisce un marcato miglioramento del coefficiente di sicurezza e permette di avere un coefficiente maggiore di 1.5 anche in caso di un valore assegnato alla coesione al fronte relativamente basso.

Cover	Peso specifico	Coesione	Angolo d'attrito	Distanza non sostenuta	Coefficiente di sicurezza	N° di cons. al fronte	Coeff. Di sicurezza con interventi al fronte
(m)	g (kN/m ³)	c (kPa)	ϕ (°)	a (m)	FSF (-)	FACE cons (-)	FSF (-)
55	23	20	30	1.0	0.41	40	1.73
55	23	30	30	1.0	0.62	40	1.94
55	23	40	30	1.0	0.83	40	2.15
55	23	50	30	1.0	1.03	40	2.36
55	23	60	30	1.0	1.24	40	2.56
55	23	70	30	1.0	1.45	40	2.77
55	23	80	30	1.0	1.65	40	2.98
55	23	90	30	1.0	1.86	40	3.18
55	23	100	30	1.0	2.07	40	3.39

Tabella 8: Risultati analisi parametrica di stabilità del fronte con e senza interventi di consolidamento

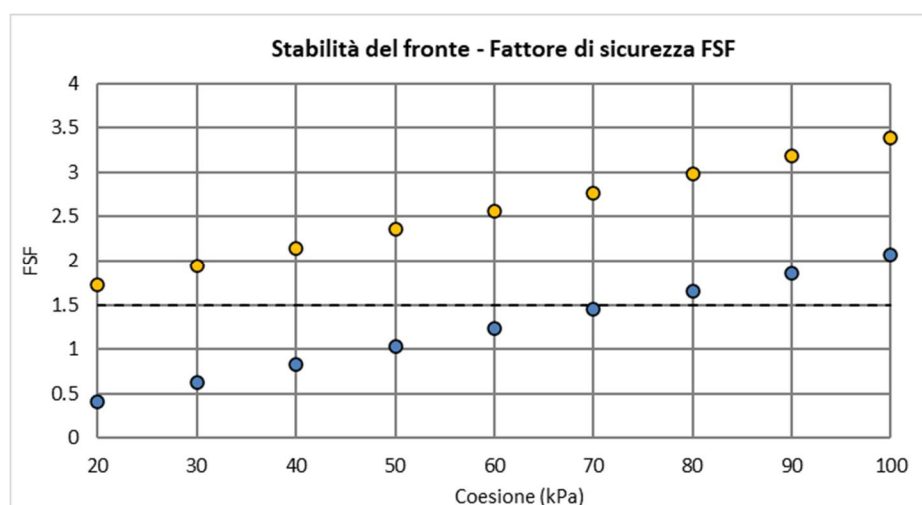


Figura 6: Risultati analisi parametrica di stabilità del fronte con e senza interventi di consolidamento

6. INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA

Nel seguito vengono riportate le risultanze dell'analisi agli elementi finiti, condotte con il codice di calcolo Plaxis 2D v. 2020.02, messe a punto per lo studio delle fasi di scavo e per le verifiche dei rivestimenti. Il comportamento del sistema opera-terreno è stato analizzato nelle diverse fasi esecutive fino alla configurazione finale. Le analisi sono mirate alla previsione del comportamento deformativo al contorno dello scavo e delle sollecitazioni sui sostegni provvisori e sui rivestimenti definitivi.

Le analisi si riferiscono alla sezione tipo C2P1/C2PC. Per le altre sezioni descritte in precedenza si fa riferimento ai calcoli sviluppati in sede di progettazione esecutiva, che vengono riportati nell'allegato A. Tali sezioni tipo, sviluppate in sede di progettazione esecutiva, sono state analizzate considerando un contesto geomeccanico più sfavorevole rispetto a quello sviluppato nella fase progettuale in essere (Progetto di riappalto) in virtù delle risultanze dei tratti già scavati (rilievi al fronte, prove sul materiale scavato, misure di convergenza ect.).

Le analisi della sezione tipo C2P1/C2PC sono state condotte conformemente ai metodi di verifica allo stato limite ultimo (SLU) e allo stato limite di esercizio (SLE), secondo il metodo semi-probabilistico proposto dalle NTC 2008 basato sull'utilizzo dei coefficienti di sicurezza parziali.

In particolare, gli stati limite presi in esame sono i seguenti:

- SLU di tipo strutturale (STR) relativo al raggiungimento delle resistenze degli elementi strutturali del rivestimento di prima fase e del rivestimento definitivo;
- SLE per il rivestimento definitivo relativo al controllo delle tensioni normali di esercizio e al rispetto dei limiti previsti per la fessurazione.

Le combinazioni delle azioni utilizzate sono le seguenti:

- Combinazione fondamentale, per le verifiche strutturali (SLU);
- Combinazione quasi permanente, per le verifiche di esercizio (SLE).

Inoltre, le verifiche allo stato limite ultimo (SLU) sono state effettuate con riferimento al seguente approccio di progettazione:

- Approccio 1 – Combinazione 1: $A1 + M1 + R1$ (con $R1=1$).

I coefficienti parziali per le azioni utilizzati nelle analisi sono quelli indicati nella Tabella 6.2.I delle NTC 2008, qui riportata.

I carichi agenti, costituiti dalle spinte del terreno, dal peso proprio delle strutture e dalla spinta dell'acqua sono stati inseriti nei modelli di calcolo con i loro valori caratteristici. I coefficienti parziali previsti dalla Normativa sono applicati agli effetti delle azioni, ovvero alle sollecitazioni sugli elementi strutturali risultanti dalle analisi effettuate.

Carichi	Effetto	Coefficiente	EQU	A1 STR	A2 GEO
Permanenti	Favorevoli	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevoli		1.1	1.3	1.0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevoli	γ_{G2}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevoli		1.5	1.5	1.3
Variabili	Favorevoli	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevoli		1.5	1.5	1.3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella: Coefficienti parziali per le azioni

7. ANALISI AD ELEMENTI FINITI

7.1 Sezione di verifica

La sezione analizzata si riferisce alla sezione di avanzamento cilindrica C2P1/C2PC in corrispondenza della copertura rappresentativa di 65m che include consolidamenti al fronte e al contorno, centine a passo 1.0 e puntone di chiusura inferiore e rivestimento definitivo armato.

7.2 Metodo di analisi e ipotesi di calcolo

Le analisi numeriche sono state condotte impiegando modelli piani ad elementi finiti, utilizzando il software Plaxis 2D Version 2020.02. Il programma di calcolo consente di studiare problemi di ingegneria geotecnica piani o assialsimmetrici, riproducendo la storia di carico del terreno e fornendo al termine di ogni fase di carico il quadro tenso-deformativo nell'ammasso e negli elementi di sostegno.

7.3 Geometria del modello e materiali

Nella seguente figura è riportato il modello FEM impiegato.

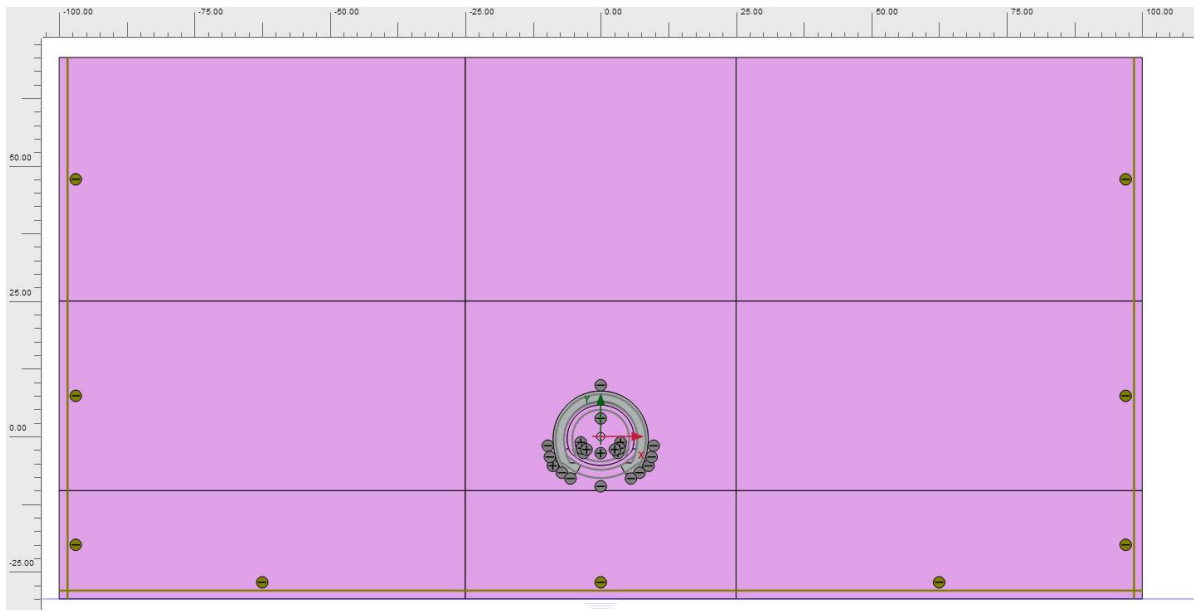


Figura 7: Modello FEM – Vista globale del modello

7.3.1 Modellazione del materiale scavato

Il terreno è stato discretizzato mediante una maglia costituita da elementi triangolari a 15 nodi connessi in corrispondenza dei nodi perimetrali; il triangolo a 15 nodi fornisce un'interpolazione del quarto ordine e l'integrazione numerica adopera dodici punti di Gauss. Il legame costitutivo scelto per il terreno è di tipo elasto-lineare perfettamente plastico con criterio di resistenza di Mohr-Coulomb.

Il terreno è stato schematizzato come un mezzo continuo, per il quale è stato assunto un comportamento di tipo elasto-lineare perfettamente plastico con criterio di resistenza di Mohr-Coulomb. I parametri geotecnici (resistenza e deformabilità) assunti nei calcoli sono riportati nella tabella seguente.

Formazione	Legge costitutiva	Peso specifico γ [kN/m ³]	Coesione c [kPa]	Angolo d'attrito ϕ [°]	Modulo elastico E [MPa]	Modulo di Poisson ν [-]	K0
ARG	M-C	20	35	29	100	0.25	0.5
ARG - Cons	M-C	20	50	29	200	0.25	0.5

Tabella 9: Stratigrafia e parametri geotecnici – Sezione FEM

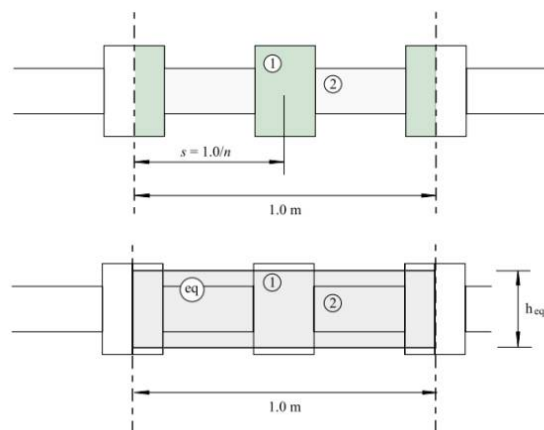
7.3.2 Rivestimenti e consolidamenti

Le strutture del rivestimento di prima fase sono state modellate mediante elementi “beam” a 5 nodi basati sulla teoria della trave di Mindlin, che tiene conto dell’influenza sulla deformabilità dovuta sia alle sollecitazioni taglianti che a quelle flettenti. Tali elementi sono stati modellati attraverso un comportamento elasto-lineare e risultano caratterizzati da rigidità assiale EA, rigidità flessionale EJ, peso proprio e coefficiente di Poisson ν .

In particolare, il rivestimento di prima fase, costituito dalle centine annegate nello spritz-beton, è stato simulato utilizzando il metodo di Carranza-Torres per la valutazione del modulo elastico equivalente e dello spessore equivalente. I parametri del rivestimento equivalente sono calcolati come segue:

$$h_{eq} = 2 \frac{\sqrt{3C_A C_I}}{C_A} \quad E_{eq} = \frac{\sqrt{3}}{6} \frac{C_A^2}{\sqrt{C_A C_I}}$$

$$C_A = n(A_1 E_1 + A_2 E_2) \quad C_I = n(I_1 E_1 + I_2 E_2)$$



Al fine di realizzare una modellizzazione il più possibile aderente alla realtà, è stato considerato un processo di maturazione dello spritz-beton legato all’avanzamento dello scavo. Il processo di maturazione del calcestruzzo è stato simulato attraverso la curva proposta da Sezaki (1992)

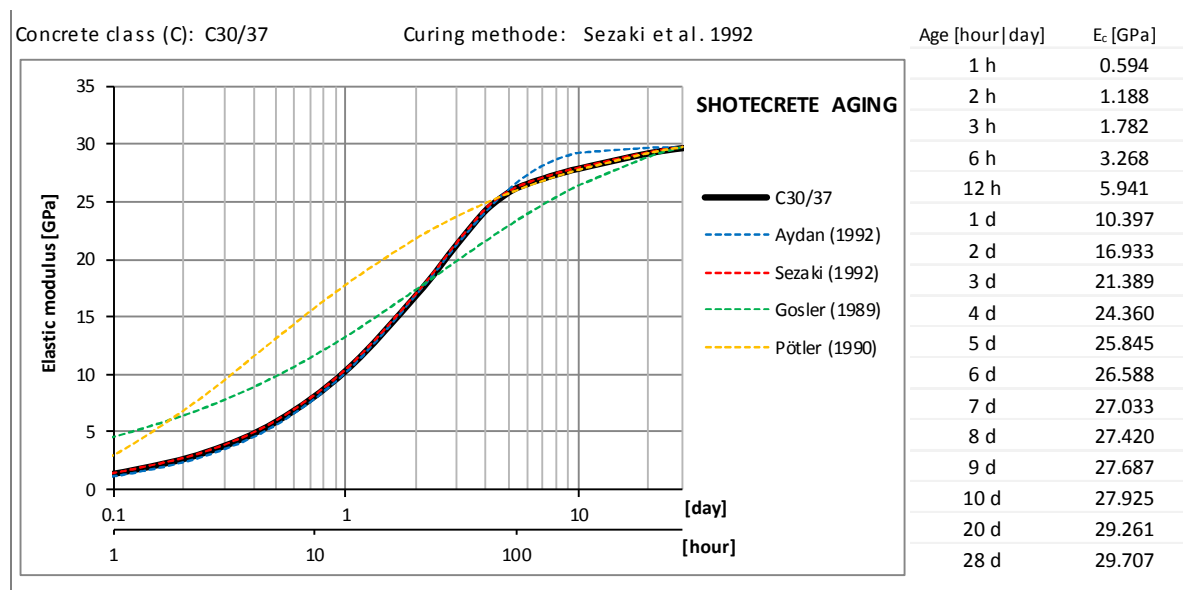


Figura 8: Curva di maturazione dello spritz beton

Al contrario, il rivestimento definitivo è stato modellato con elementi di volume a comportamento elastico. Questo permette di modellare con accuratezza la rigidità del rivestimento finale nelle sue varie parti. Le sollecitazioni vengono ottenute attraverso una routine del programma di calcolo che individua automaticamente la linea d'asse del cluster di elementi di interesse e ne integra gli sforzi interni.

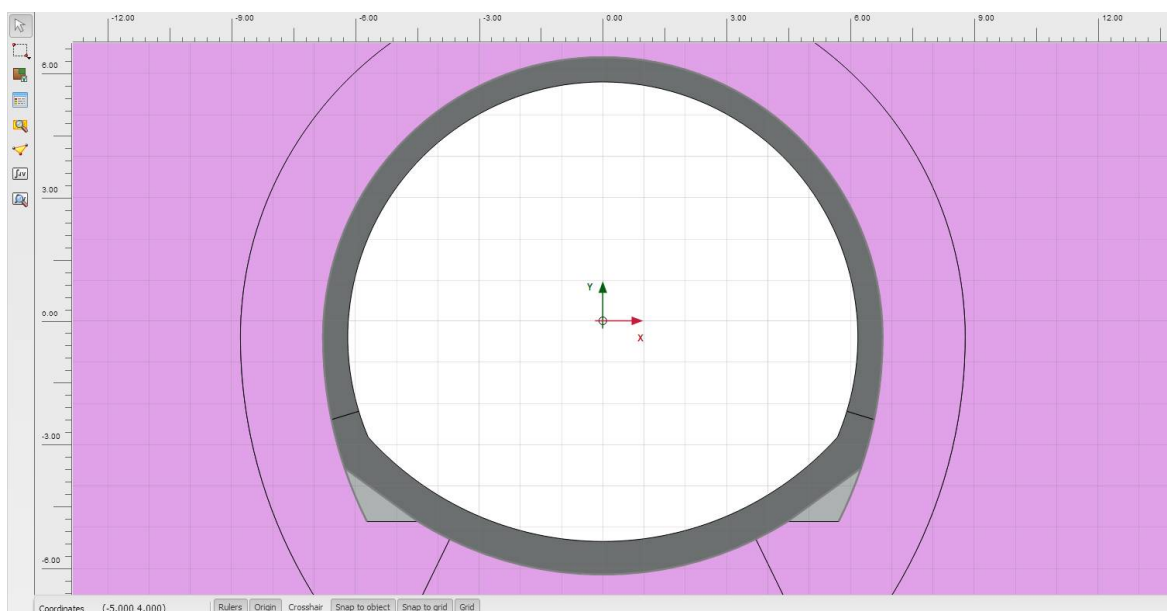


Figura 9: Modello FEM – Vista della geometria del rivestimento

I rivestimenti provvisori e definitivi sono stati modellati secondo i criteri esposti precedentemente. Nella tabella seguente sono riassunti i parametri di rigidità assegnati

Descrizione	Spessore equivalente (m)	EA (kN/m)	EI (kNm ² /m)
2xIPN 200/1.0 m + SB 30 cm maturazione 2gg	0.27	5.76 E06	3.49 E04
2xIPN 200/1.0 m + SB 30 cm maturazione 28gg	0.26	10.0 E06	75.7 E03

Tabella 10: Rigidezze dei rivestimenti di prima fase - Sezione di calcolo FEM

7.4 Fasi di analisi

L'effetto tridimensionale della presenza del fronte di scavo viene simulato attraverso l'applicazione di rilasci tensionali al contorno del cavo, in base a quanto suggerito dall'AFTES (cfr. *Recomandation for use of convergence confinement method*); tale metodo consente di valutare la variazione del tasso di confinamento $1-\lambda = \sigma_r/\sigma_o$ in funzione della distanza della sezione in esame dal fronte di scavo. Lo stato di sollecitazione ed il campo di spostamenti conseguente dipendono dalla storia delle configurazioni precedenti, data la natura elasto-plastica del modello.

Le valutazioni dei tassi di deconfinamento nei vari casi sono state effettuate per mezzo dell'utilizzo combinato delle linee caratteristiche e dei profili di spostamento longitudinali. I profili di spostamento sono stati calcolati secondo l'approccio di Panet con la relazione:

$$\frac{C_r(x)}{C_r(\infty)} = \frac{u_r(x) - u_r(0)}{u_r(\infty) - u_r(0)} = 1 - \left(\frac{1}{1 + \frac{x}{0.84 R_{pl}}} \right)^2$$

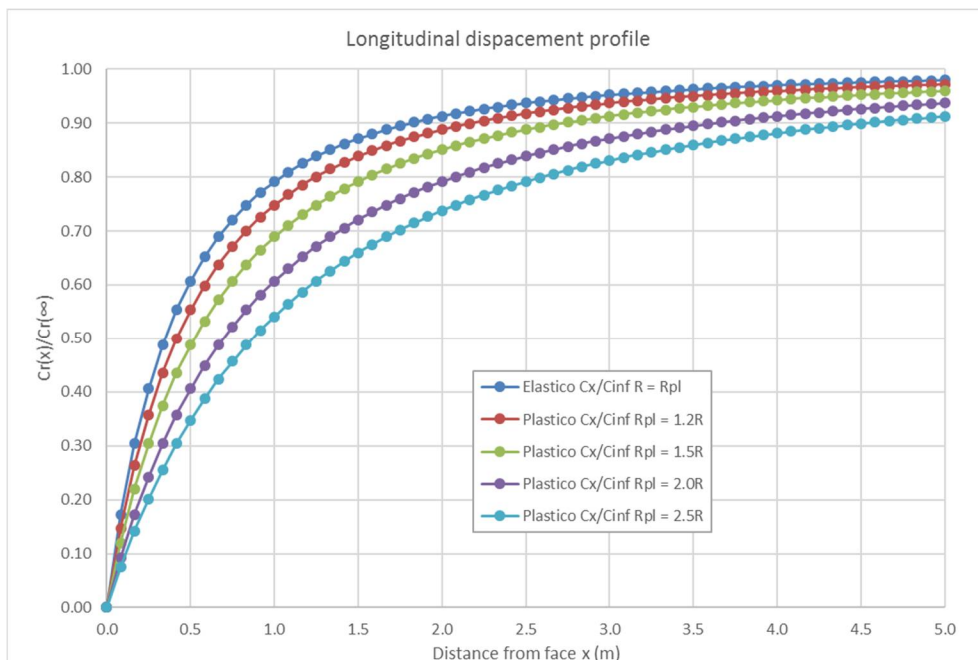


Figura 10: Profilo di spostamento longitudinale normalizzato secondo l'approccio di Panet

Nei casi in cui le linee caratteristiche non siano applicabili, i tassi di rilassamento sono stati tarati considerando le curve di detensionamento proposte da Panet (9182) e riportati in **Figura 10** e **Figura 11**.

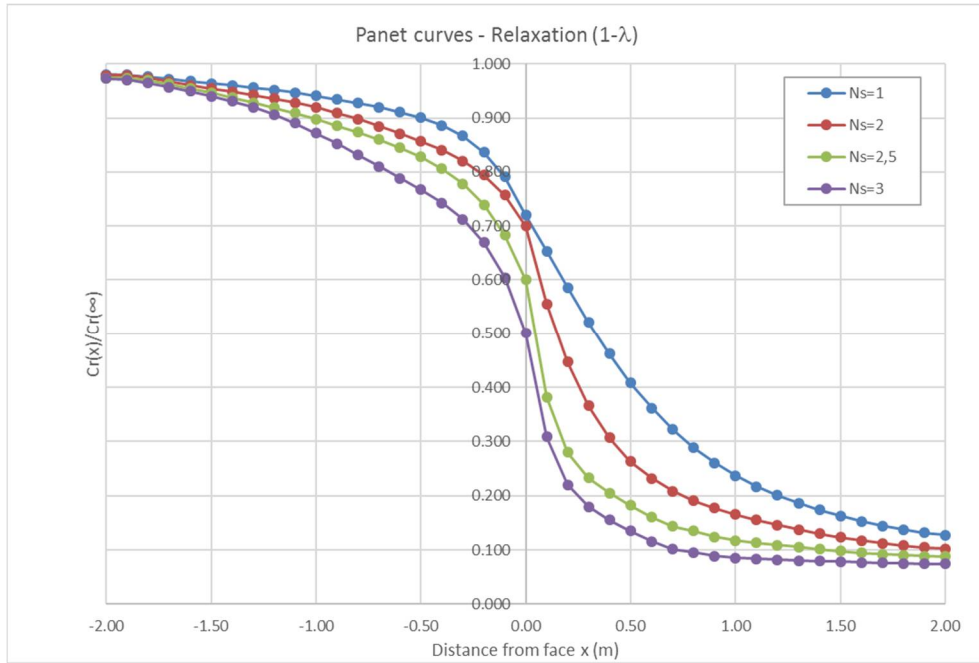


Figura 11: Curve di rilassamento normalizzate in funzione del numero di stabilità secondo l'approccio di Panet

Nel seguito si riporta il dettaglio delle fasi di calcolo considerate, che simulano le operazioni di scavo. Una sintesi delle fasi di analisi con una breve descrizione ed il relativo tasso di deconfinamento (λ) è riportata in Tabella 11.

FASE 0 Inizializzazione delle tensioni. Il modello viene portato allo stato tensionale geostatico.

FASE 1 Applicazione del consolidamento al contorno attraverso una modifica delle caratteristiche di una fascia circostante

FASE 2 Scavo e rilascio fino al livello del fronte. In questa fase viene simulato lo scavo della galleria.

FASE 3 Installazione del rivestimento provvisorio in calotta (centina + spritz-beton) con livello di maturazione 2gg.

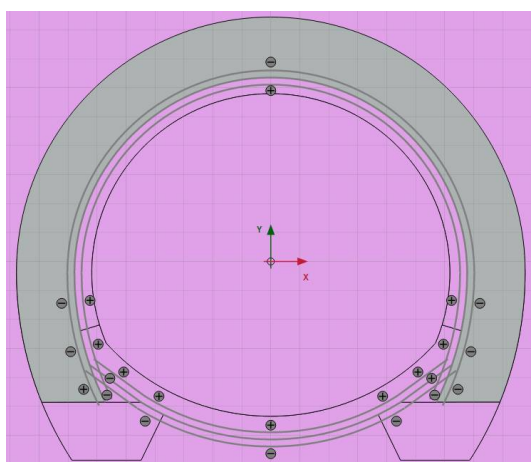
FASE 4 Installazione del puntone in arco rovescio (centina + spritz-beton) ed incremento del livello di maturazione a 28gg.

FASE 5 Rivestimento provvisorio (centina + spritz-beton) + Attivazione dell'arco rovescio. Gli elementi che simulano l'arco rovescio vengono attivati. In questa fase lo scarico delle forze geostatiche viene portato al 100%.

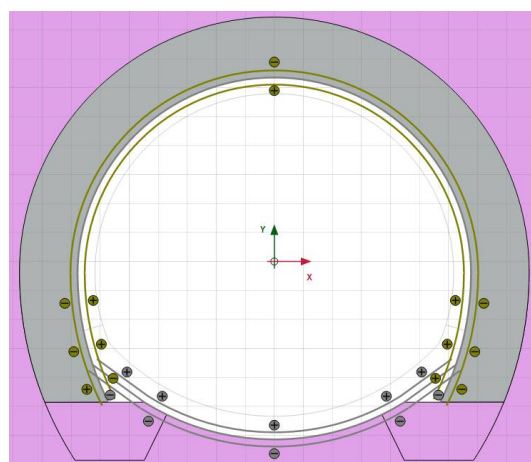
FASE 6 Attivazione del rivestimento definitivo in calotta e piedritti con contemporanea disattivazione del rivestimento provvisorio e dell'effetto del consolidamento.

Fase	Descrizione	Rilassamento tot. da equil geostatico* λ_i (%)	Rilascio singola fase** ΣM_{stage} (-)
0	Inizializzazione delle tensioni geostatiche	-	1.00
1	Inizializzazione delle tensioni geostatiche	-	1.00
2	Rilassamento a cavo libero	60.0	0.60
3	Installazione rivestimento provvisorio	80.0	0.50
4	Installazione puntone in arco rovescio	90.0	0.50
5	Attivazione rivestimenti def. arco rovescio	92.0	0.20
6	Disattivazione riv. PRO in calotta e arco rovescio e attivazione RIV DEF in calotta	100.0	1.00

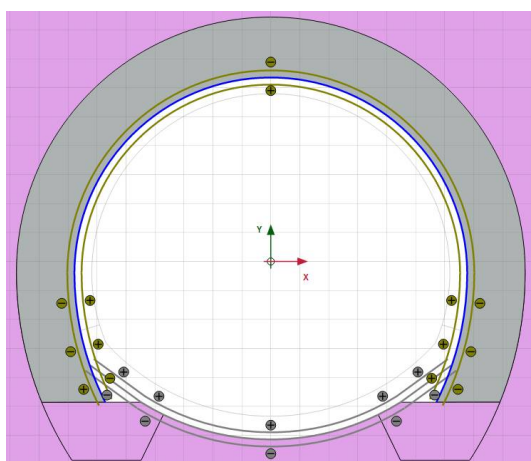
Tabella 11: Fasi di analisi del modello ad elementi finiti - (*alla fine della fase di calcolo; **Parametro che governa l'avanzamento della singola fase nel software Plaxis)



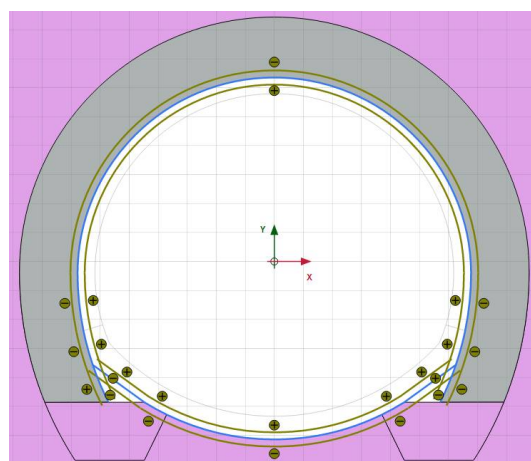
FASE1



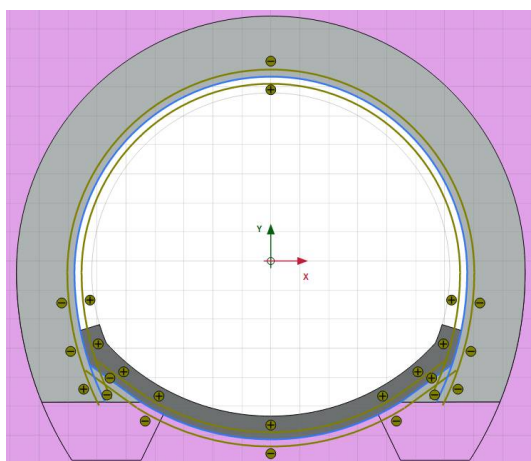
FASE2



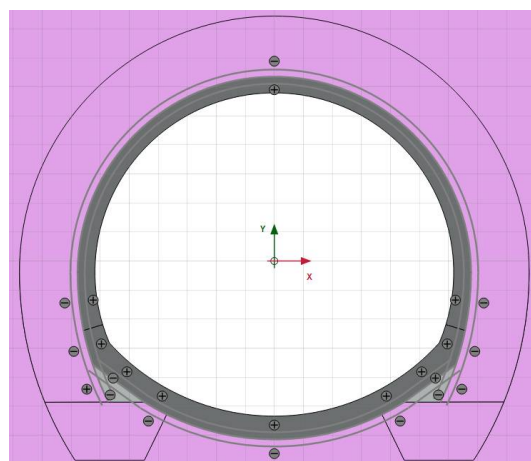
FASE 3



FASE 4



FASE 5



FASE 6

Figura 12 Modello FEM - Fasi di analisi rappresentative dei vari passi di realizzazione

7.5 Sintesi dei risultati

I principali risultati del calcolo vengono presentati di seguito in forma grafica.

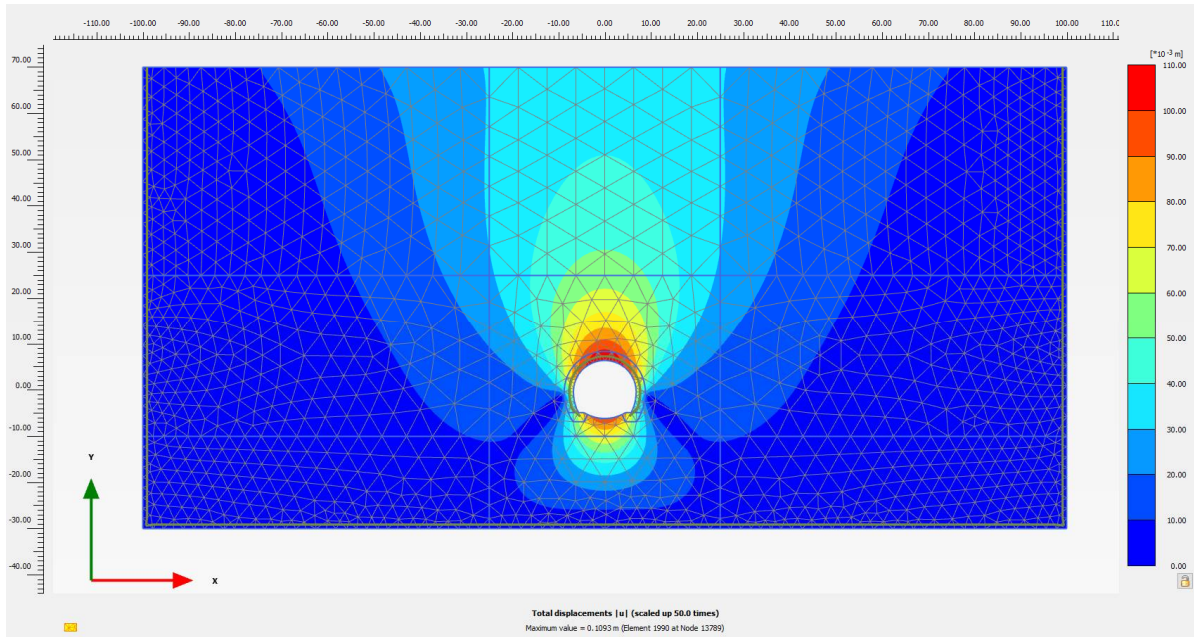


Figura 13: Spostamenti totali fase 2 (scavo)

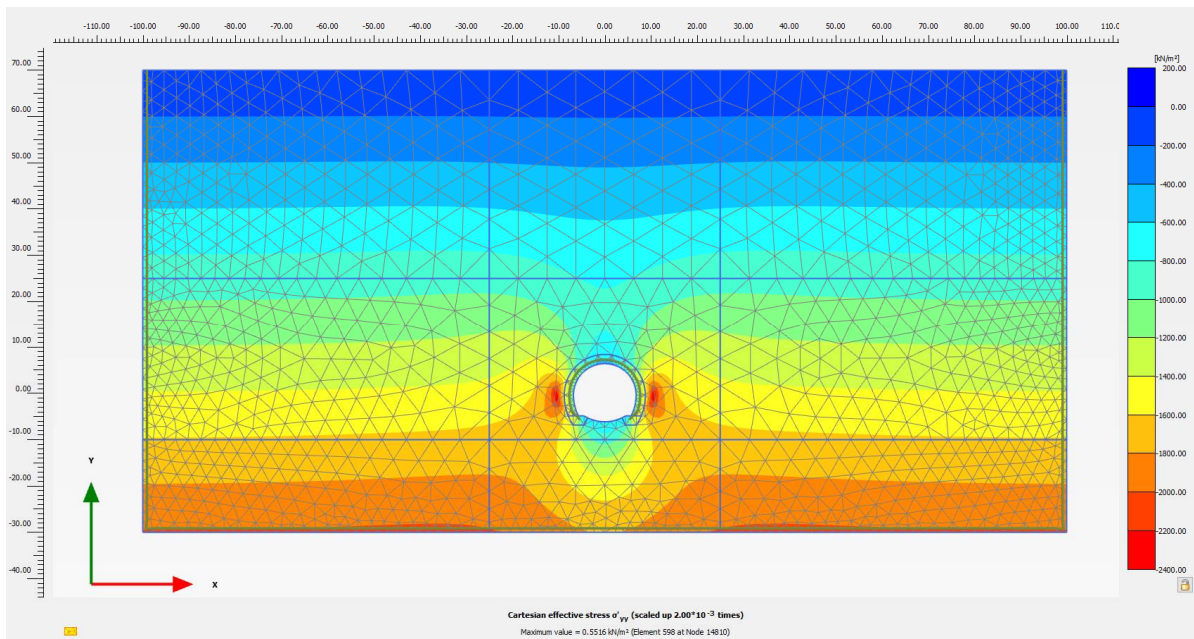


Figura 14: Sforzi verticali fase 2 (scavo)

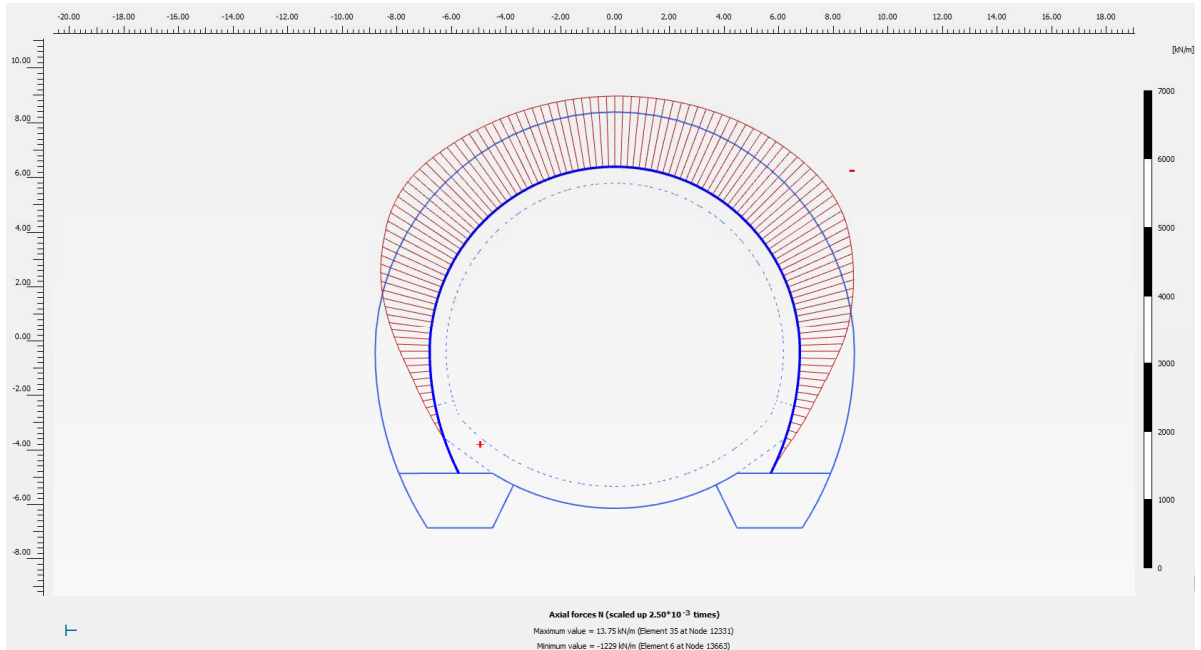


Figura 15: Sollecitazioni nel rivestimento provvisorio (fase 3) Azione assiale

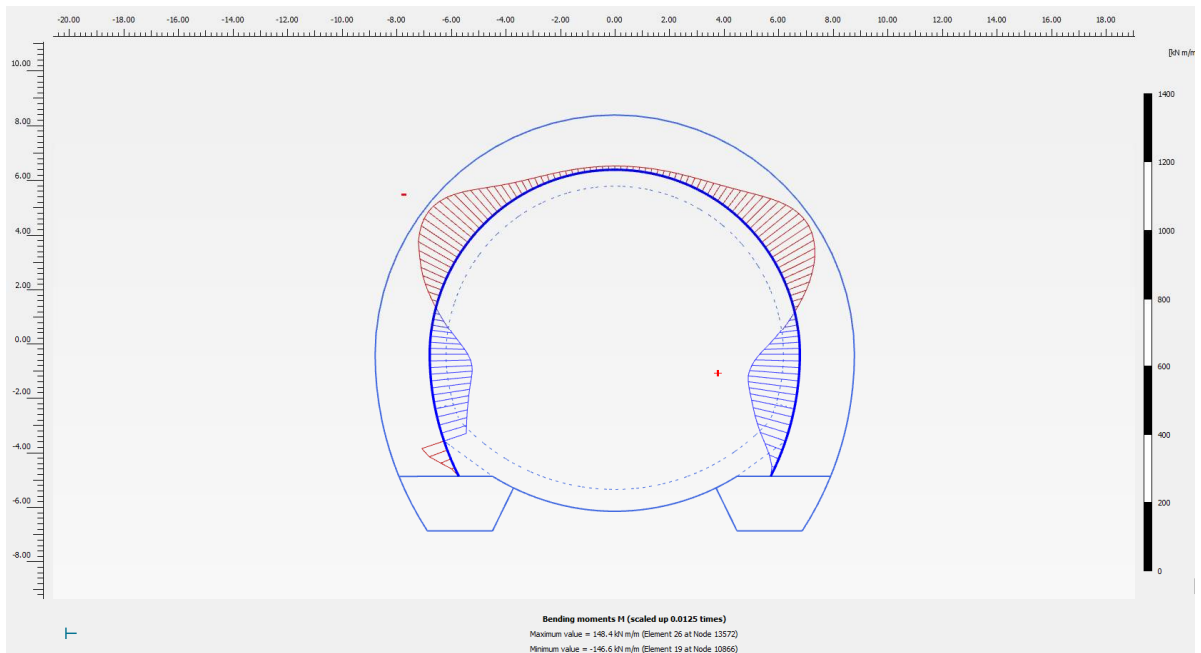


Figura 16: Sollecitazioni nel rivestimento provvisorio (fase 3) Momento flettente

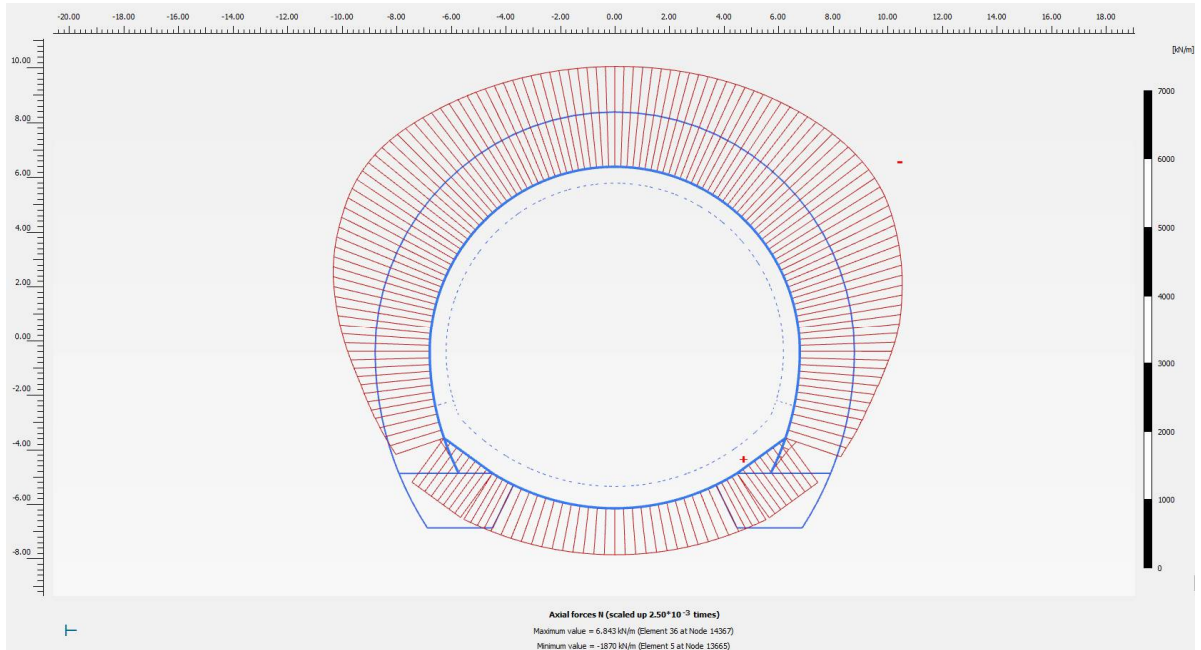


Figura 17: Sollecitazioni nel rivestimento provvisorio (fase 4) Azione assiale

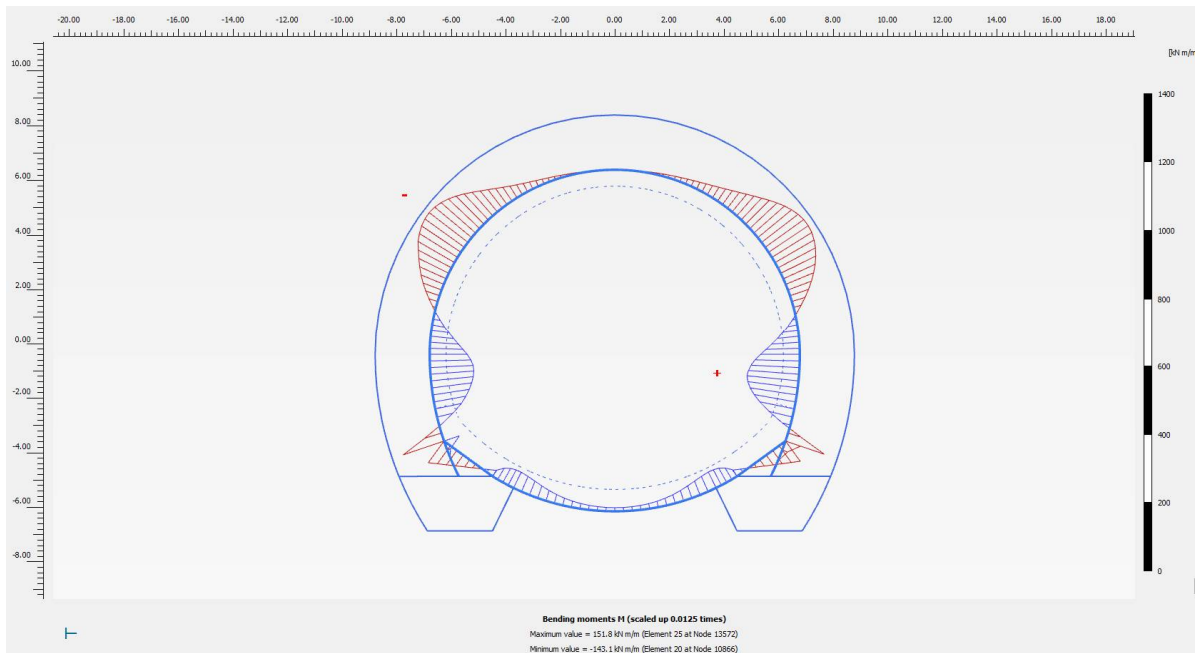


Figura 18: Sollecitazioni nel rivestimento provvisorio (fase 4) Momento flettente

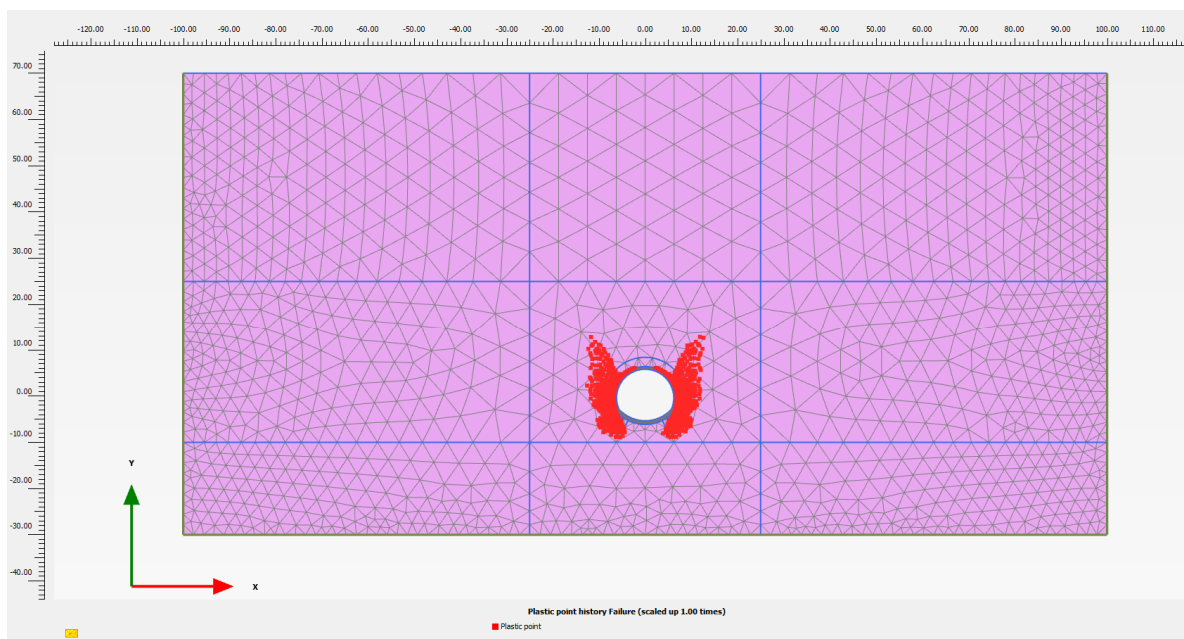


Figura 19: Punti plastici fase 6 (rivestimento definitivo)

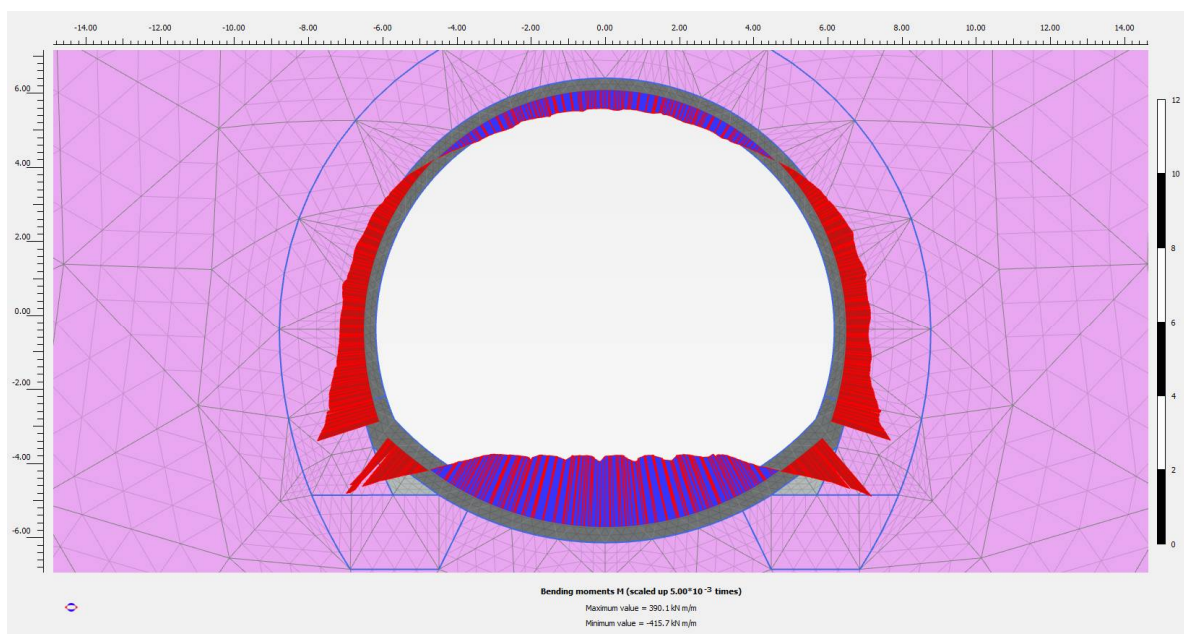


Figura 20: Sollecitazioni nel rivestimento definitivo (fase 6) Momento flettente

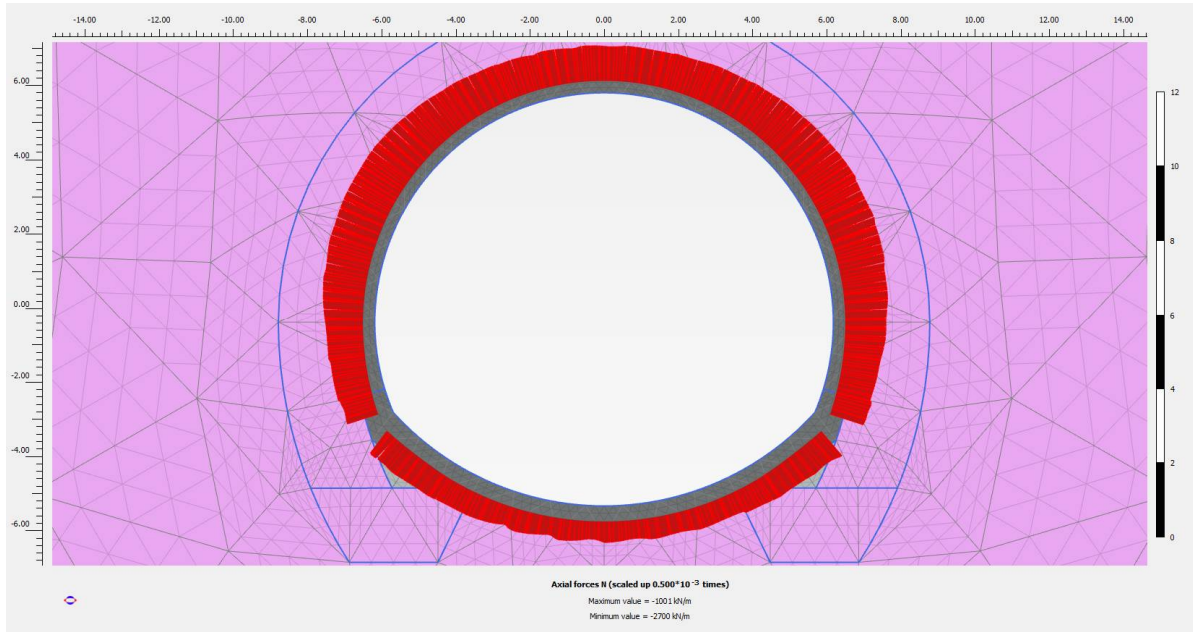


Figura 21: Sollecitazioni nel rivestimento definitivo (fase 6) Azione assiale

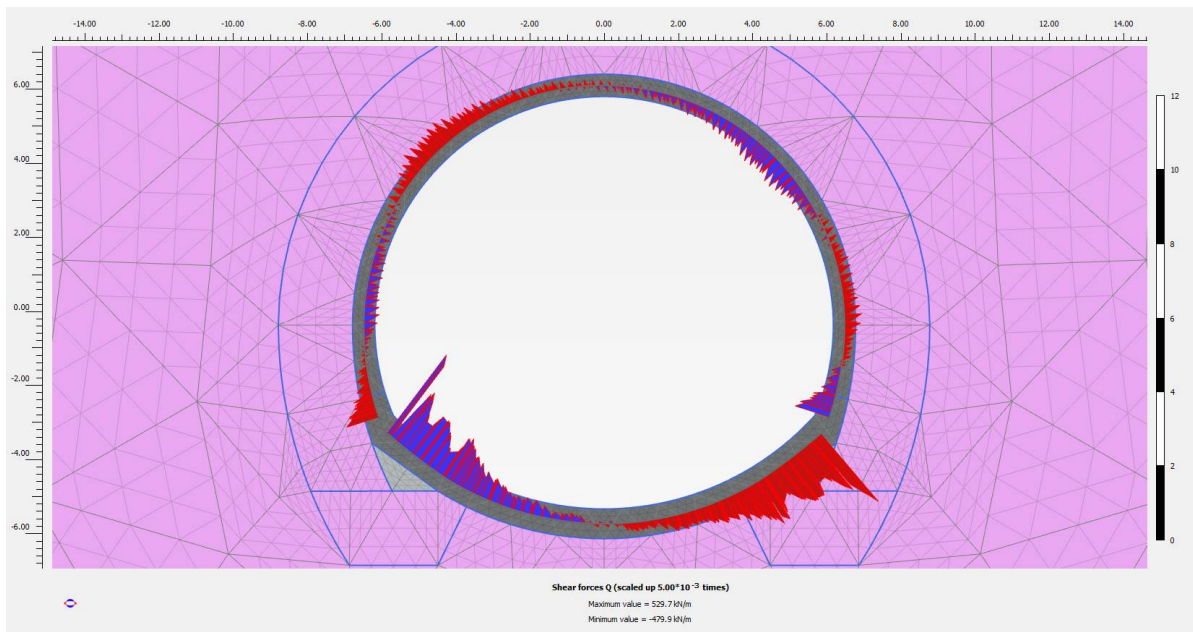


Figura 22: Sollecitazioni nel rivestimento definitivo (fase 6) Taglio

7.6 Verifiche dei rivestimenti

7.6.1 Verifiche rivestimento provvisorio

Le verifiche sono state effettuate allo SLU, a presso-flessione e a taglio, amplificando con il coefficiente $\gamma_q=1.3$ i valori di M e N in output al programma di calcolo. Le verifiche, relative ad una sezione avente larghezza di 1.00 m., sono state condotte con riferimento alle seguenti fasi del calcolo:

Il rivestimento provvisorio costituito da centine e spritz-beton è stato modellato come una sezione in c.a. avente un quantitativo di armatura ai lembi della sezione equivalente all'area delle ali delle centine metalliche.

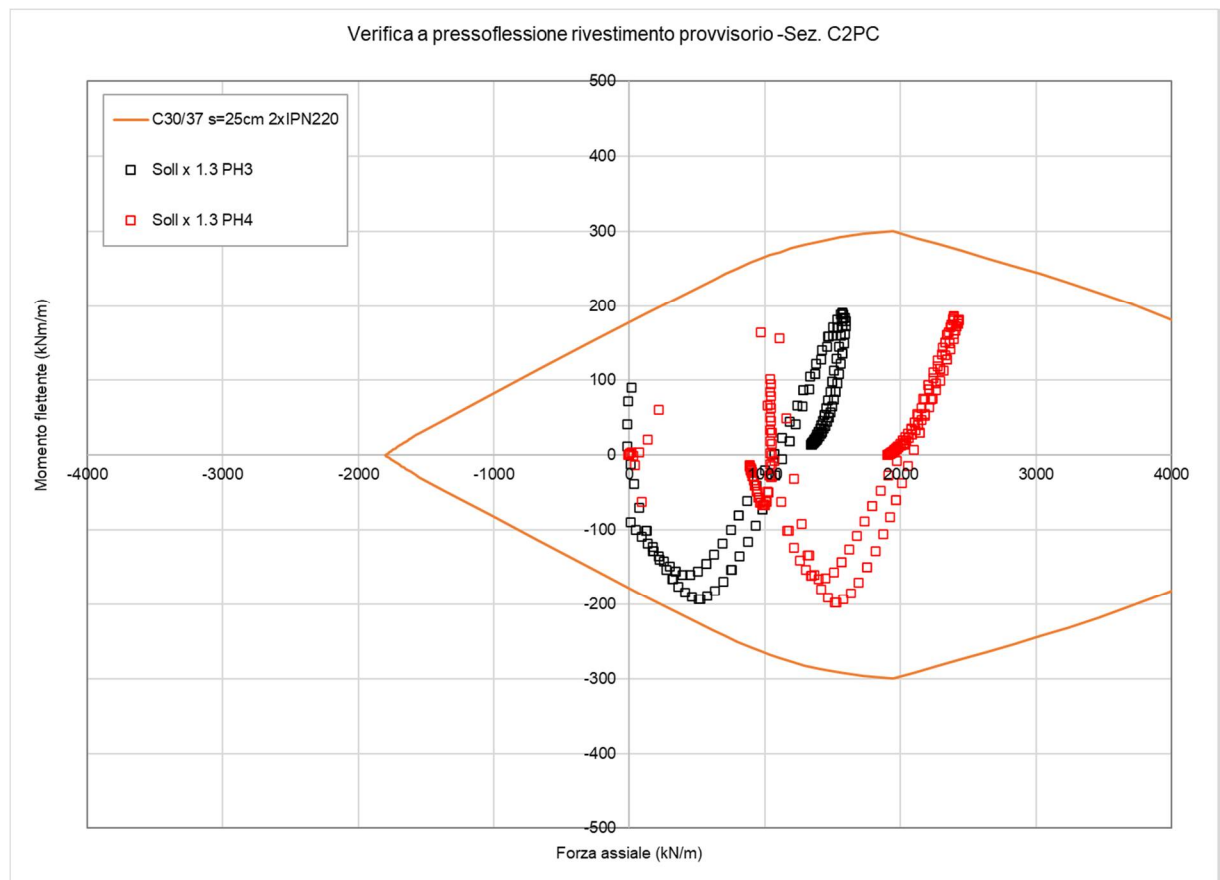


Figura 23: Sezione FEM - Verifica a presso-flessione del rivestimento di prima fase

7.6.2 *Verifica rivestimento definitivi*

7.6.2.1 Condizioni SLE

Le verifiche in condizioni di esercizio sono effettuate secondo quanto previsto dalle NTC08, al paragrafo 4.1.2.2.4 “Verifica di fessurazione”. Sono stati considerati i seguenti stati limite:

- a) Stato limite di decompressione nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione è ovunque di compressione ed al più uguale a zero;
- b) Stato limite di formazione delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è: $\sigma_t = f_{ctm}/1.2$
- c) Stato limite apertura delle fessure, nel quale il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei limiti indicati in normativa. Per il caso in esame è stato adottato un limite di fessurazione pari a $w_2 = 0.3\text{mm}$.

Per quanto riguarda le sezioni non armate si è fatto riferimento agli stati limite a) e b). La verifica a fessurazione delle sezioni in calcestruzzo armato, invece, è stata effettuata, facendo riferimento al caso c), senza calcolo diretto, secondo le indicazioni al paragrafo C4.1.2.2.4 “Verifica a fessurazione” (Circolare NTC08). In particolare la verifica a fessurazione è soddisfatta se, per una spaziatura delle barre massima pari a 250 mm ed un diametro massimo di 25mm, la tensione dell'acciaio è $\sigma_s < 200$ MPa.

Il controllo delle massime tensioni in esercizio è stato eseguito in accordo al paragrafo 4.1.2.2.5 “Verifica tensioni in esercizio” e 4.1.11.1 “Valutazione della sicurezza - norme di calcolo” per le sezioni in calcestruzzo non armato.

Le tensioni limite considerate sono quindi sintetizzate in di seguito:

Parametro	Sezioni in calcestruzzo armato	Sezioni in calcestruzzo non armato
Sforzo di compressione CLS	$\sigma_c < 0.45 \cdot f_{ck} = 13.5$ MPa	$\sigma_c < 0.25 \cdot f_{ck} = 7.5$ MPa
Sforzo di trazione barre	$\sigma_s < 0.8 \cdot f_{yk} = 0.8 \cdot 450 = 360$ MPa	-

Tabella 12: Limiti per la verifica delle tensioni in fase di esercizio

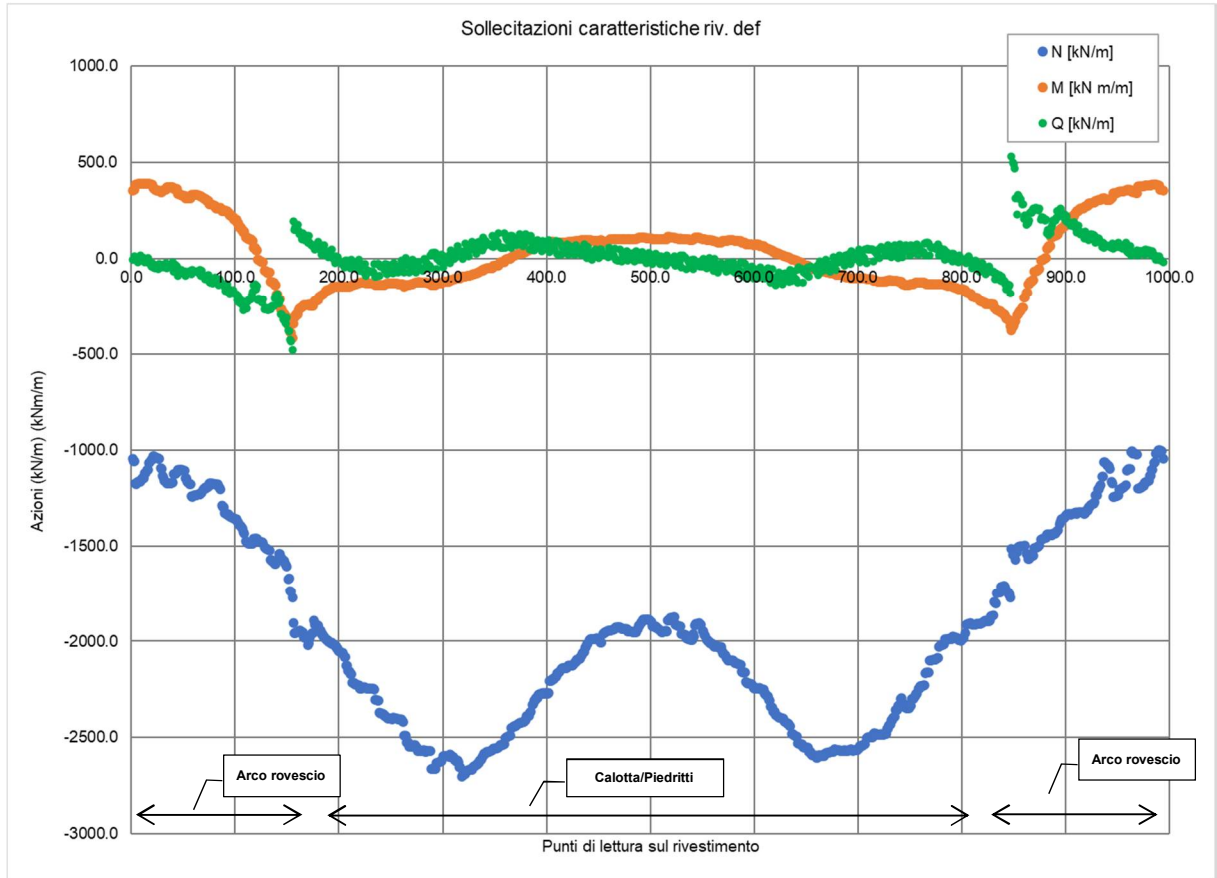


Figura 24: Sezione FEM – Azioni interne rivestimento definitivo

RIV	s	ARM.	Comb.	N	M	e	h/6	$\sigma_{c,1}$	$\sigma_{c,2}$	$\sigma_{c,med}$	$\sigma_{s,max}$
-	(m)	(-)	-	(kN/m)	(kNm/m)	(cm)	(cm)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
DEF. CA	0.6	4+4F20	Nmax	-1872.6	108.2	6	10	4.93	1.32	3.12	-
	0.6	4+4F20	Nmin	-2700.1	-93.1	3	10	6.05	2.95	4.50	-
	0.6	4+4F20	Mmax	1889.6	112.7	6	10	5.03	1.27	3.15	-
	0.6	4+4F20	Mmin	1993.3	-160.0	8	10	5.99	0.66	3.32	-
DEF. AR	0.8	4+4F20	Nmax	-1001.5	378.0	38	13	4.80	-2.29	3.54	114.0
	0.8	4+4F20	Nmin	-2700.1	-93.1	3	13	4.25	2.50	3.38	-
	0.8	4+4F20	Mmax	1122.2	390.1	35	13	5.06	-2.25	3.66	97.0
	0.8	4+4F20	Mmin	1771.5	-415.7	23	13	6.11	-1.68	3.90	27.9

Tabella 13: Verifica rivestimento definitivo in fase di esercizio

7.6.2.2 Condizioni SLU

Le verifiche a pressoflessione sono state condotte secondo le prescrizioni contenute nelle NTC08 al paragrafo 4.1.2.1.2.1 "Resistenza a sforzo normale e flessione" considerando una porzione di rivestimento di larghezza unitaria. Deve verificarsi la seguente condizione:

$$M_{rd} = M_{rd}(N_{ed}) \geq M_{ed}$$

In cui M_{ed} e N_{ed} sono i valori di calcolo della componente flessionale ed assiale, M_{rd} è il valore del momento resistente corrispondente ad N_{ed} . Si descrivono nel seguito le leggi costitutive impiegate per il calcolo a rottura delle sezioni per pressoflessione.

Resistenze di calcolo del calcestruzzo:

Legge costitutiva parabola-rettangolo

deformazione limite tratto parabola $\varepsilon_{c2} = 0.2\%$

deformazione limite $\varepsilon_{cu} = 0.35\%$

resistenza di calcolo $\sigma_c = f_{cd}$

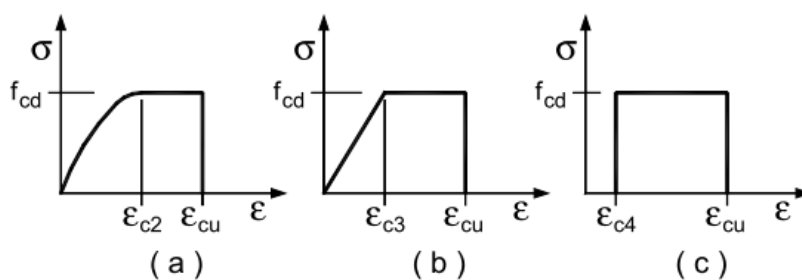


Figura 25: Modelli s-e per il calcestruzzo. Nel caso in esame è stato utilizzato il modello parabola rettangolo (a)

coefficiente materiale slu $\gamma_c = 1.5$

resistenza in compressione $f_{cd} = 0.85 \times f_{ck} / \gamma_c$

Resistenze di calcolo dell'armatura ordinaria:

Legge costitutiva bilineare elastica-perfettamente plastica

$|\varepsilon| \leq |\varepsilon_y|$ tratto elastico $\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon$ ($E_s = 206'000$ MPa)

$|\varepsilon_y| \leq |\varepsilon| \leq |\varepsilon_u|$ tratto plastico $\sigma_s = f_{yd}$

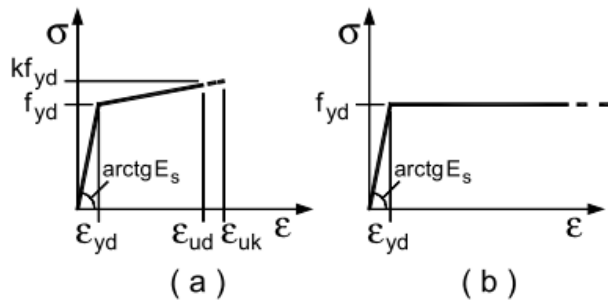


Figura 26: Modelli s-e per l'acciaio. Nel caso in esame è stato utilizzato il modello elastico perfettam. plastico (b)

coefficiente materiale slu $\gamma_s = 1.15$

resistenza di snervamento $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 391 \text{ MPa}$

deformazioni limite $|\epsilon_y| = f_{yd}/E_s \quad |\epsilon_u| = 0.01$

Le verifiche sono state effettuate allo SLU, a presso-flessione e a taglio, amplificando con il coefficiente $\gamma_q=1.3$ i valori di M e N e Q in output al programma di calcolo. Il calcestruzzo impiegato (classe C30/37) appartiene alla classe di esposizione XC3, mentre le barre di armatura impiegate sono in acciaio ordinario (armature poco sensibili). Le verifiche sono relative ad una sezione avente larghezza di 1.00 m. Il copriferro adottato è pari a 10 cm.

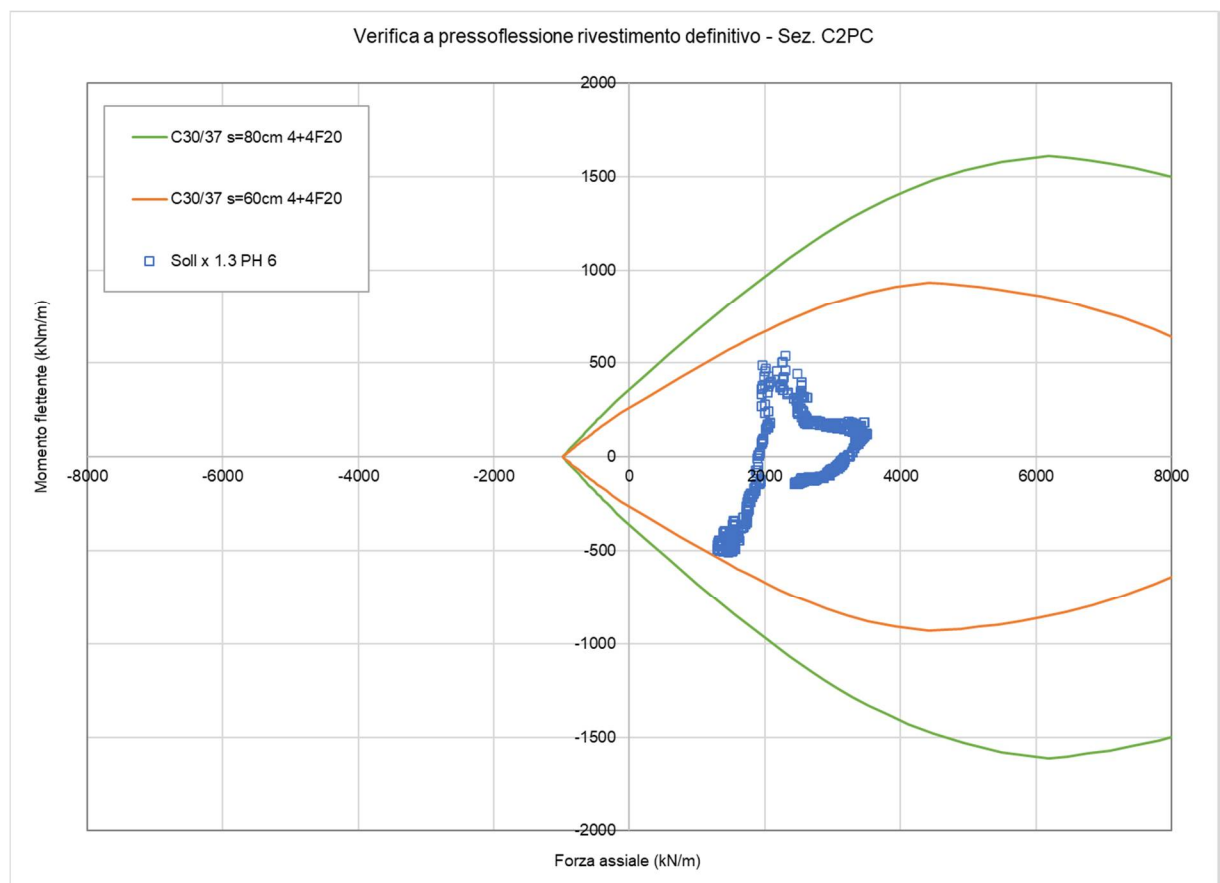


Figura 27: Sezione FEM - Verifica a presso-flessione del rivestimento definitivo

Le verifiche a taglio sono state condotte secondo quanto riportato dalle NTC08 (4.1.2.1.3.1 “Resistenza nei confronti delle sollecitazioni taglianti”), per cui deve verificarsi la seguente condizione:

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

con V_{Ed} il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente. Le verifiche sono state condotte tramite l’approccio relativo agli elementi sprovvisti di armatura specifica e taglio. Con riferimento all’elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con la relazione:

$$V_{Rd} = [0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_g + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

in cui

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

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

$$\rho = A_{sl} / (b_w \cdot d) \quad \text{rapporto geom. di armatura};$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c \quad \text{tensione media di compressione nella sezione};$$

$$d \quad \text{altezza utile sezione};$$

$$b \quad \text{larghezza minima sezione.}$$

Nella tabella seguente è riportata la verifica alle sollecitazioni di taglio per il rivestimento definitivo.

Zona	s	N	Q	1.3xN	1.3xQ	Asl	k	vmin	scp	Vrd	Vrdmin
-	(m)	(kN/m)	(kNm/m)	(kNm/m)	(kNm/m)	cm ²	-	-	MPa	kN	kN
CA/PI	0.6	2550.5	132.7	3316	173	12.6	1.6	0.39	5.53	631.7	642
AR	0.8	1597.2	-342.8	2076	-446	12.6	1.5	0.36	2.60	512.1	544

Tabella 14: Verifica rivestimento definitivo taglio (SLU)

8. CONCLUSIONI

Nel presente relazione è riportata l'analisi del comportamento del scavo del tratto rimanente della galleria Felettino I. I risultati dell'analisi hanno permesso di giustificare la scelta delle sezioni tipo di avanzamento con le quali è previsto il completamento della galleria. La verifica dei rivestimenti provvisori e definitivi è stata condotta attraverso l'analisi agli elementi finiti della sezione C2P1/C2PC.

9. ALLEGATO A

Di seguito si riporta il comportamento tenso-deformativo delle sezioni tipo analizzate e approvate nelle fasi progettuali precedenti. Per tali sezioni si precisa che il contesto geomeccanico, in fase di progettazione esecutiva, risultava più sfavorevole rispetto a quello sviluppato e adottato per il completamento del fornice, poiché per il progetto di riappalto si è tenuto conto delle risultanze dei tratti già scavati (rilievi al fronte, prove sul materiale scavato, misure di convergenza ect.).

9.1 VERIFICA SEZIONE TIPO B2

9.1.1 Sezione B2

Le analisi sono state organizzate in 7 successive fasi di calcolo che consentono la descrizione dei vari interventi costruttivi e la schematizzazione di diverse condizioni di carico per il priverivestimento e per il rivestimento definitivo.

Fase 1: In questa prima fase di calcolo viene applicato il peso proprio del terreno; viene cioè ricostruito lo stato tensionale preesistente gli scavi e simulata la generazione del piano campagna attuale.

Fase 2: Questa fase corrisponde alla sezione della galleria in prossimità del fronte di scavo, immediatamente prima della messa in opera del priverivestimento. Il contributo statico fornito dalla porzione di ammasso oltre il fronte non ancora scavato viene simulato rilasciando il 40 % delle forze di scavo. Lo scavo della galleria è stato simulato a piena sezione, incluso lo scavo dell'arco rovescio. La posizione della falda è ipotizzata appena al di sotto dello scavo, considerando l'azione di drenaggio effettuata.

Fase 3: Viene simulato lo scavo a piena sezione per sfondi pari a 1.2 m e la posa in opera del priverivestimento costituito da uno spessore di spritz-beton pari a 25 cm e un modulo elastico non ancora maturo. In questa fase viene rilasciata un'ulteriore aliquota delle forze di scavo pari al 31% (totale 71%).

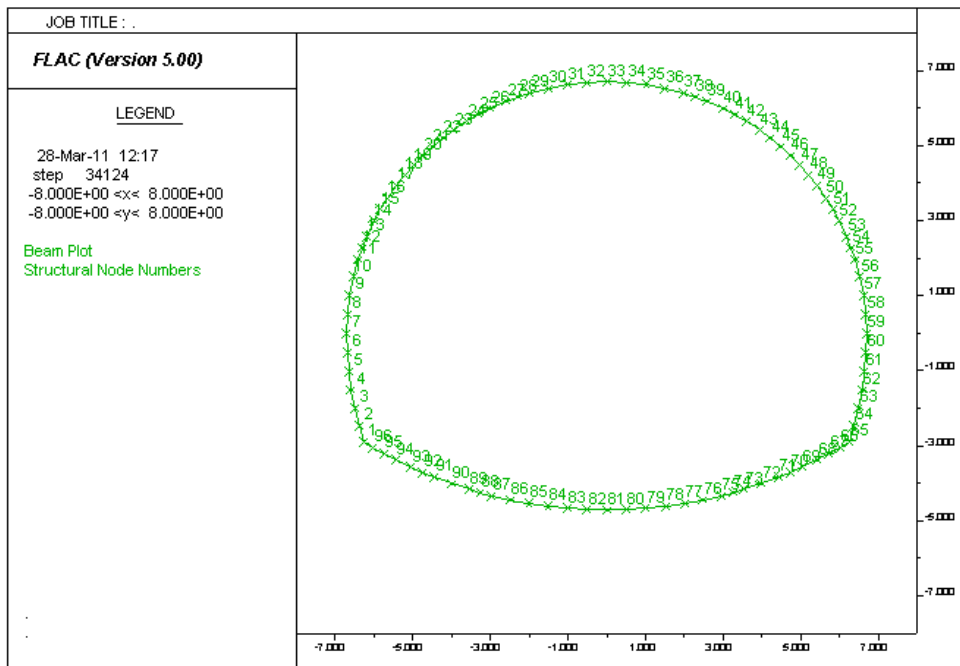
Fase 4: In questa fase viene simulata la completa maturazione dello spritz beton rilasciando l' 83% delle forze di scavo.

Fase 5: Viene simulato il getto dell'arco rovescio di spessore pari a 70 cm. In questa fase viene rilasciata un'ulteriore aliquota delle forze di scavo pari all' 8% (totale 91%).

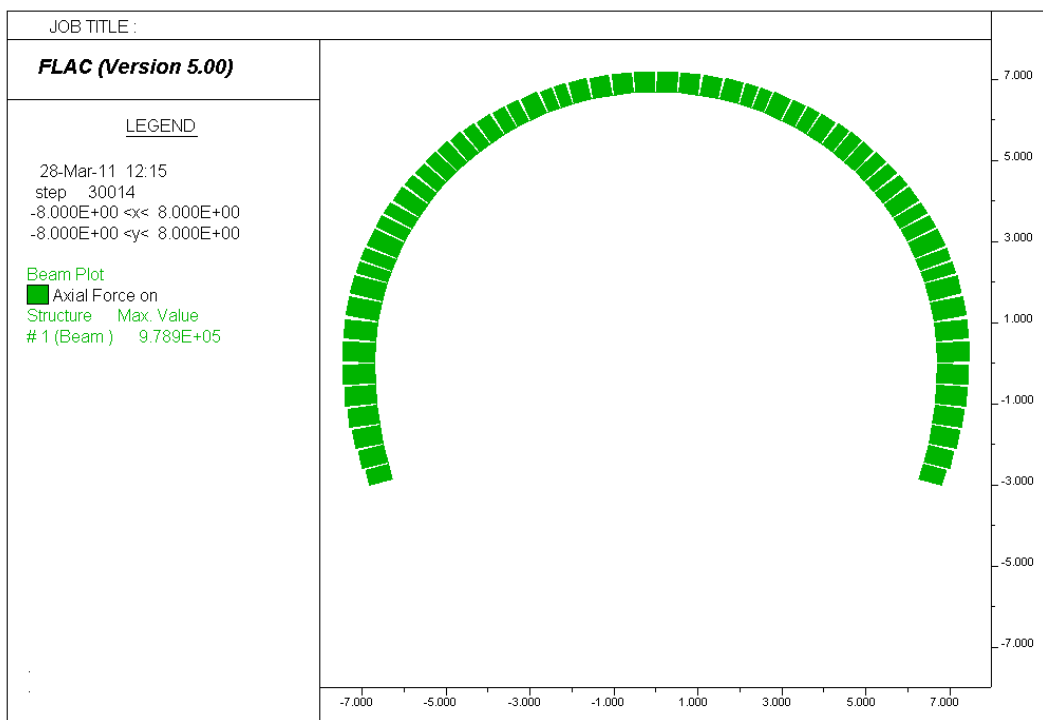
Fase 6: In questa fase viene rilasciato il 100% delle forze di scavo e viene simulato il getto del rivestimento definitivo di calotta di spessore 60 cm.

Fase 7: In questa fase viene simulato il decadimento del priverivestimento, mediante eliminazione degli elementi strutturali che lo costituiscono, e la risalita della falda alle quote iniziali.

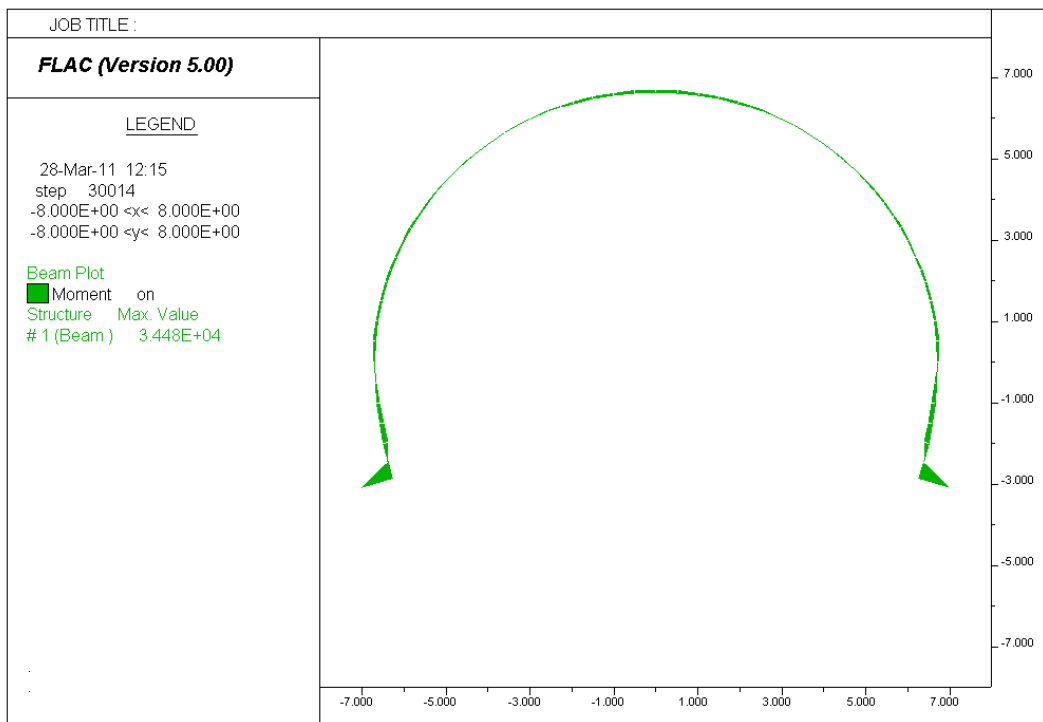
Nelle seguenti figure sono riportate le caratteristiche della sollecitazione del rivestimento di prima fase e del rivestimento definitivo.



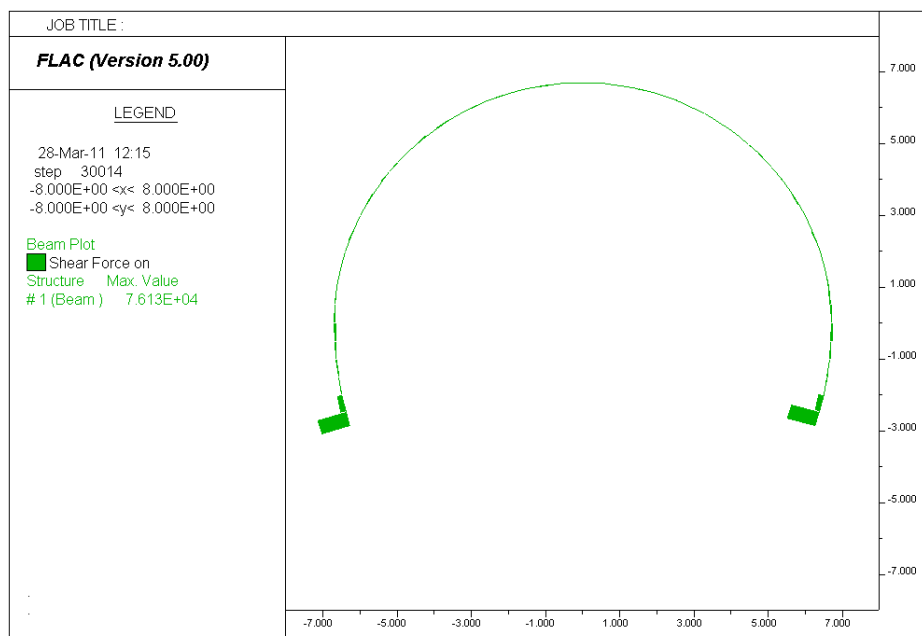
Sezione tipo B2 – Nodi strutturali



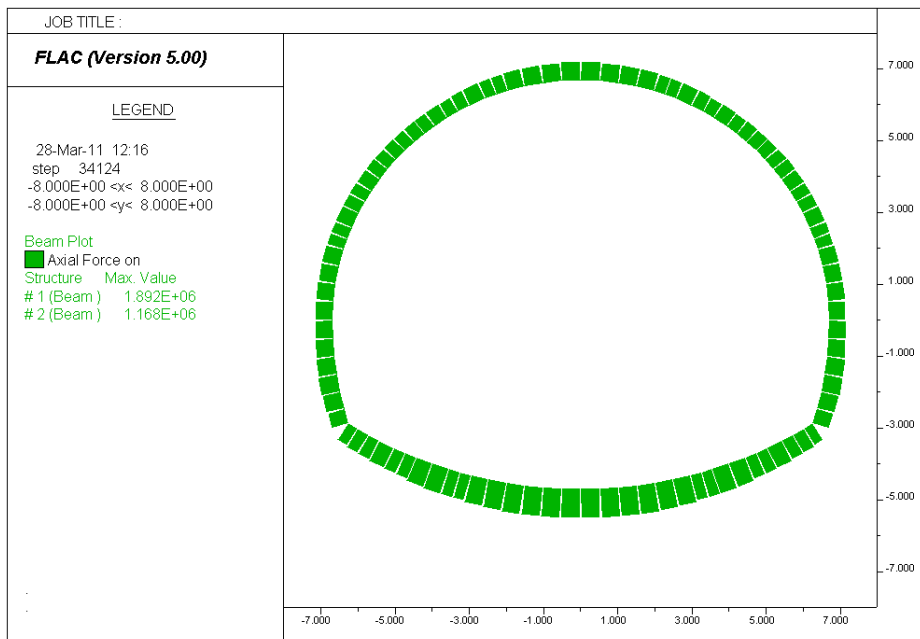
Sezione tipo B2 – Rivestimento di prima Fase – Sforzo Normale



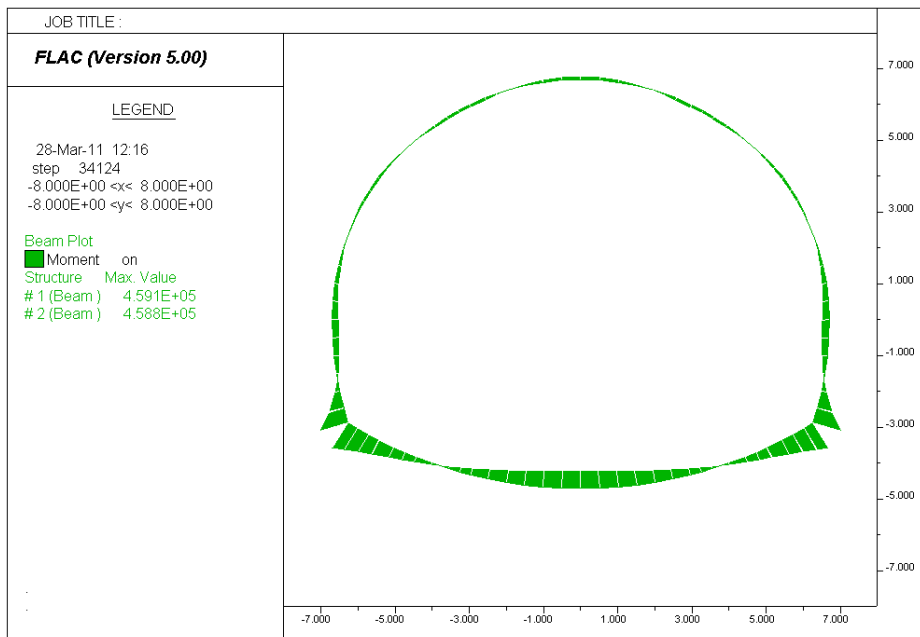
Sezione tipo B2 – Rivestimento di prima Fase – Momento Flettente



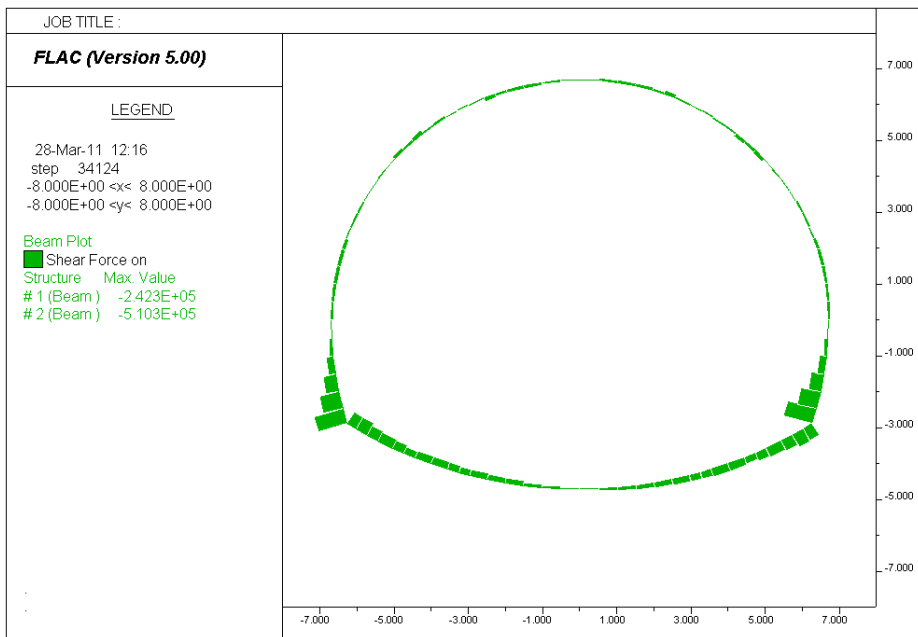
Sezione tipo B2 – Rivestimento di prima Fase – Taglio



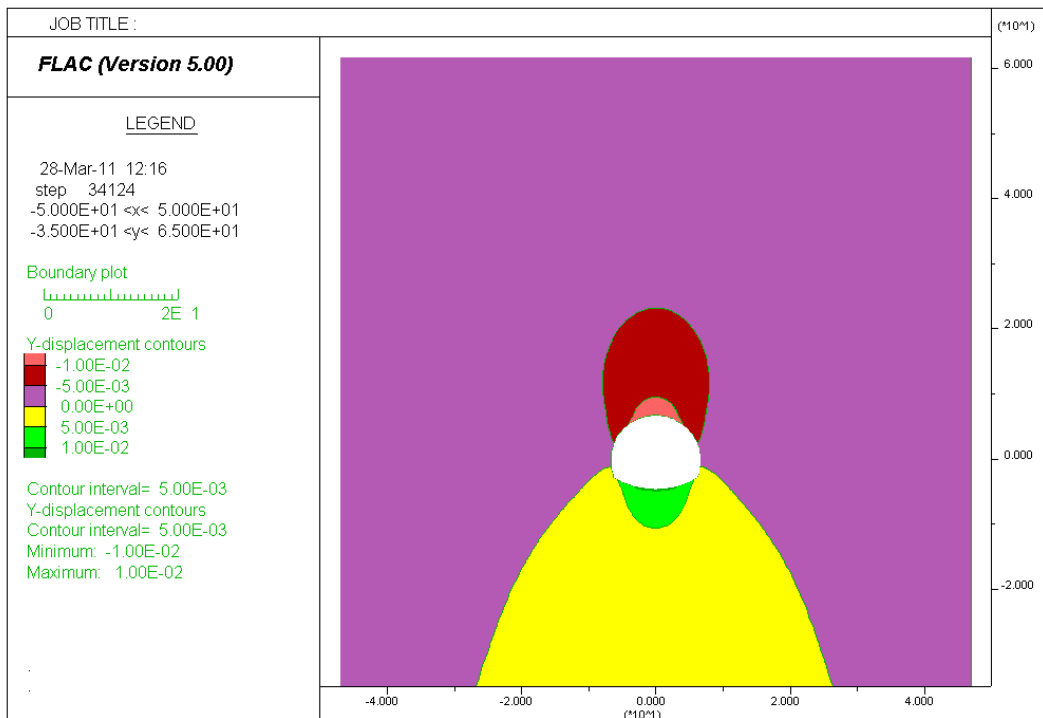
Sezione tipo B2 – Rivestimento definitivo – Sforzo normale



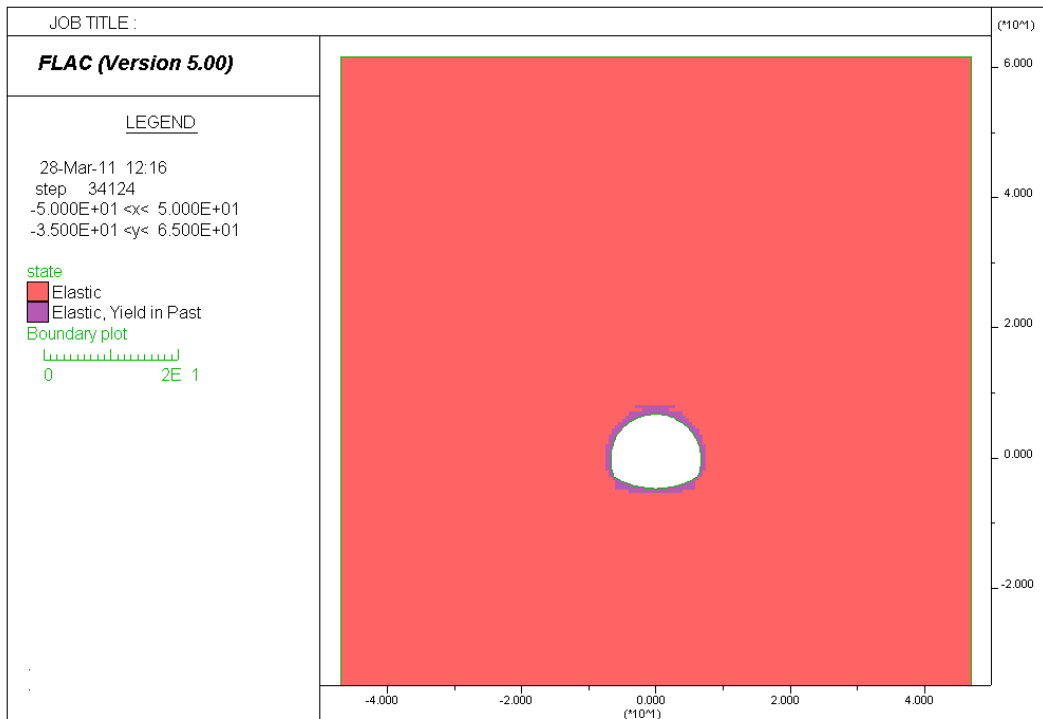
Sezione tipo B2 – Rivestimento definitivo – momento flettente



Sezione tipo B2 – Rivestimento definitivo – taglio



Sezione tipo B2 – Spostamenti verticali



Sezione tipo B2 – Stato di plasticizzazione

9.1.2.1 VERIFICHE A PRESSO FLESSIONE (SLU)

Nelle seguenti tabelle sono riportate le sollecitazioni agenti e i relativi sforzi principali massimi e minimi indotti nelle strutture di contenimento.

M positivo se tende le fibre di intradosso.

Rivestimento di prima fase – (Spritz fresco)

Spritz-beton s = 25 cm – Centine 2IPE 160 / 1,20 m

NODI	H (cm)	b (cm)	M (KNm)	N (KN)	Fattore multipl. Azioni	Msd (KNm)	Nsd (KN)	Mrd (KNm)	Is
64	25	100	2,82	268	1,3	3,7	348	63,4	0,06
54-55	25	100	-0,82	388	1,3	-1,1	504	-67,2	0,02

Rivestimento di prima fase – (Spritz maturo)

Spritz-beton s = 25 cm – Centine 2IPE 160 / 1,20 m

NODI	H (cm)	b (cm)	M (KNm)	N (KN)	Fattore molt. Azioni	Msd (KNm)	Nsd (KN)	Mrd (KNm)	Is
1-2	25	100	-17,9	697	1,3	-23,3	906	-112,1	0,21
3	25	100	5,39	830	1,3	7,0	1079	121,8	0,06
55-56	25	100	-2,1	978	1,3	-2,7	1271	-130,3	0,02

Rivestimento definitivo

NODI	H (cm)	b (cm)	Af (cm ²)	Af' (cm ²)	M (KNm)	N (KN)	Fattore molt. Azioni	Msd (KNm)	Nsd (KN)	Mrd (KNm)	Is
1-2	77	100	12,56	6,28	-358,0	1049	1,3	-465	1364	-758,6	0,61
60	60	100	9,04	4.52(*)	108,0	1099	1,3	140	1429	533,4	0,26
17	60	100	4.52(*)	9,04	-29,7	1062	1,3	-39	1381	-407,5	0,09
26	60	100	9,04	4.52(*)	42,7	1042	1,3	56	1355	519,7	0,11
33	60	100	4.52(*)	9,04	-54,5	1116	1,3	-71	1451	-422,9	0,17
62-63	60	100	9,04	4.52(*)	0,0	1189	1,3	0	1546	443,6	0,00
68	70	100	12,56	12,56	-247,0	1432	1,3	-321	1862	-808,2	0,40
81	70	100	12,56	12,56	275,0	1908	1,3	358	2480	945	0,38

(*) copriferro 25 cm

9.1.2.2 VERIFICHE A TAGLIO (SLU)

Rivestimento di prima fase – (Spritz fresco)

Spritz-beton s = 25 cm – Centine 2IPE 160 / 1,20 m

NODI	H (cm)	b (cm)	Vmax (KN)	Fattore molt. Azioni	Vsd (KN)	Vrd (*) (KN)	Is	Armatura specifica a taglio
64-65	25	100	6,49	1,3	8,4	121,7	0,07	-

Rivestimento di prima fase – (Spritz maturo)

Spritz-beton s = 25 cm – Centine 2IPE 160 / 1,20 m

NODI	H (cm)	b (cm)	Vmax (KN)	Fattore molt. Azioni	Vsd (KN)	Vrd (*) (KN)	Is	Armatura specifica a taglio
64-65	25	100	-76,1	1,3	-98,9	-121,7	0,81	-

(*) Resistenza a taglio attribuita al solo profilo in acciaio IPE 160 , pari al 50% di VRd.

Rivestimento definitivo

Ove non è prevista armatura specifica a taglio, Vrd è relativo al contributo del solo calcestruzzo.

NODI	H (cm)	b (cm)	Vmax (KN)	N (KN)	Fattore molt. Azioni	Vsd (KN)	Nsd (KN)	Vrd (KN)	Is	Armatura specifica a taglio
1-2	77	100	368	836.6	1.3	478.4	1087.6	792	0.60	Ø16/25x25
93-94	70	100	-183	1434	1,3	-237,9	1864,2	-487,7	0,49	-

9.2 VERIFICA SEZIONE TIPO B2c

9.2.1 Sezione B2c

Le analisi sono state organizzate in 7 successive fasi di calcolo che consentono la descrizione dei vari interventi costruttivi e la schematizzazione di diverse condizioni di carico per il priverivestimento e per il rivestimento definitivo.

Fase 1: In questa prima fase di calcolo viene applicato il peso proprio del terreno; viene cioè ricostruito lo stato tensionale preesistente gli scavi e simulata la generazione del piano campagna attuale.

Fase 2: Questa fase corrisponde alla sezione della galleria in prossimità del fronte di scavo, immediatamente prima della messa in opera del priverivestimento. Il contributo statico fornito dalla porzione di ammasso oltre il fronte non ancora scavato viene simulato rilasciando il 40 % delle forze di scavo. Lo scavo della galleria è stato simulato a piena sezione, incluso lo scavo dell'arco rovescio. La posizione della falda è ipotizzata appena al di sotto dello scavo, considerando l'azione di drenaggio effettuata.

Fase 3: Viene simulato lo scavo a piena sezione per sfondi pari a 1.2 m e la posa in opera del priverivestimento costituito da uno spessore di spritz-beton pari a 25 cm e un modulo elastico non ancora maturo. In questa fase viene rilasciata un'ulteriore aliquota delle forze di scavo pari al 31% (totale 71%).

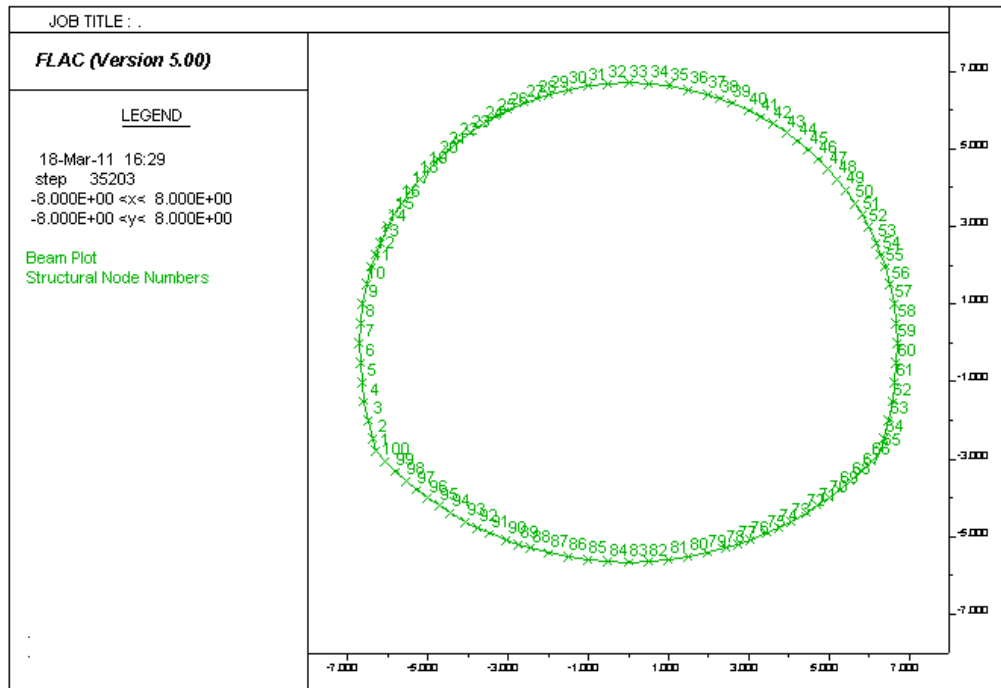
Fase 4: In questa fase viene simulata la completa maturazione dello spritz beton rilasciando l' 83% delle forze di scavo.

Fase 5: Viene simulato il getto dell'arco rovescio di spessore pari a 70 cm. In questa fase viene rilasciata un'ulteriore aliquota delle forze di scavo pari all' 8% (totale 91%).

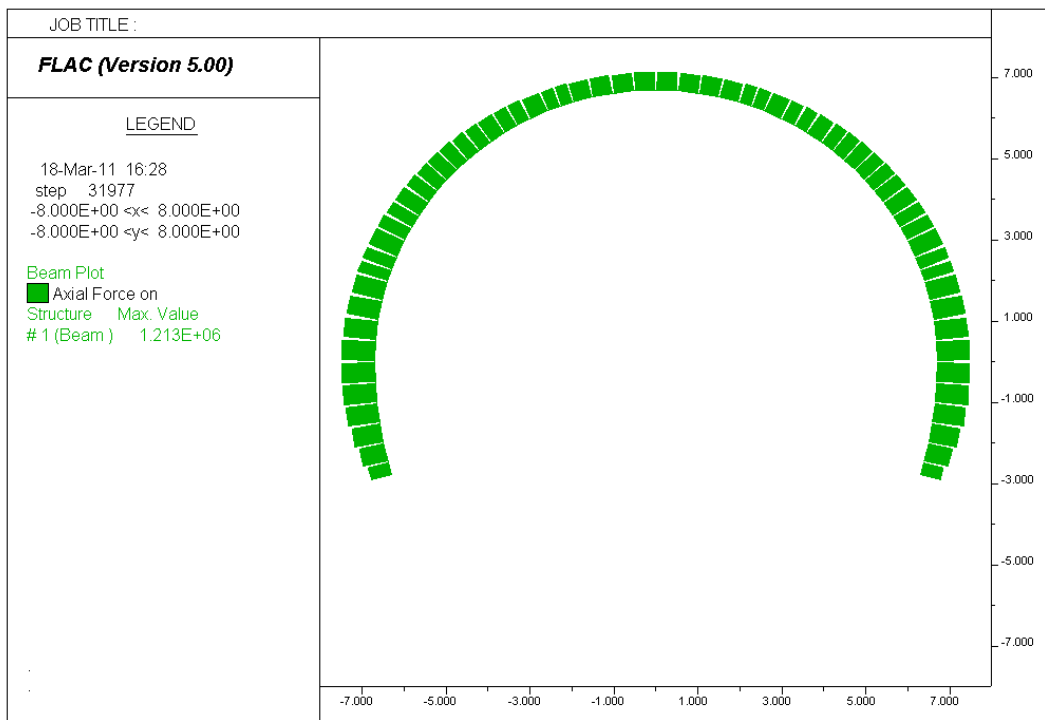
Fase 6: In questa fase viene rilasciato il 100% delle forze di scavo e viene simulato il getto del rivestimento definitivo di calotta di spessore 60 cm.

Fase 7: In questa fase viene simulato il decadimento del priverivestimento, mediante eliminazione degli elementi strutturali che lo costituiscono, e la risalita della falda alle quote iniziali.

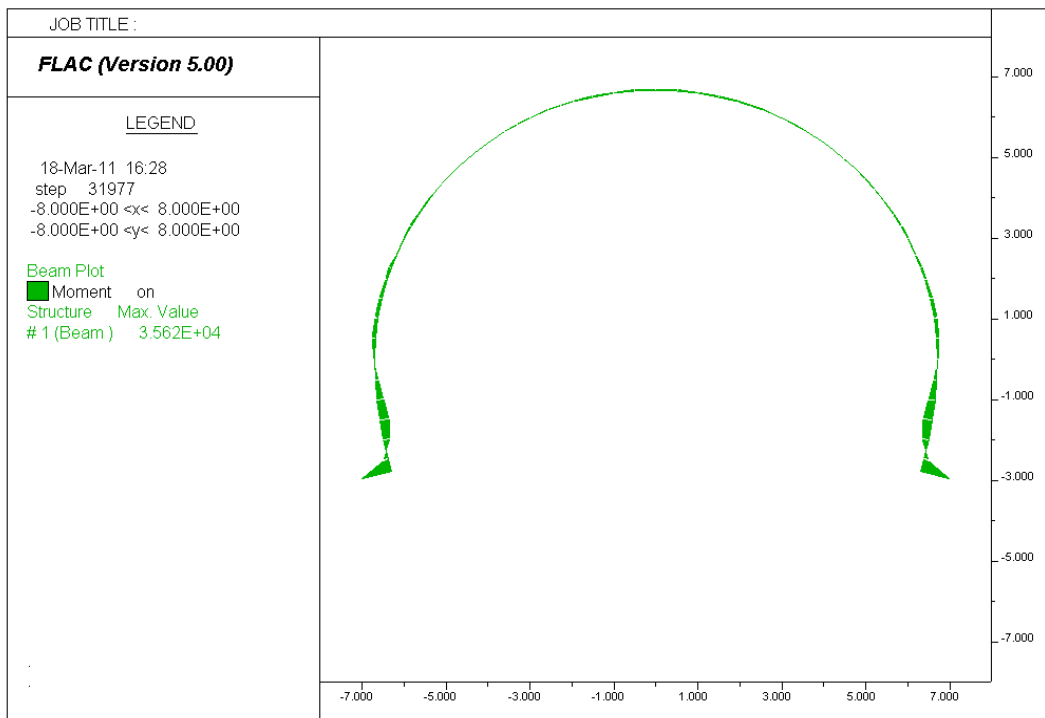
Nelle seguenti figure sono riportate le caratteristiche della sollecitazione del rivestimento di prima fase e del rivestimento definitivo.



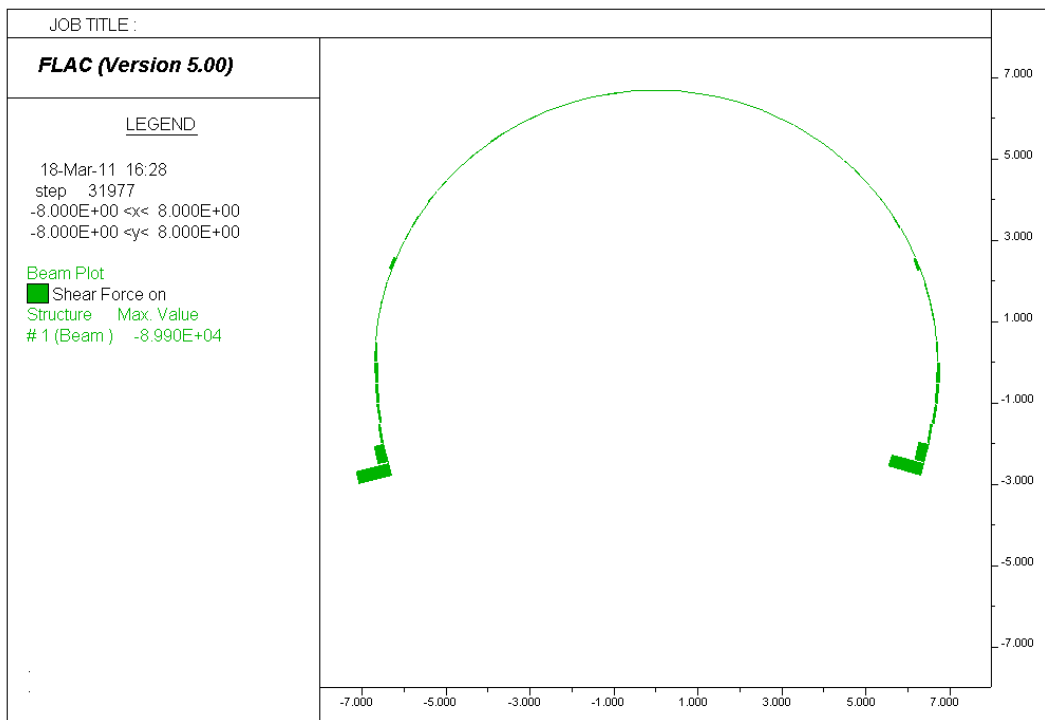
Sezione tipo B2c – Nodi strutturali



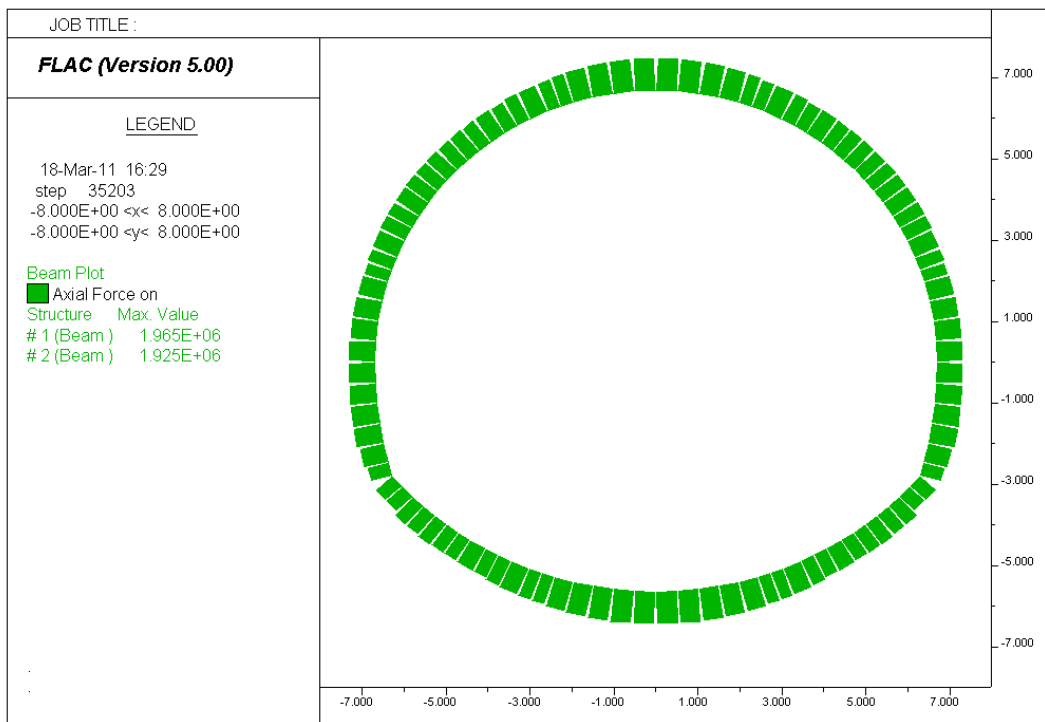
Sezione tipo B2c – rivestimento provvisorio – Sforzo Normale



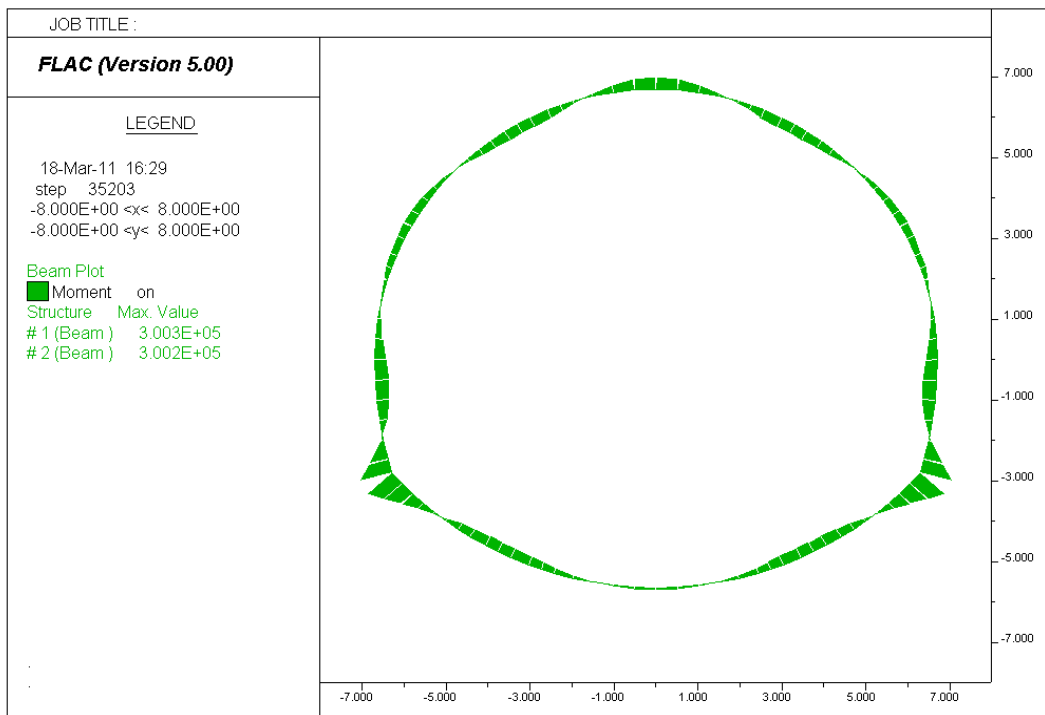
Sezione tipo B2c – rivestimento provvisorio – Momento flettente



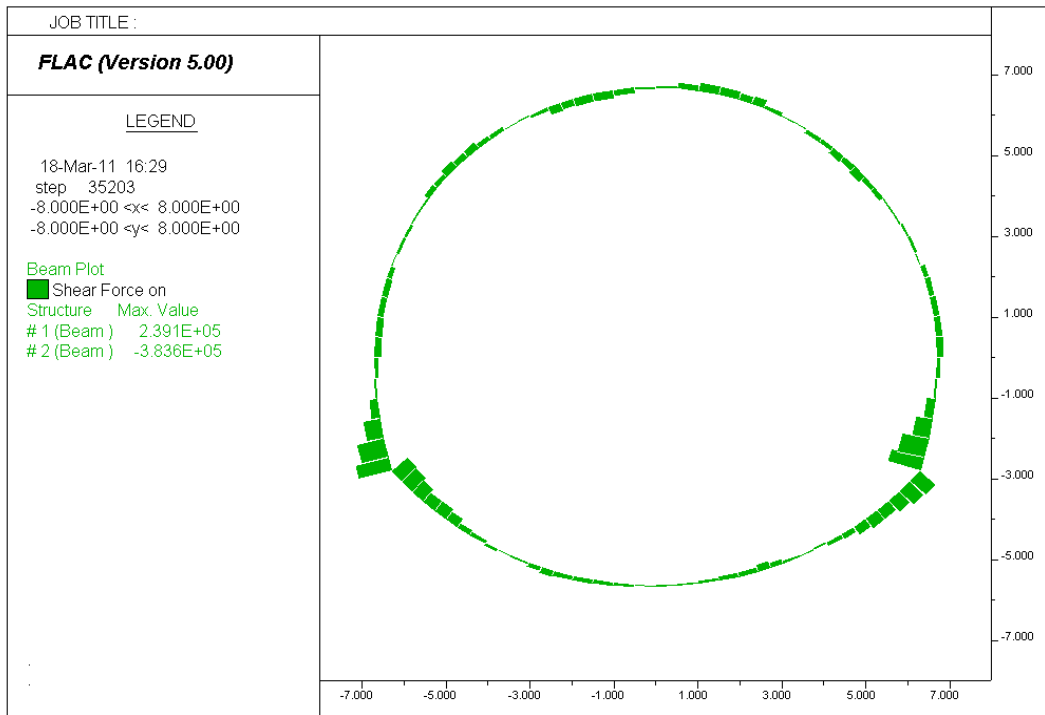
Sezione tipo B2c – rivestimento provvisorio – Taglio



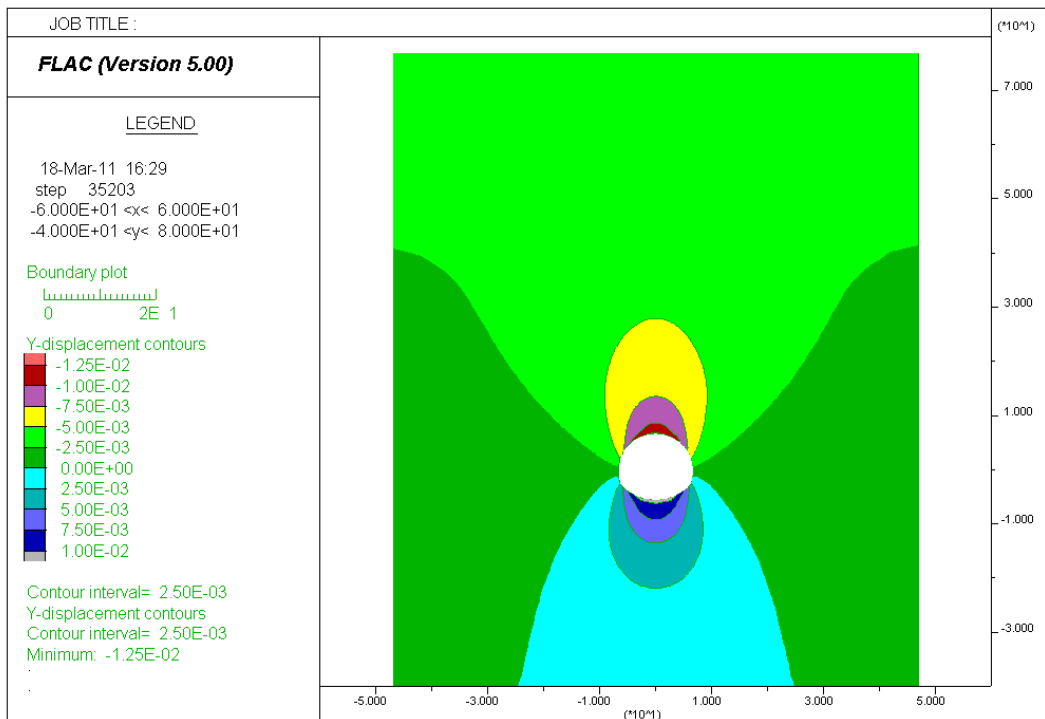
Sezione tipo B2c – rivestimento definitivo – Sforzo Normale



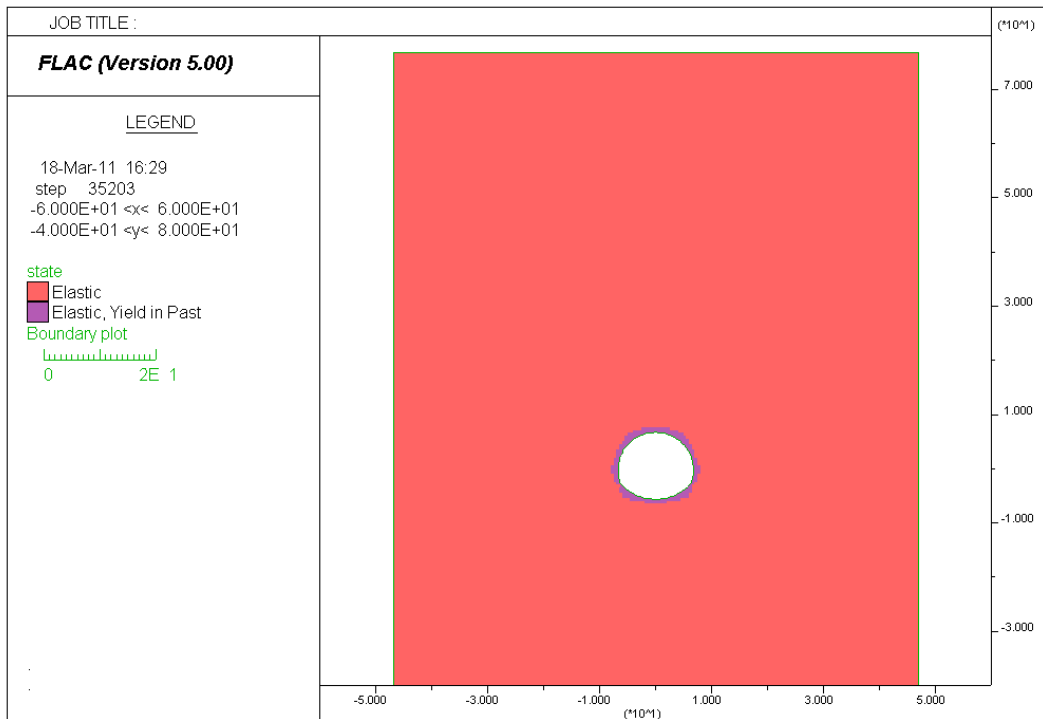
Sezione tipo B2c – rivestimento definitivo – momento



Sezione tipo B2c – rivestimento definitivo – taglio



Sezione tipo B2c – Spostamenti verticali



Sezione tipo B2c – stato di plasticizzazione

9.2.1.1 VERIFICHE A PRESSO FLESSIONE (SLU)

Rivestimento di prima fase – (Spritz fresco)

Spritz-beton s = 25 cm – Centine 2IPE 160 / 1,20 m

NODI	H (cm)	b (cm)	M (KNm)	N (KN)	Fattore multipl. Azioni	Msd (KNm)	Nsd (KN)	Mrd (KNm)	Is
64	25	100	4,29	212	1,3	5,6	276	60,2	0,09
56-57	25	100	-1,01	440	1,3	-1,3	572	-67,3	0,02

Rivestimento di prima fase – (Spritz maturo)

Spritz-beton s = 25 cm – Centine 2IPE 160 / 1,20 m

NODI	H (cm)	b (cm)	M (KNm)	N (KN)	Fattore molt. Azioni	Msd (KNm)	Nsd (KN)	Mrd (KNm)	Is
1-2	25	100	-20,7	758	1,3	-26,9	985	-116,6	0,23
62	25	100	10,7	1042	1,3	13,9	1355	133,6	0,10
9	25	100	-3,89	1171	1,3	-5,1	1522	-138,8	0,04
59-60	25	100	0	1188	1,3	0,0	1544	139,4	0,00

Rivestimento definitivo

NODI	H (cm)	b (cm)	Af (cm ²)	Af' (cm ²)	M (KNm)	N (KN)	Fattore molt. Azioni	Msd (KNm)	Nsd (KN)	Mrd (KNm)	Is
64-65	77	100	12,56	6,28	-236,0	1244	1,3	-307	1617	-830,1	0,37
6	60	100	9,04	4.52(*)	124,0	1525	1,3	161	1983	614,1	0,26
15	60	100	4.52(*)	9,04	-77,0	1609	1,3	-100	2092	-629,6	0,16
26	60	100	9,04	4.52(*)	96,0	1736	1,3	125	2257	652,1	0,19
33	60	100	4.52(*)	9,04	110,0	1925	1,3	143	2503	623,2	0,23
97	70	100	12,56	12,56	-70,2	1494	1,3	-91	1942	-827,6	0,11
93	70	100	12,56	12,56	99,4	1511	1,3	129	1964	832,9	0,16
83	70	100	12,56	12,56	-21,6	1965	1,3	-28	2555	-959,9	0,03

(*) copriferro 25 cm

9.2.1.2 VERIFICHE A TAGLIO (SLU)

Rivestimento di prima fase – (Spritz fresco)

Spritz-beton s = 25 cm – Centine 2IPE 160 / 1,20 m

NODI	H (cm)	b (cm)	Vmax (KN)	Fattore molt. Azioni	Vsd (KN)	Vrd (*) (KN)	Is	Armatura specifica a taglio
64-65	25	100	-12,9	1,3	-16,8	-121,7	0,14	

Rivestimento di prima fase – (Spritz maturo)

Spritz-beton s = 25 cm – Centine 2IPE 160 / 1,20 m

NODI	H (cm)	b (cm)	Vmax (KN)	Fattore molt. Azioni	Vsd (KN)	Vrd (*) (KN)	Is	Armatura specifica a taglio
64-65	25	100	-89,9	1,3	-116,9	-121,7	0,96	

(*) Resistenza a taglio attribuita al solo profilo in acciaio IPE 160 , pari al 50% di VRd.

Rivestimento definitivo

Ove non è prevista armatura specifica a taglio, Vrd è relativo al contributo del solo calcestruzzo.

NODI	H (cm)	b (cm)	Vmax (KN)	N (KN)	Fattore molt. Azioni	Vsd (KN)	Nsd (KN)	Vrd (KN)	Is	Armatura specifica a taglio
64-65	77	100	-384	1244	1,3	-499,2	1617,2	-792	0,63	Ø16/25x25
93-94	70	100	137	1549	1,3	178,1	2013,7	507,8	0,35	-

9.3 VERIFICA SEZIONE TIPO C2

9.3.1 Sezione C2

Le analisi sono state organizzate in 8 successive fasi di calcolo che consentono la descrizione dei vari interventi costruttivi e la schematizzazione di diverse condizioni di carico per il priverivestimento e per il rivestimento definitivo.

Fase 1: In questa prima fase di calcolo viene applicato il peso proprio del terreno; viene cioè ricostruito lo stato tensionale preesistente gli scavi e simulata la generazione del piano campagna attuale.

Fase 2: In questa fase viene simulata la realizzazione della coronella di terreno consolidato mediante elementi strutturali in VTR.

Fase 3: Questa fase corrisponde alla sezione della galleria in prossimità del fronte di scavo, immediatamente prima della messa in opera del priverivestimento. Il contributo statico fornito dalla porzione di ammasso oltre il fronte non ancora scavato viene simulato rilasciando il 40 % delle forze di scavo. Lo scavo della galleria è stato simulato a piena sezione, incluso lo scavo dell'arco rovescio. La posizione della falda è ipotizzata appena al di sotto dello scavo, considerando l'azione di drenaggio effettuata.

Fase 4: Viene simulato lo scavo a piena sezione per sfondi pari a 1 m e la posa in opera del priverivestimento costituito da uno spessore di spritz-beton pari a 25 cm e un modulo elastico non ancora maturo. In questa fase viene rilasciata un'ulteriore aliquota delle forze di scavo pari al 28% (totale 68%).

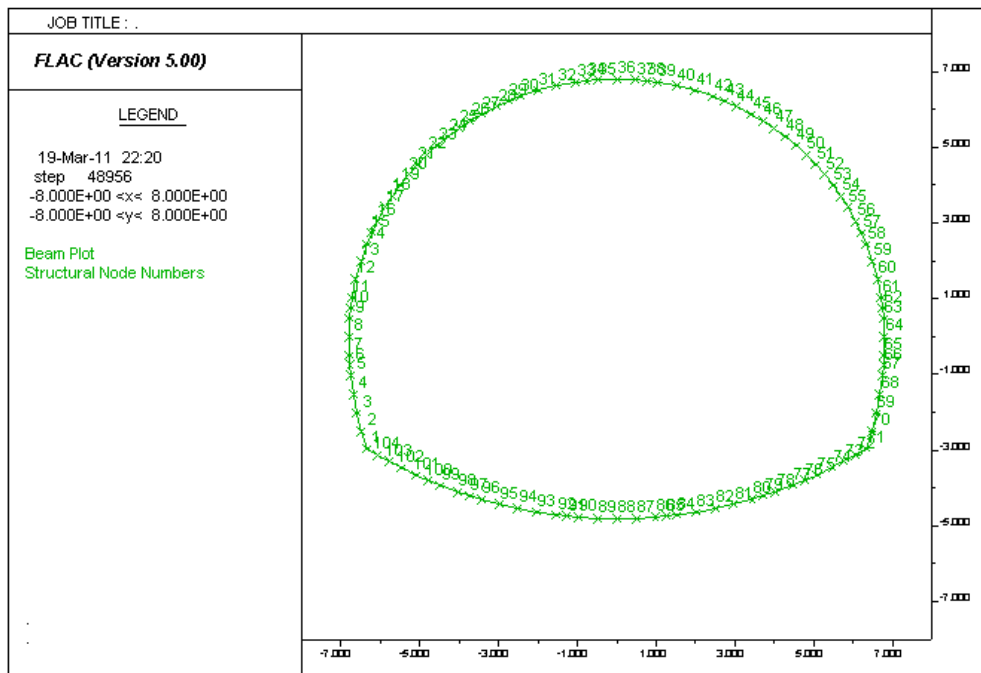
Fase 5: In questa fase viene simulata la completa maturazione dello spritz beton rilasciando l' 81% delle forze di scavo.

Fase 6: Viene simulato il getto dell'arco rovescio di spessore pari a 80 cm. In questa fase viene rilasciata un'ulteriore aliquota delle forze di scavo pari al 10% (totale 91%).

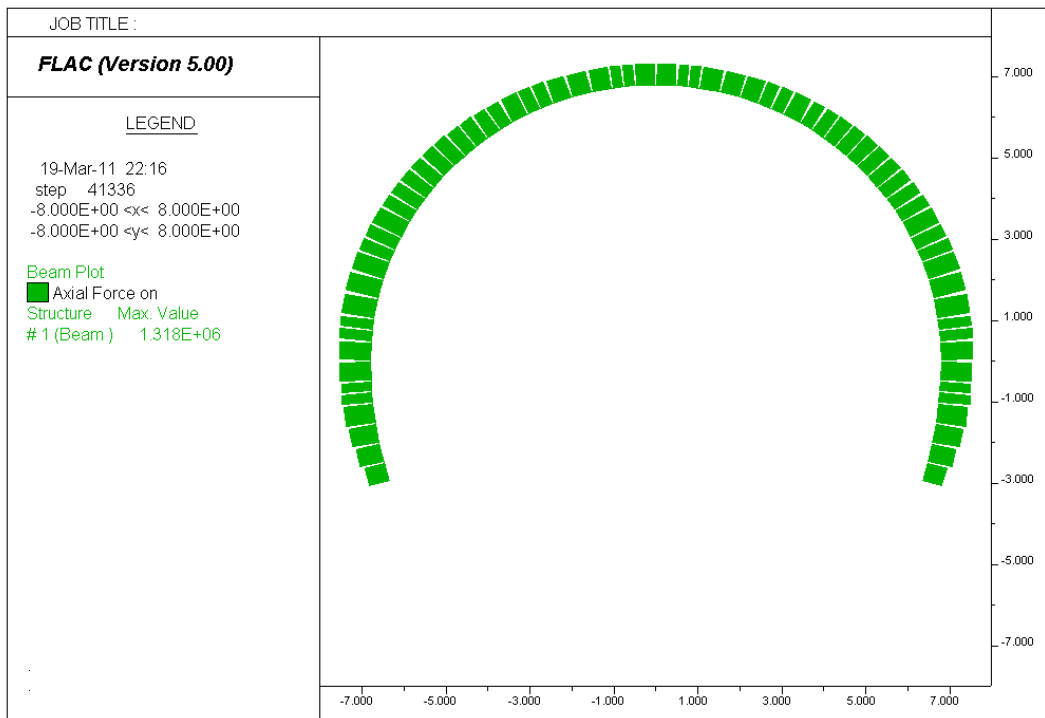
Fase 7: In questa fase viene rilasciato il 100% delle forze di scavo e viene simulato il getto del rivestimento definitivo di calotta di spessore 60 cm.

Fase 8: In questa fase viene simulato il decadimento del priverivestimento, il decadimento della coronella di terreno consolidato con VTR e la risalita della falda alle quote iniziali.

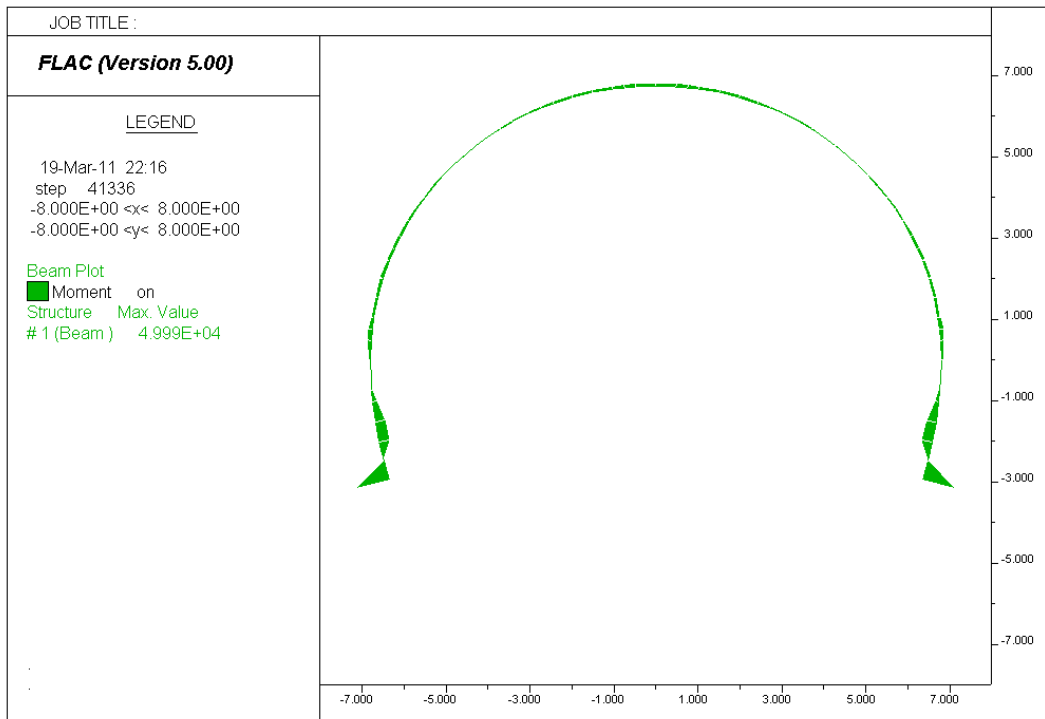
Nelle seguenti figure sono riportate le caratteristiche della sollecitazione del rivestimento di prima fase e del rivestimento definitivo.



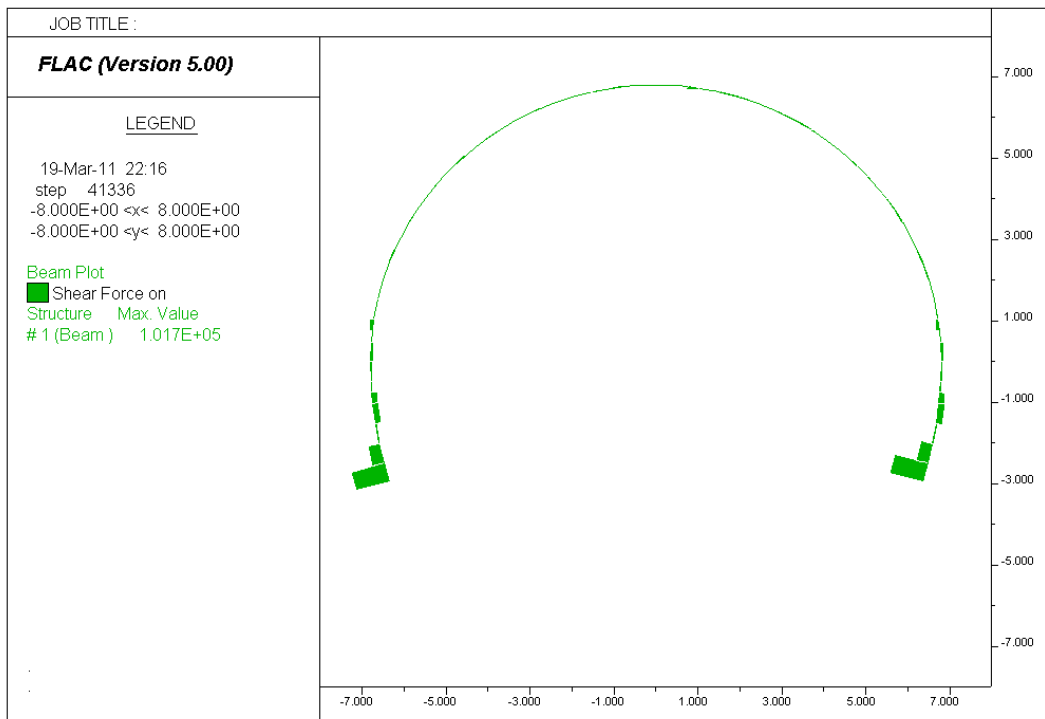
Sezione tipo C2 – Nodi strutturali



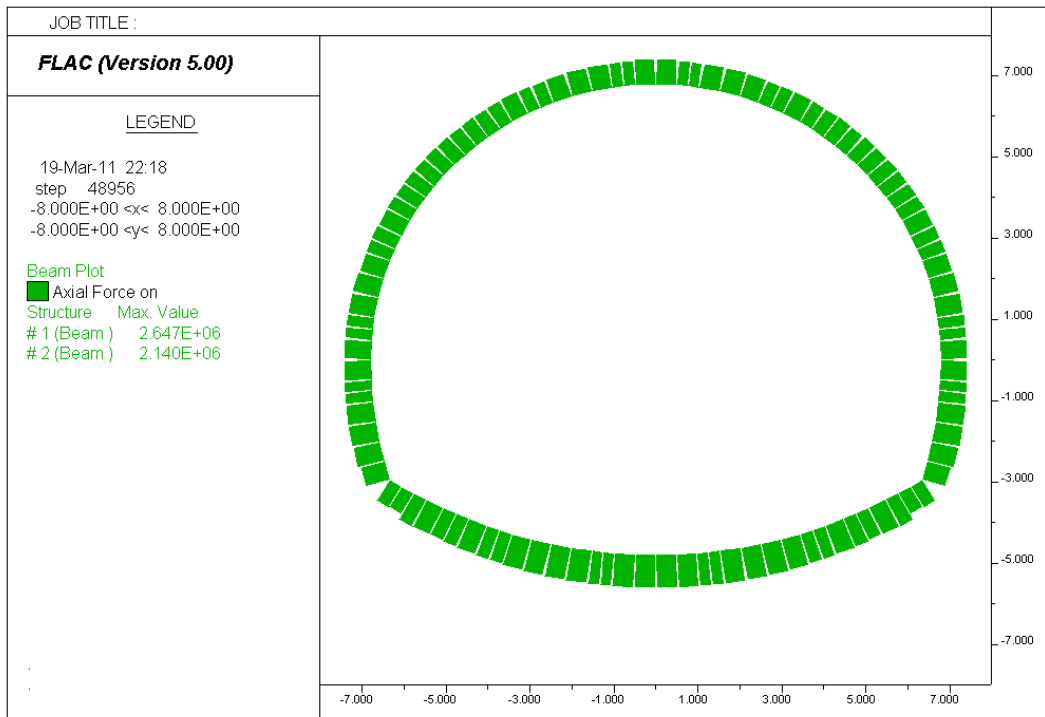
Sezione tipo C2 – Rivestimento provvisorio- Sforzo normale



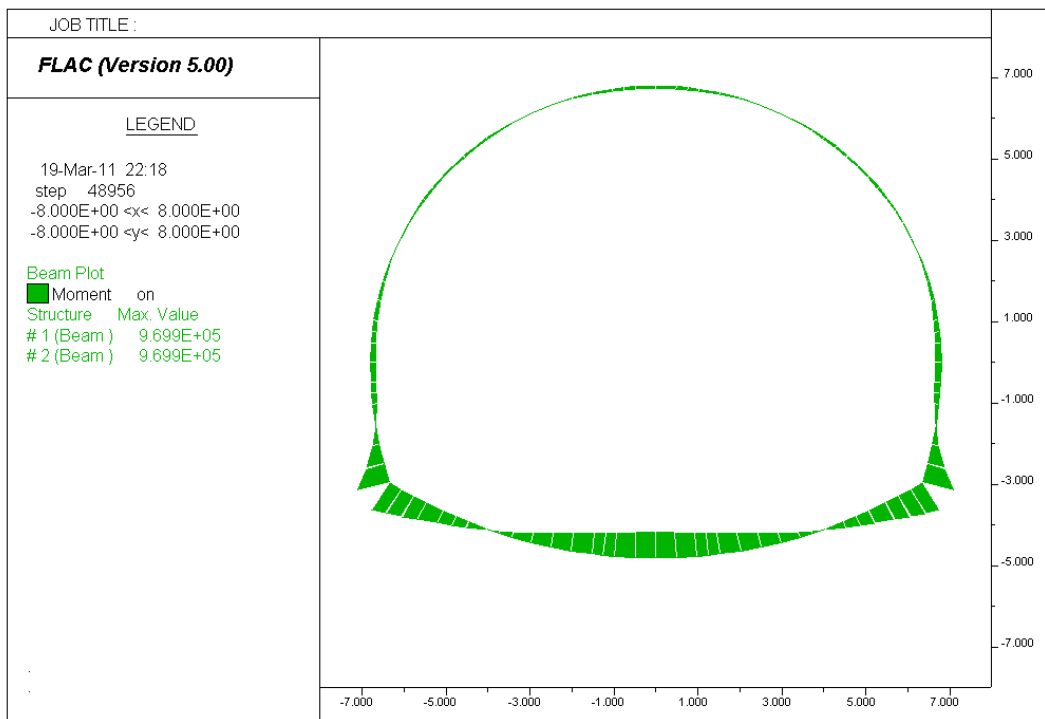
Sezione tipo C2 – Rivestimento provvisorio- momento



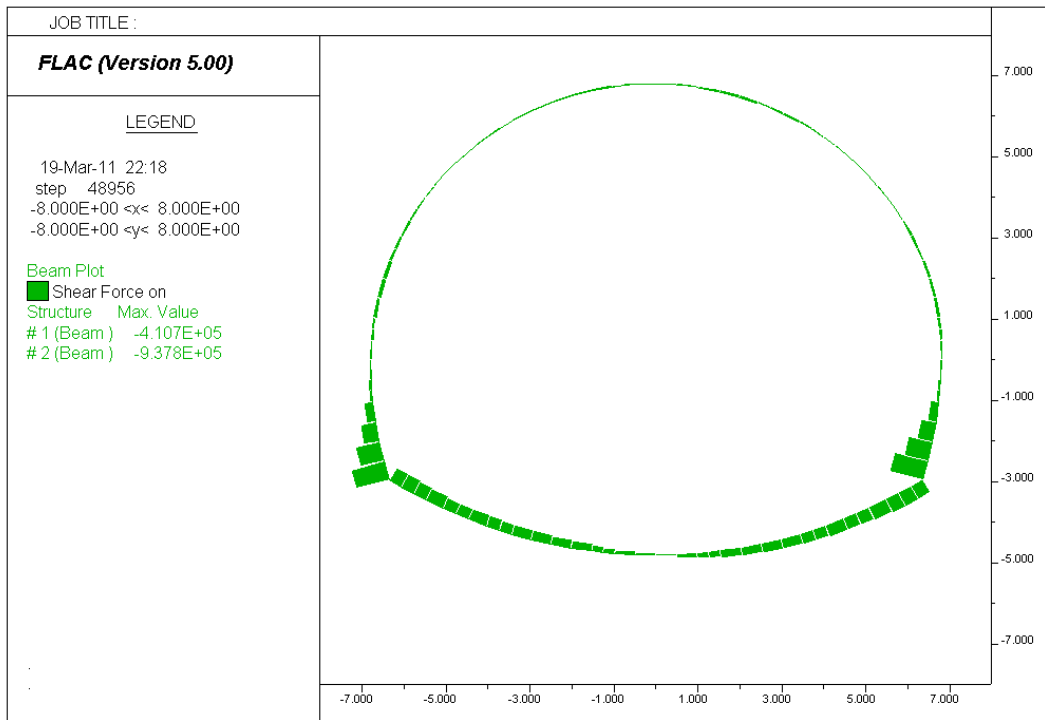
Sezione tipo C2 – Rivestimento provvisorio- taglio



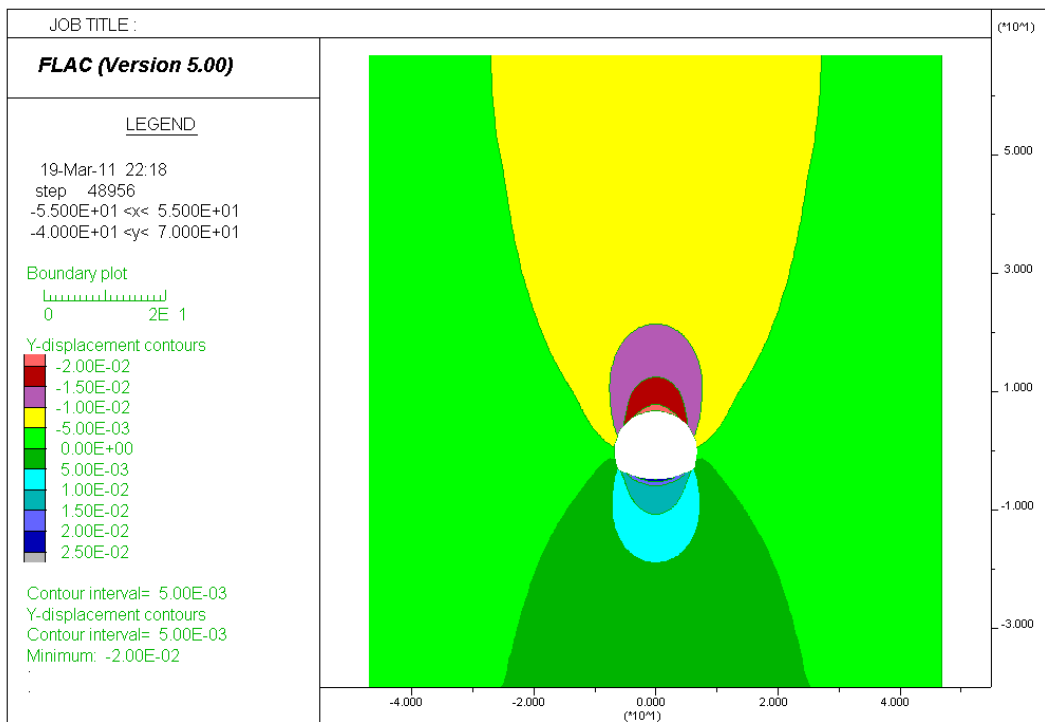
Sezione tipo C2 – Rivestimento definitivo- Sforzo normale



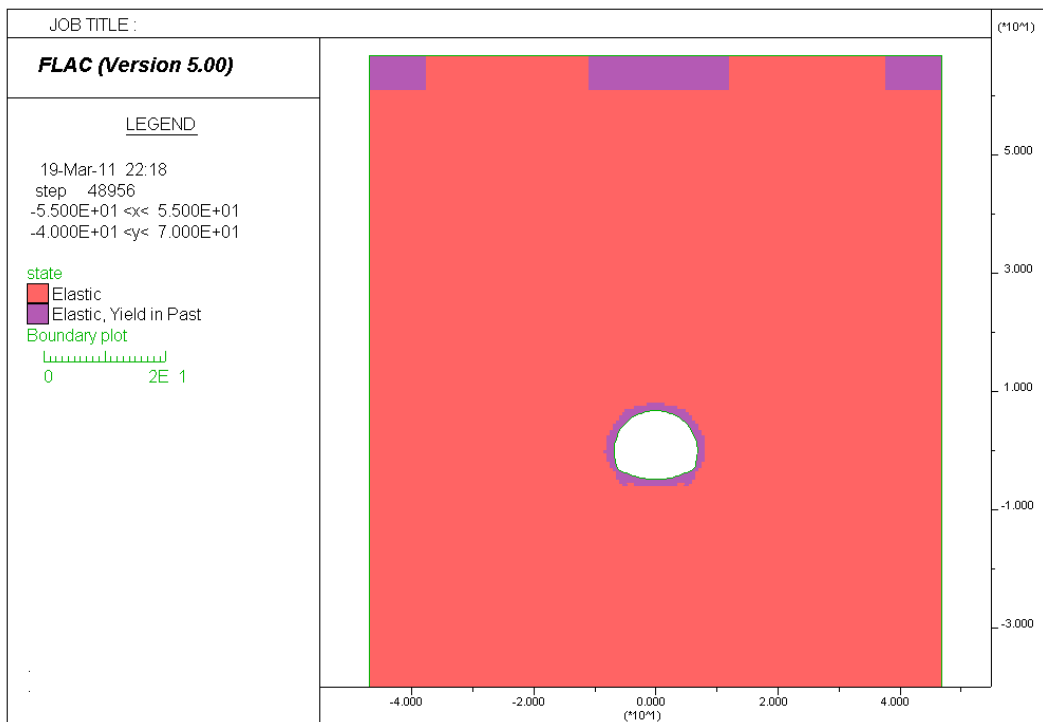
Sezione tipo C2 – Rivestimento definitivo- momento



Sezione tipo C2 – Rivestimento definitivo- taglio



Sezione tipo C2 – spostamenti verticali



Sezione tipo C2 – Stato di plasticizzazione

9.3.1.1 VERIFICHE A PRESSO FLESSIONE (SLU)

Rivestimento di prima fase – (Spritz fresco)

Spritz-beton s = 25 cm – Centine 2IPE 160 / 1,00 m

NODI	H (cm)	b (cm)	M (KNm)	N (KN)	Fattore multipl. Azioni	Msd (KNm)	Nsd (KN)	Mrd* (KNm)	Is
59	25	100	1,7	504,1	1,3	2,2	655	76	0,03
69	25	100	-5,6	250,4	1,3	-7,3	326	-75,1	0,10

Rivestimento di prima fase – (Spritz maturo)

Spritz-beton s = 25 cm – Centine 2IPE 160 / 1,00 m

NODI	H (cm)	b (cm)	M (KNm)	N (KN)	Fattore molt. Azioni	Msd (KNm)	Nsd (KN)	Mrd* (KNm)	Is
12	25	100	-4,3	1317	1,3	-5,6	1712	-171,8	0,03
99	25	100	16,1	964	1,3	21,0	1253	155,6	0,13

Rivestimento definitivo

NODI	H (cm)	b (cm)	Af (cm²)	Af' (cm²)	M (KNm)	N (KN)	Fattore molt. Azioni	Msd (KNm)	Nsd (KN)	Mrd (KNm)	Is
70	77	100	12,56	6,28	-518,9	1891	1,3	-675	2458	-1039	0,65
4	77	100	12,56	6,28	179,7	2064	1,3	234	2683	983,2	0,24
64	60	100	9,04	4.52(*)	180,1	2046	1,3	234	2660	706,2	0,33
52	60	100	4.52(*)	9,04	-60,2	2022	1,3	-78	2629	-644,6	0,12
72	80	100	12,56	12,56	-839,0	1931	1,3	-1091	2510	-1123	0,97
88	80	100	12,56	12,56	754,7	2647	1,3	981	3441	1306,0	0,75

(*) copriferro 25 cm

9.3.1.2 VERIFICHE A TAGLIO (SLU)

Rivestimento di prima fase – (Spritz fresco)

Spritz-beton s = 25 cm – Centine 2IPE 160 / 1,00 m

NODI	H (cm)	b (cm)	Vmax (KN)	Fattore molt. Azioni	Vsd (KN)	Vrd (*) (KN)	Is	Armatura specifica a taglio
5	25	100	5,9	1,3	7,7	146	0,05	-

Rivestimento di prima fase – (Spritz maturo)

Spritz-beton s = 25 cm – Centine 2IPE 160 / 1,00 m

NODI	H (cm)	b (cm)	Vmax (KN)	Fattore molt. Azioni	Vsd (KN)	Vrd (*) (KN)	Is	Armatura specifica a taglio
1	25	100	101,7	1,3	132,2	146	0,91	

* Resistenza a taglio attribuita al solo profilo in acciaio IPE 160 , pari al 50% di VRd.

Rivestimento definitivo

Ove non è prevista armatura specifica a taglio, Vrd è relativo al contributo del solo calcestruzzo.

NODI	H (cm)	b (cm)	Vmax (KN)	N (KN)	Fattore molt. Azioni	Vsd (KN)	Nsd (KN)	Vrd (KN)	Is	Armatura specifica a taglio
2	77	100	673,1	2086	1,3	875,0	2711,8	1256	0,70	Ø20/25x25
101	80	100	369,3	2334	1,3	480,1	3034,2	582,6	0,82	-

9.4 VERIFICA SEZIONE TIPO C2C

9.4.1 Sezione C2c

Le analisi sono state organizzate in 8 successive fasi di calcolo che consentono la descrizione dei vari interventi costruttivi e la schematizzazione di diverse condizioni di carico per il priverivestimento e per il rivestimento definitivo.

Fase 1: In questa prima fase di calcolo viene applicato il peso proprio del terreno; viene cioè ricostruito lo stato tensionale preesistente gli scavi e simulata la generazione del piano campagna attuale.

Fase 2: In questa fase viene simulata la realizzazione della coronella di terreno consolidato mediante elementi strutturali in VTR.

Fase 3: Questa fase corrisponde alla sezione della galleria in prossimità del fronte di scavo, immediatamente prima della messa in opera del priverivestimento. Il contributo statico fornito dalla porzione di ammasso oltre il fronte non ancora scavato viene simulato rilasciando il 40 % delle forze di scavo. Lo scavo della galleria è stato simulato a piena sezione, incluso lo scavo dell'arco rovescio. La posizione della falda è ipotizzata appena al di sotto dello scavo, considerando l'azione di drenaggio effettuata.

Fase 4: Viene simulato lo scavo a piena sezione per sfondi pari a 1 m e la posa in opera del priverivestimento costituito da uno spessore di spritz-beton pari a 25 cm e un modulo elastico non ancora maturo. In questa fase viene rilasciata un'ulteriore aliquota delle forze di scavo pari al 28% (totale 68%).

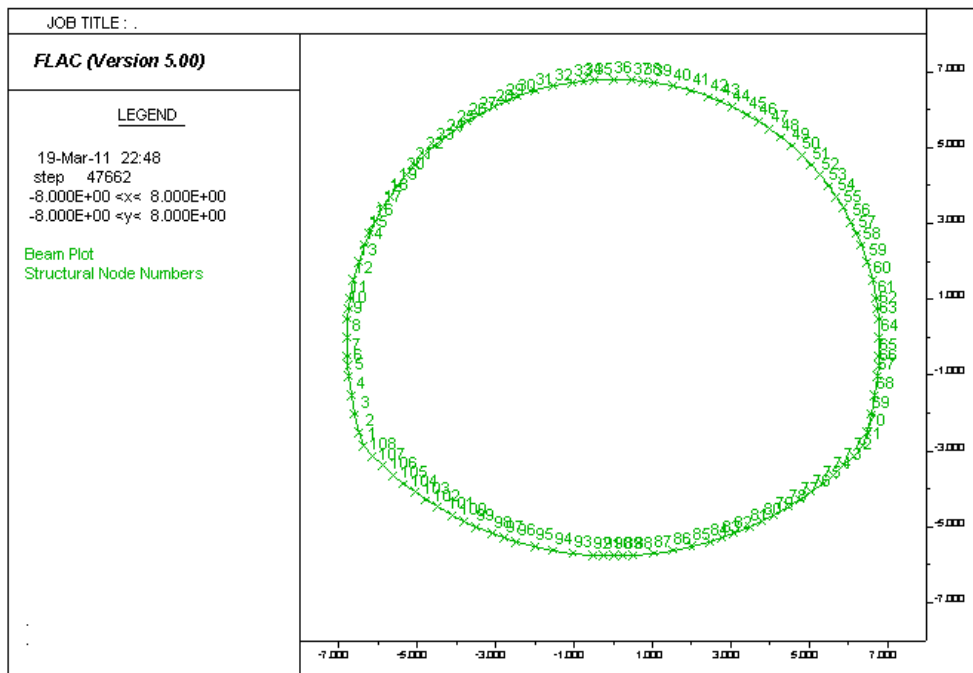
Fase 5: In questa fase viene simulata la completa maturazione dello spritz beton rilasciando l' 81% delle forze di scavo.

Fase 6: Viene simulato il getto dell'arco rovescio di spessore pari a 80 cm. In questa fase viene rilasciata un'ulteriore aliquota delle forze di scavo pari al 10% (totale 91%).

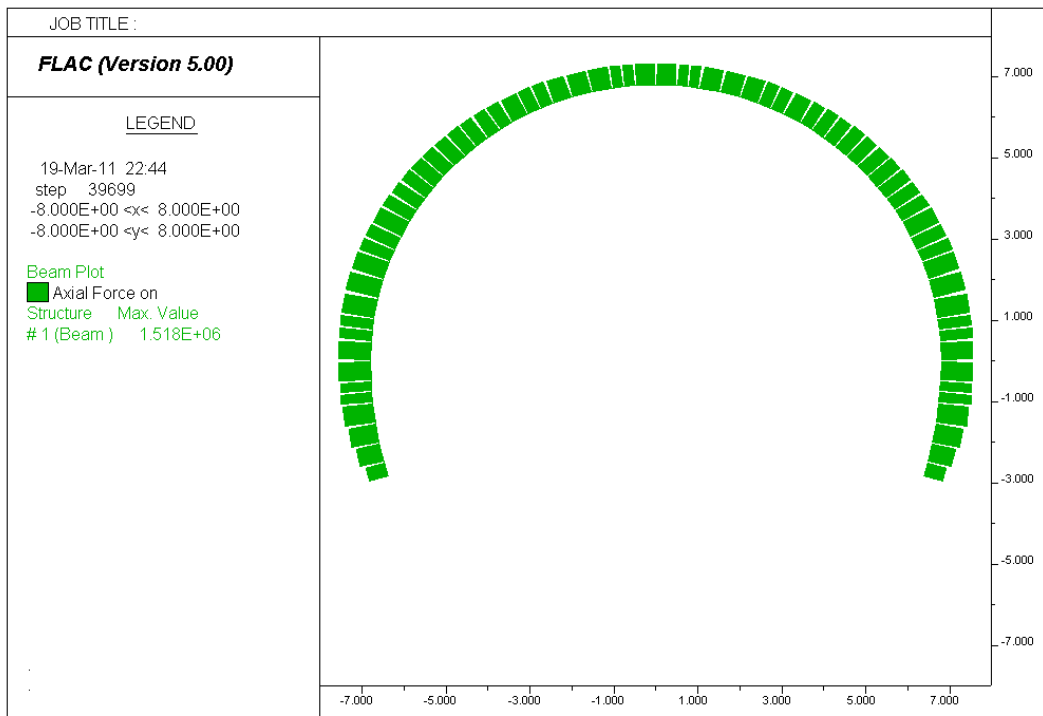
Fase 7: In questa fase viene rilasciato il 100% delle forze di scavo e viene simulato il getto del rivestimento definitivo di calotta di spessore 60 cm.

Fase 8: In questa fase viene simulato il decadimento del priverivestimento, il decadimento della coronella di terreno consolidato con VTR e la risalita della falda alle quote iniziali.

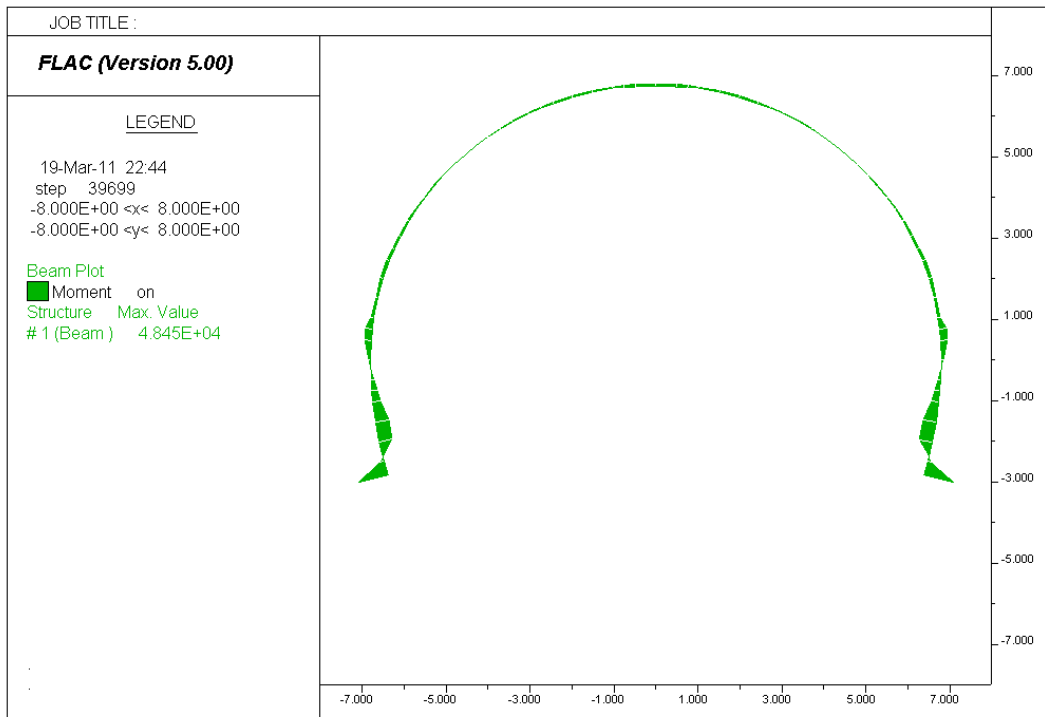
Nella seguente figura è riportato lo schema dei nodi strutturali del rivestimento di prima fase e del rivestimento definitivo.



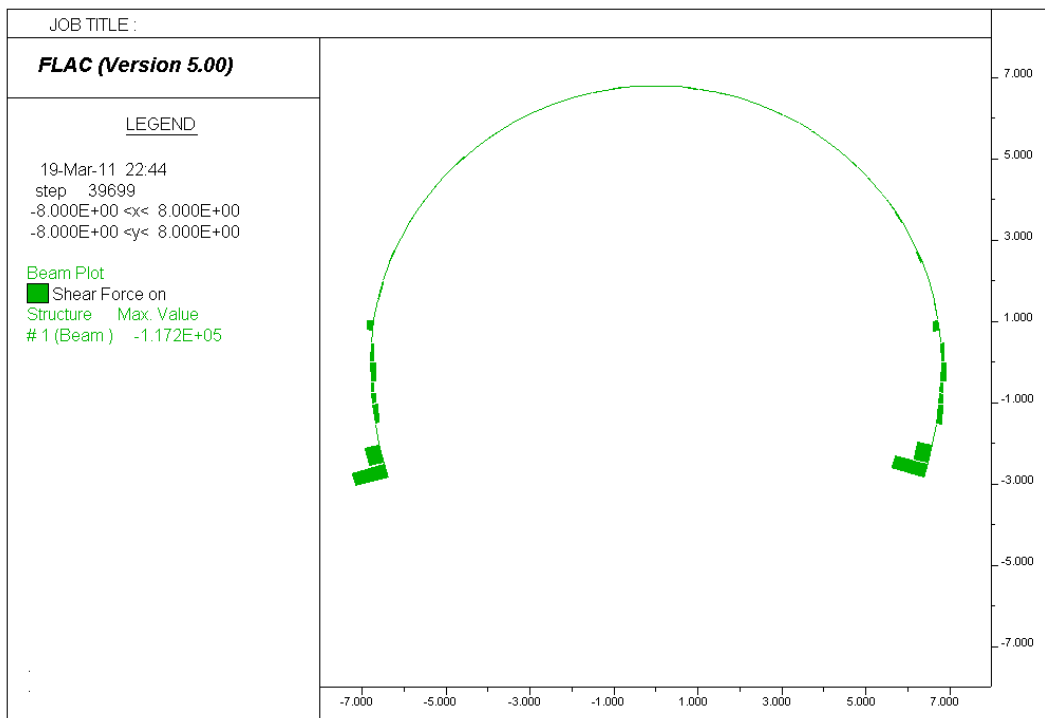
Sezione tipo C2c – Nodi strutturali



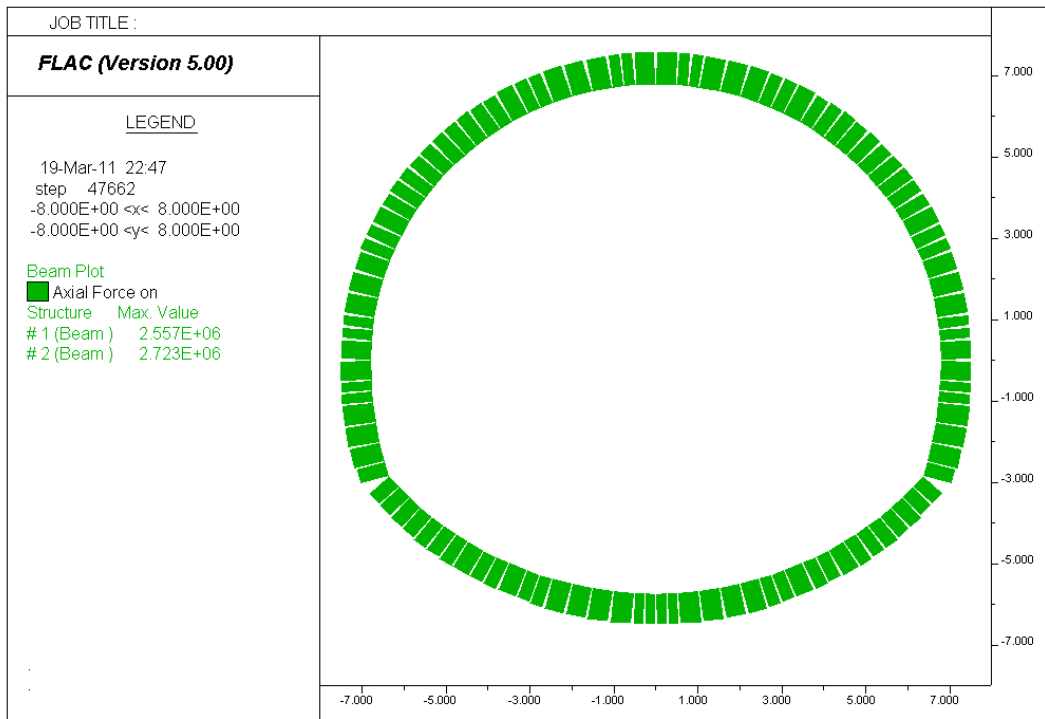
Sezione tipo C2c – rivestimento provvisorio - Sforzo Normale



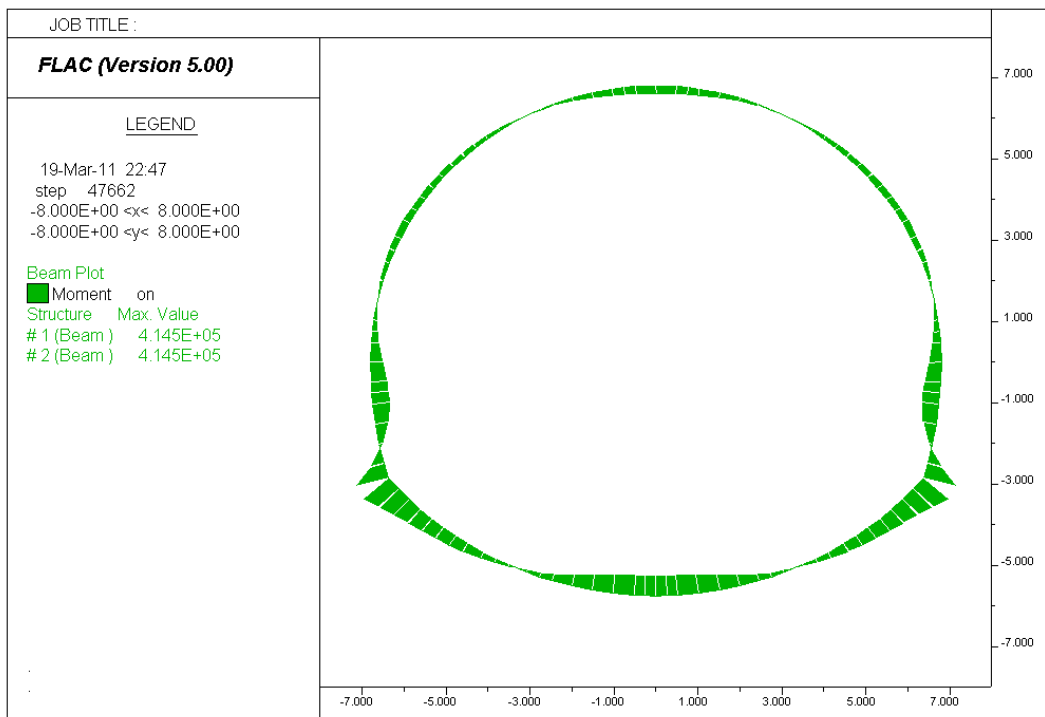
Sezione tipo C2c – rivestimento provvisorio - momento



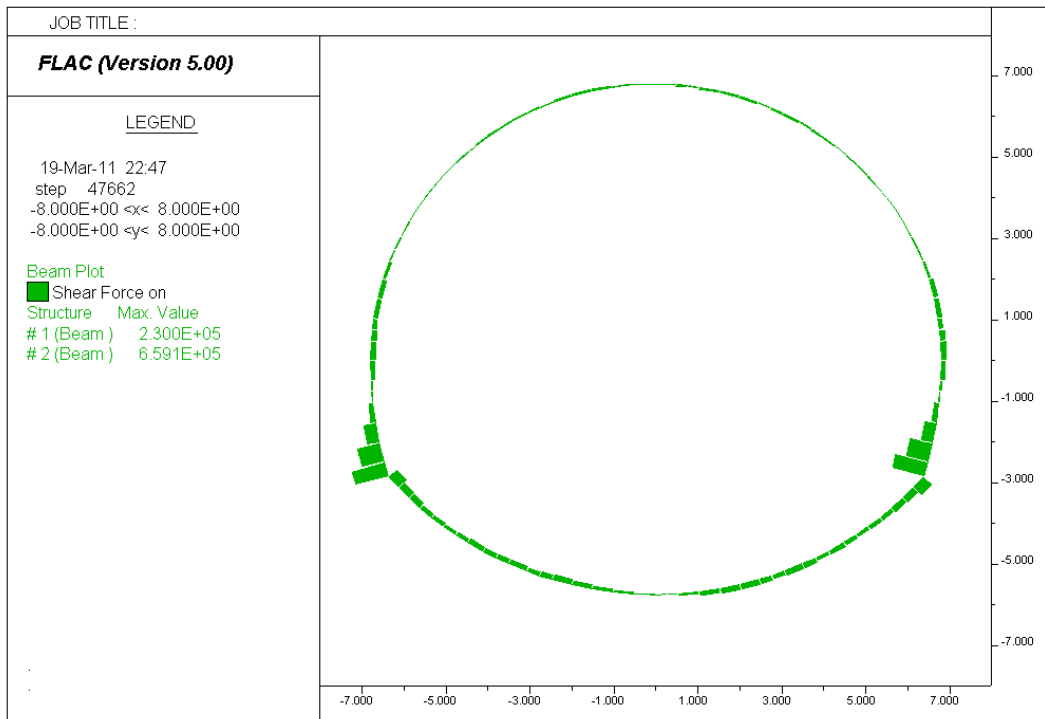
Sezione tipo C2c – rivestimento provvisorio - Taglio



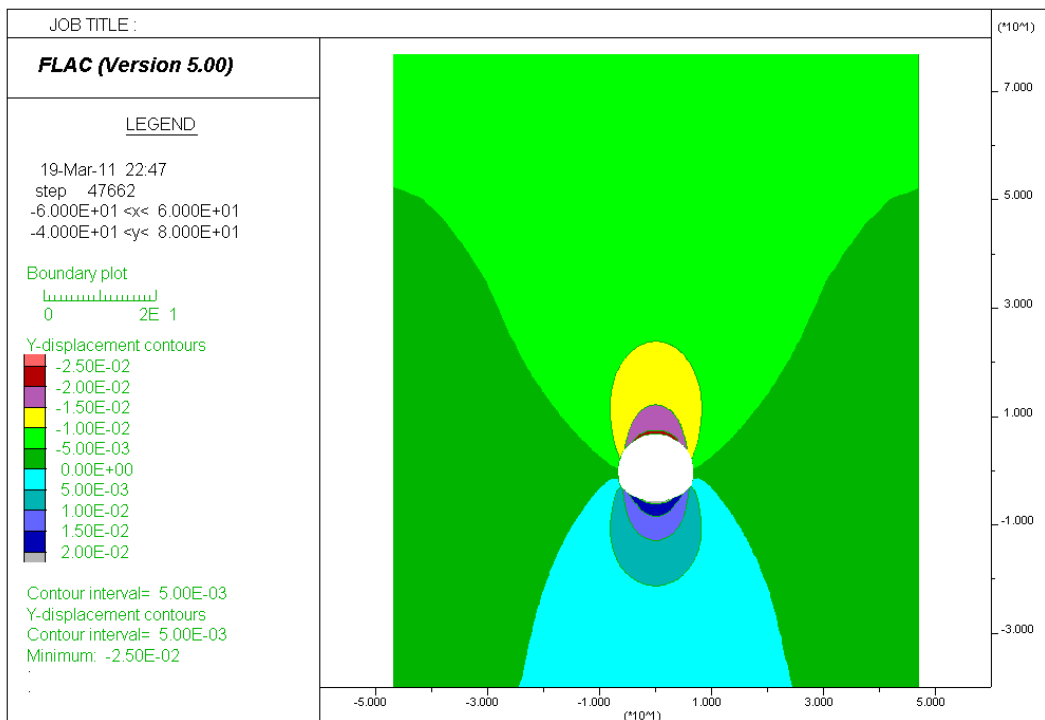
Sezione tipo C2c – rivestimento definitivo - Sforzo Normale



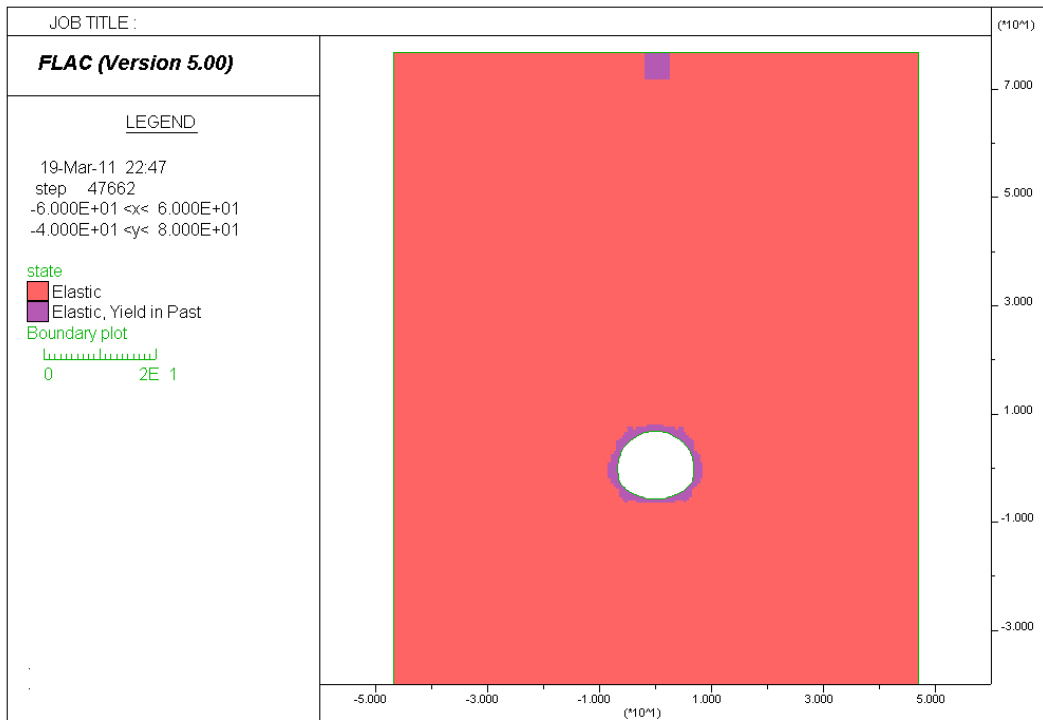
Sezione tipo C2c – rivestimento definitivo – Momento



Sezione tipo C2c – rivestimento definitivo – Taglio



Sezione tipo C2c – Spostamenti verticali



Sezione tipo C2c – Stato di plasticizzazione

9.4.1.1 VERIFICHE A PRESSO FLESSIONE (SLU)

Rivestimento di prima fase – (Spritz fresco)

Spritz-beton s = 25 cm – Centine 2IPE 160 / 1,00 m

NODI	H (cm)	b (cm)	M (KNm)	N (KN)	Fattore multipl. Azioni	Msd (KNm)	Nsd (KN)	Mrd (KNm)	Is
59	25	100	2,0	573,1	1,3	2,5	745	70,7	0,04
69	25	100	-8,13	328,9	1,3	-10,6	428	-79,1	0,13

Rivestimento di prima fase – (Spritz maturo)

Spritz-beton s = 25 cm – Centine 2IPE 160 / 1,00 m

NODI	H (cm)	b (cm)	M (KNm)	N (KN)	Fattore molt. Azioni	Msd (KNm)	Nsd (KN)	Mrd (KNm)	Is
59	25	100	5,0	1518	1,3	6,5	1973	175,4	0,04
99	25	100	52,6	391,9	1,3	68,4	509	105	0,65

Rivestimento definitivo

NODI	H (cm)	b (cm)	Af (cm²)	Af' (cm²)	M (KNm)	N (KN)	Fattore molt. Azioni	Msd (KNm)	Nsd (KN)	Mrd (KNm)	Is
70	77	100	12,56	6,28	-414,5	2286	1,3	-539	2972	-1049	0,51
4	77	100	12,56	6,28	215,4	2515	1,3	280	3270	1200,0	0,23
36	60	100	9,04	4.52(*)	103	2723	1,3	134	3540	787,3	0,17
55	60	100	4.52(*)	9,04	-85,5	2636	1,3	-111	3427	-747,8	0,15
106	80	100	12,56	12,56	-275,7	2239	1,3	-358	2911	-1218	0,29
90	80	100	12,56	12,56	252,5	2557	1,3	328	3324	1306	0,25

(*) copriferro 25 cm

9.4.1.2 VERIFICHE A TAGLIO (SLU)

Rivestimento di prima fase – (Spritz fresco)

Spritz-beton s = 25 cm – Centine 2IPE 160 / 1,00 m

NODI	H (cm)	b (cm)	Vmax (KN)	Fattore molt. Azioni	Vsd (KN)	Vrd (*) (KN)	Is	Armatura specifica a taglio
70	25	100	15,56	1,3	20,2	146	0,14	-

Rivestimento di prima fase – (Spritz maturo)

Spritz-beton s = 25 cm – Centine 2IPE 160 / 1,00 m

NODI	H (cm)	b (cm)	Vmax (KN)	Fattore molt. Azioni	Vsd (KN)	Vrd (*) (KN)	Is	Armatura specifica a taglio
1	25	100	9,41	1,3	12,2	146	0,08	-

* Resistenza a taglio attribuita al solo profilo in acciaio IPE 160 , pari al 50% di VRd.

Rivestimento definitivo

Ove non è prevista armatura specifica a taglio, Vrd è relativo al contributo del solo calcestruzzo.

NODI	H (cm)	b (cm)	Vmax (KN)	N (KN)	Fattore molt. Azioni	Vsd (KN)	Nsd (KN)	Vrd (KN)	Is	Armatura specifica a taglio
2	77	100	450,1	2466	1,3	585,1	3205,8	1256	0,47	Ø20/25x25
95-96	80	100	111,5	2504	1,3	145,0	3255,2	521,5	0,28	-

9.5 VERIFICA SEZIONE TIPO C2VP

9.5.1 Sezione C2VP

Il calcolo eseguito mediante il codice di calcolo FLAC 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 1 – Realizzazione del consolidamento

Per simulare le iniezioni di al contorno vengono migliorati i parametri del terreno nell'intorno (circa 3 m).

TIME 2 – Preconvergenza – Relax 28%

In questa time di calcolo viene simulata la situazione al fronte prima della posa del prerivestimento.

TIME 3 – Avanzamento pari allo sfondo di 1.00 m – Relax 40%

Viene simulato lo scavo pari allo sfondo di 1.00 m.

TIME 4 – Posa prerivestimento al contorno e simulazione avanzamento 3 metri per posa del puntone – Relax 56%

Viene simulata la posa del prerivestimento in prossimità del fronte di scavo e lo scavo in avanzamento di 3 metri per posa del puntone in arco rovescio.

TIME 5 – Posa del puntone e simulazione avanzamento a 1 diametro dal fronte – Relax 87%

Viene simulata la posa del puntone in arco rovescio e lo scavo in avanzamento fino a 1 diametro dal fronte.

TIME 6 – Getto dell'arco rovescio – Relax 100%

Viene simulato il getto dell'arco rovescio e l'ulteriore avanzamento dello scavo.

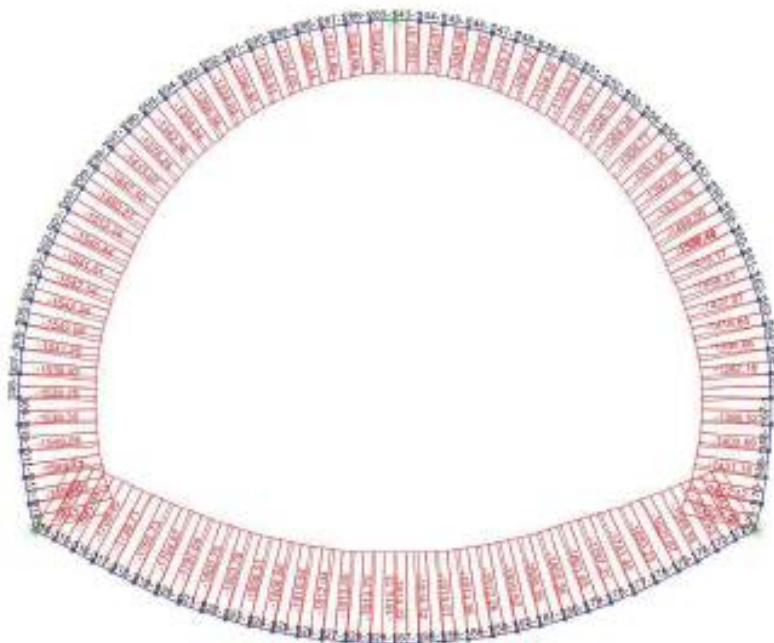
TIME 7 – Getto del rivestimento di calotta

Viene simulata la realizzazione del rivestimento di calotta, a completamento del rivestimento definitivo.

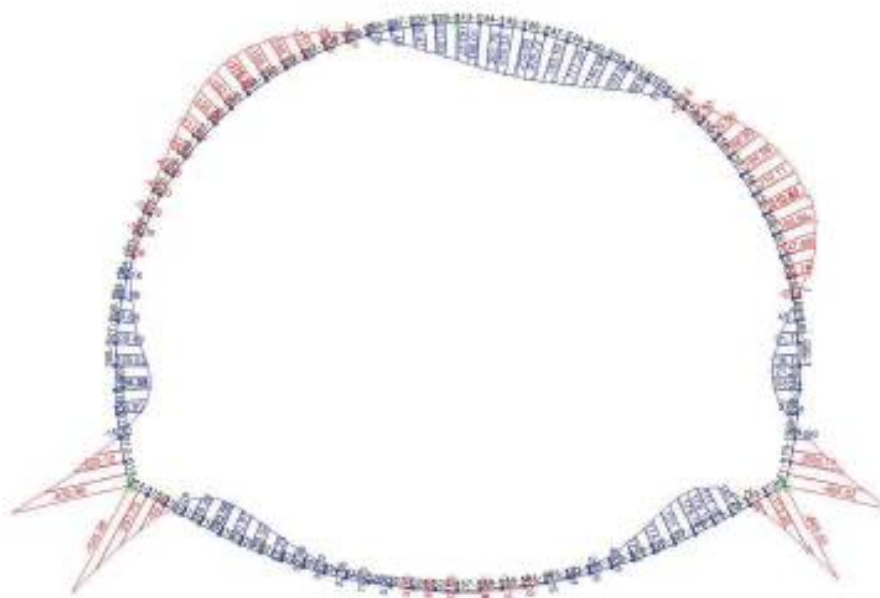
TIME 8 – Decadimento del prerivestimento e simulazione falda di progetto

Viene modellata la condizione a lungo termine sul rivestimento definitivo, rimuovendo gli elementi rappresentativi del prerivestimento ed applicando una pressione al contorno del cavo che simula la falda di progetto.

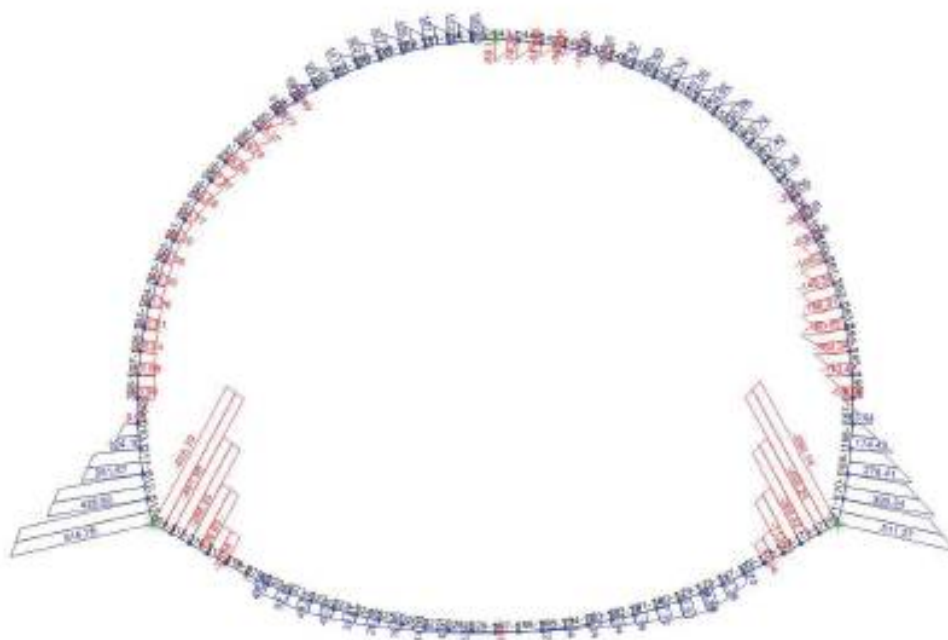
Nelle seguenti figure sono riportate le caratteristiche della sollecitazione del rivestimento di prima fase e del rivestimento definitivo.



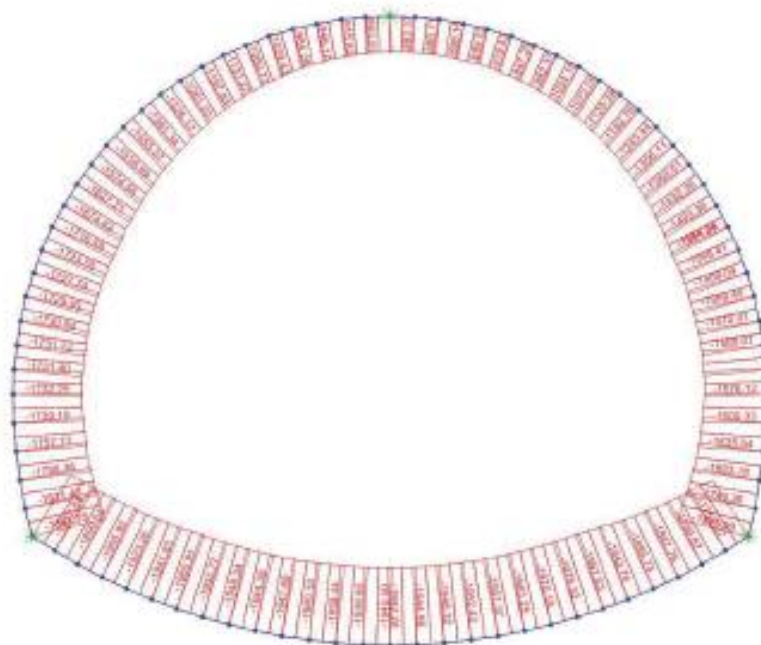
Sezione tipo C2VP – Rivestimento provvisorio – Sforzo normale



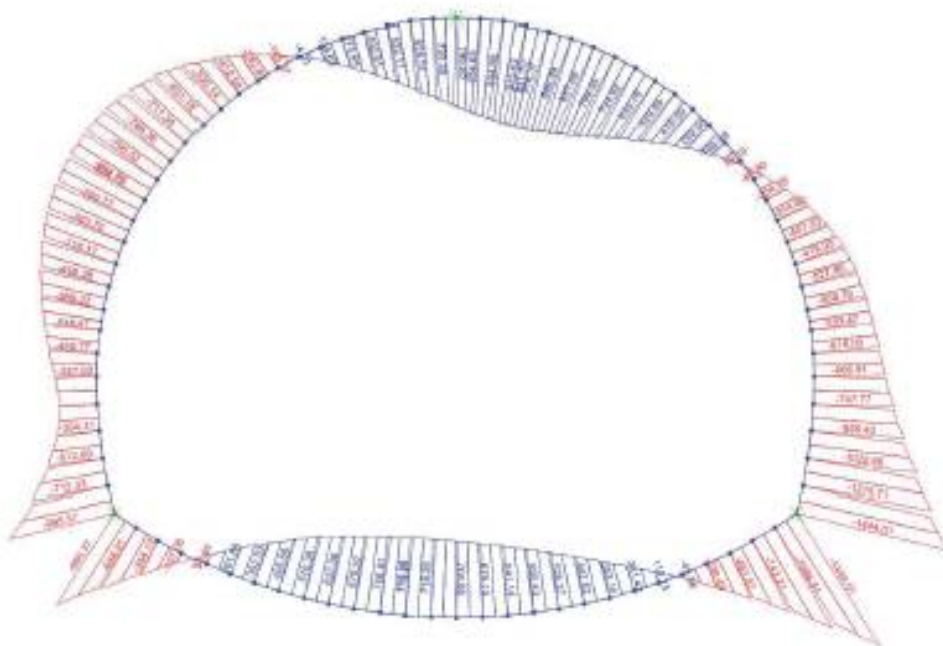
Sezione tipo C2VP – Rivestimento provvisorio – Momento flettete



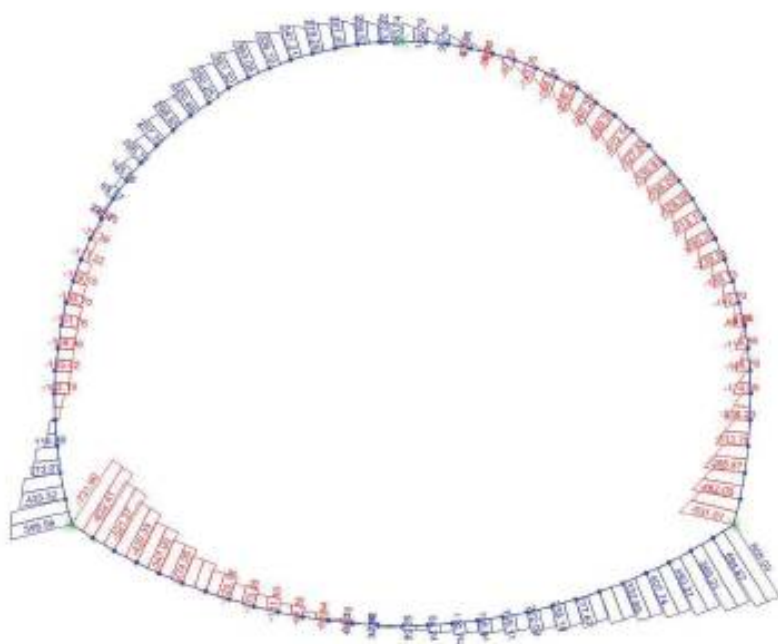
Sezione tipo C2VP – Rivestimento provvisorio – Taglio



Sezione tipo C2VP – Rivestimento definitivo – Sforzo normale

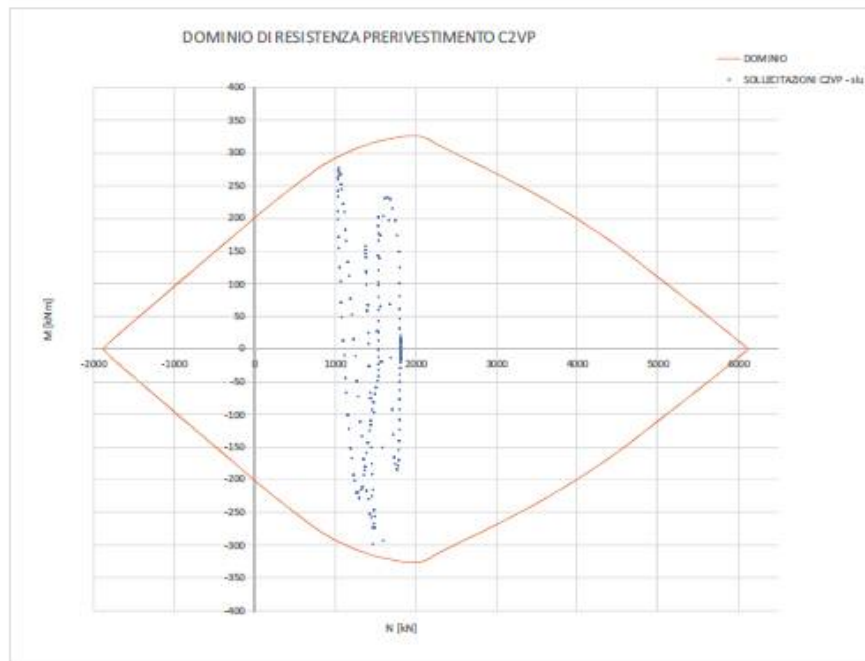


Sezione tipo C2VP – Rivestimento definitivo – Momento flettente



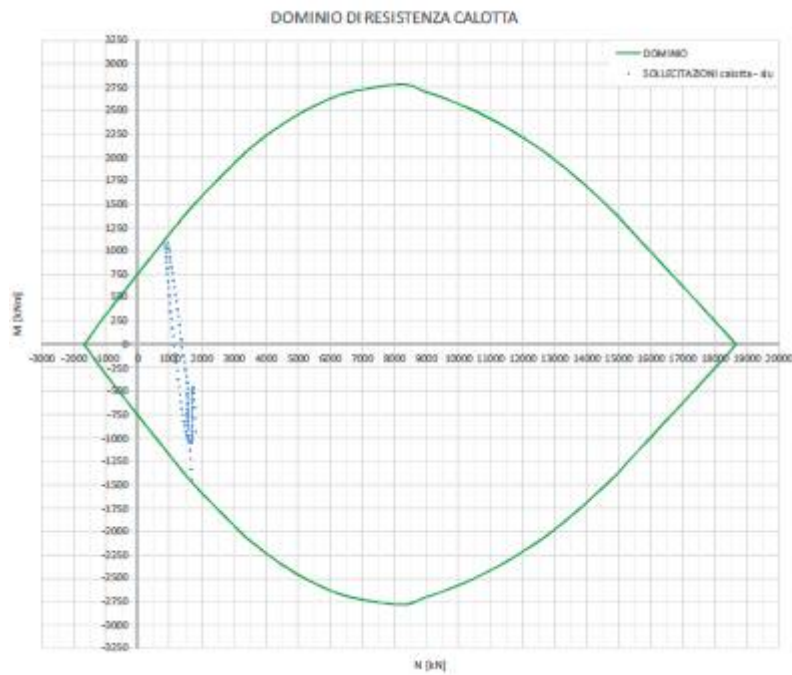
Sezione tipo C2VP – Rivestimento definitivo – Taglio

VERIFICA SLU – PRERIVESTIMENTO PROVVISORIO



Sezione tipo C2VP – Prerivestimento – Dominio di resistenza (cantine IPN220+ spritz beton 25 cm)

VERIFICA SLU – RIVESTIMENTO DEFINITIVO



Sezione tipo C2VP – Rivestimento definitivo – Dominio di resistenza (spessore medio 100 cm - ϕ 26/25)

9.6 VERIFICA SEZIONE TIPO C2VPC

9.6.1 Sezione C2VPC

Il calcolo eseguito mediante il codice di calcolo FLAC 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 1 – Realizzazione del consolidamento

Per simulare le iniezioni di al contorno vengono migliorati i parametri del terreno nell'intorno (circa 3 m).

TIME 2 – Preconvergenza – Relax 28%

In questa time di calcolo viene simulata la situazione al fronte prima della posa del prerivestimento.

TIME 3 – Avanzamento pari allo sfondo di 1.00 m – Relax 40%

Viene simulato lo scavo pari allo sfondo di 1.00 m.

TIME 4 – Posa prerivestimento al contorno e simulazione avanzamento 3 metri per posa del puntone – Relax 56%

Viene simulata la posa del prerivestimento in prossimità del fronte di scavo e lo scavo in avanzamento di 3 metri per posa del puntone in arco rovescio.

TIME 5 – Posa del puntone e simulazione avanzamento a 1 diametro dal fronte – Relax 87%

Viene simulata la posa del puntone in arco rovescio e lo scavo in avanzamento fino a 1 diametro dal fronte.

TIME 6 – Getto dell'arco rovescio – Relax 100%

Viene simulato il getto dell'arco rovescio e l'ulteriore avanzamento dello scavo.

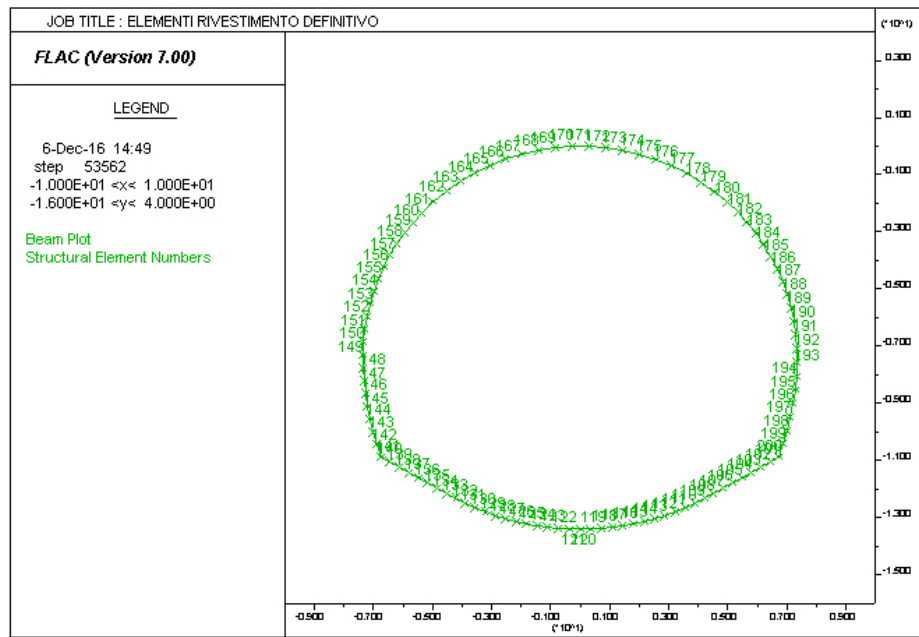
TIME 7 – Getto del rivestimento di calotta

Viene simulata la realizzazione del rivestimento di calotta, a completamento del rivestimento definitivo.

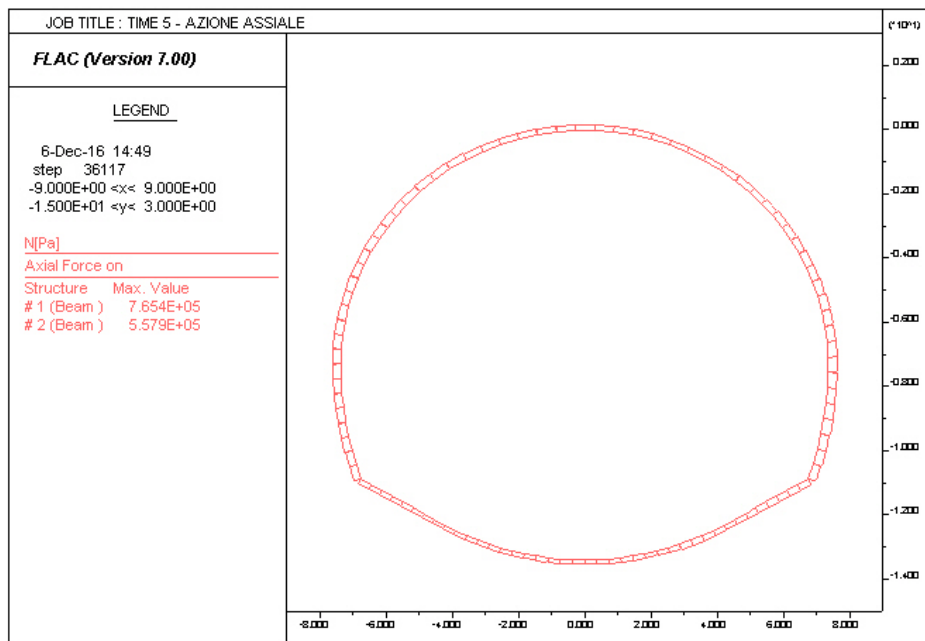
TIME 8 – Decadimento del prerivestimento e simulazione falda di progetto

Viene modellata la condizione a lungo termine sul rivestimento definitivo, rimuovendo gli elementi rappresentativi del prerivestimento ed applicando una pressione al contorno del cavo che simula la falda di progetto.

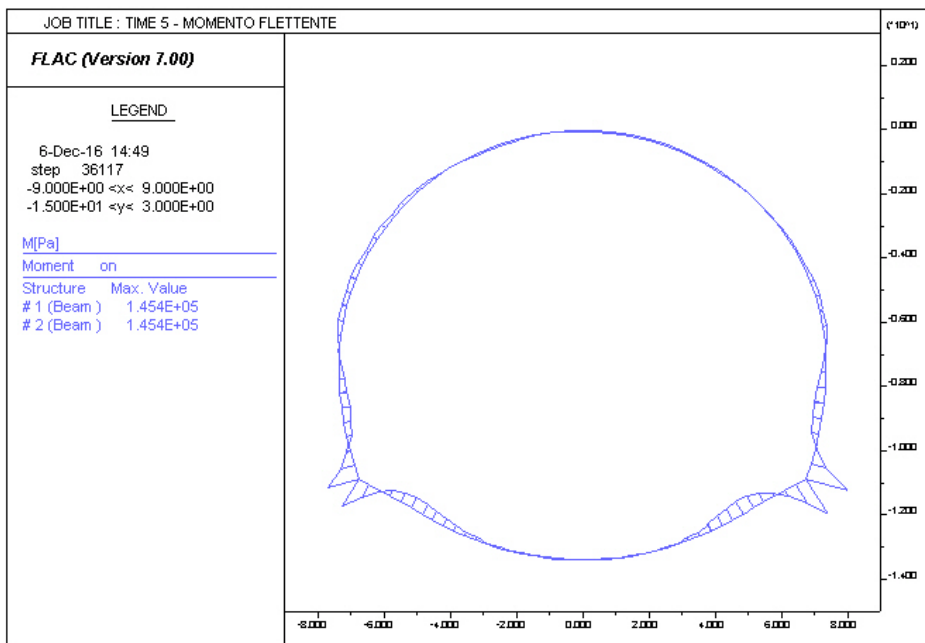
Nelle seguenti figure sono riportate le caratteristiche della sollecitazione del rivestimento di prima fase e del rivestimento definitivo.



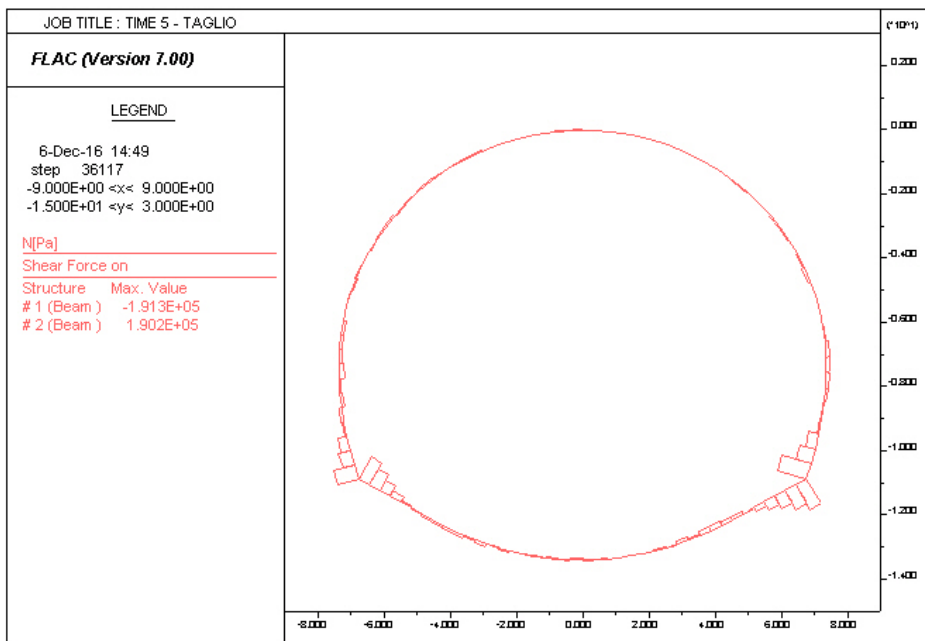
Sezione tipo C2VPC – Nodi strutturali



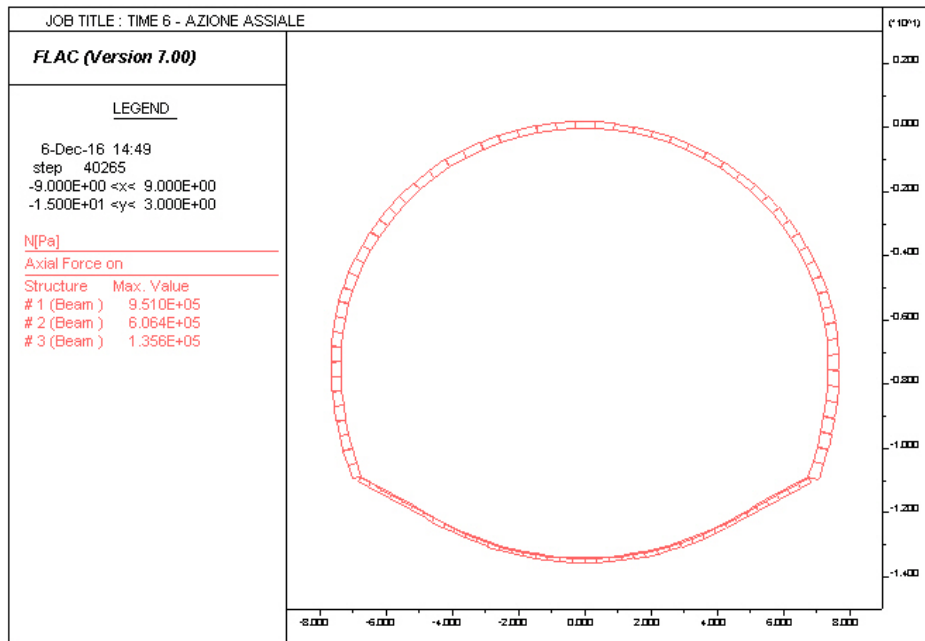
Sezione tipo C2VPC – Rivestimento provvisorio – Sforzo Normale



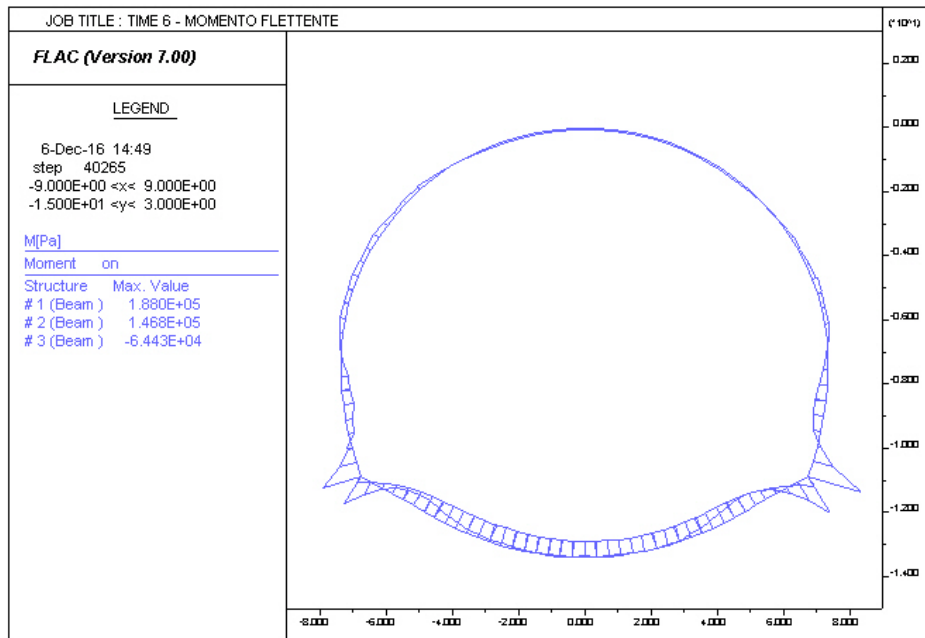
Sezione tipo C2VPC – Rivestimento provvisorio – Momento flettente



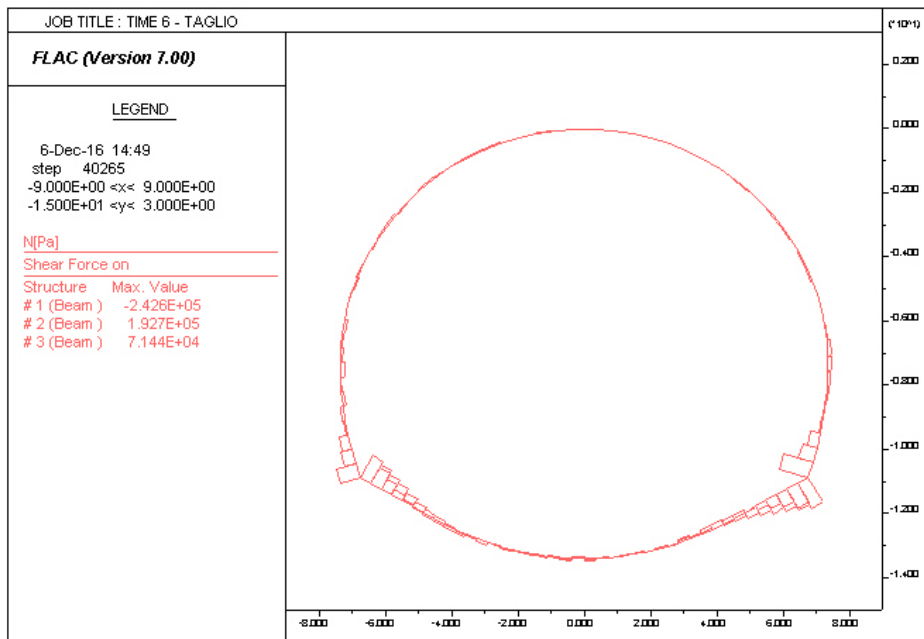
Sezione tipo C2VPC – Rivestimento provvisorio – Taglio



Sezione tipo C2VPC – Rivestimento definitivo – Sforzo Normale



Sezione tipo C2VPC – Rivestimento definitivo – Momento flettente



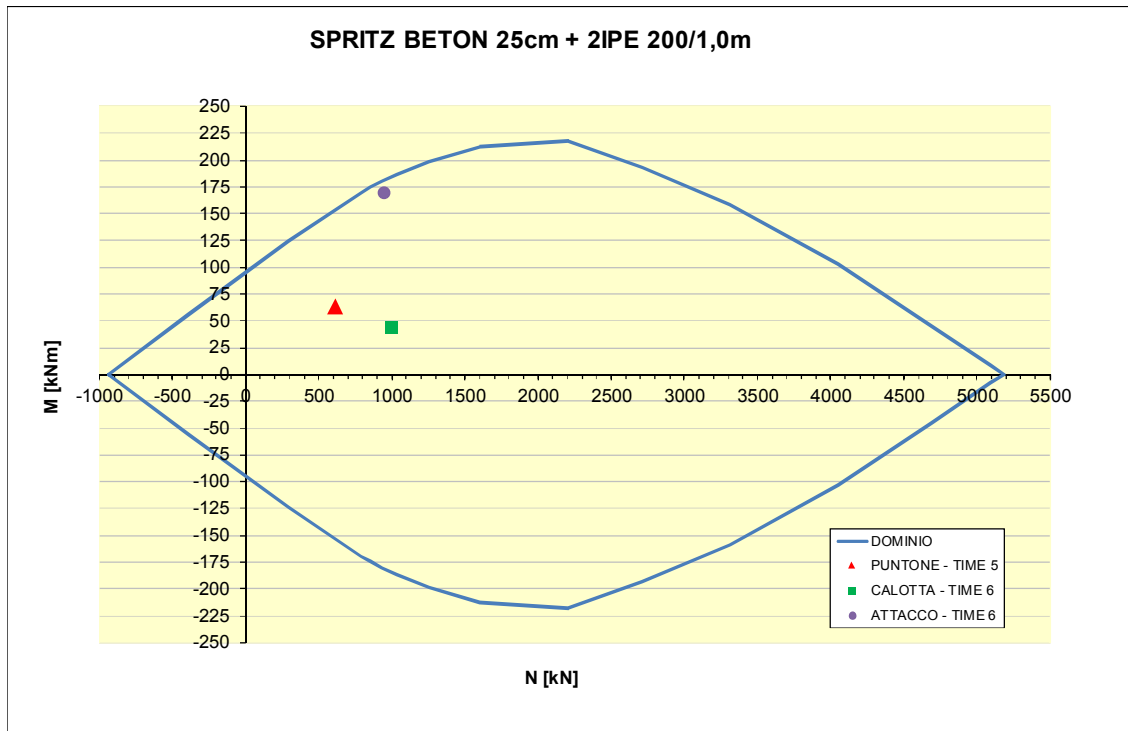
Sezione tipo C2VPC – Rivestimento definitivo – Taglio

VERIFICHE SLU – PRERIVESTIMENTO PROVVISORIO

Per la creazione del dominio di rottura è stata considerata una sezione in calcestruzzo di 25 cm di spessore, armata all'intradosso e all'estradosso con un'area di armatura pari all'area delle ali delle centine. Si riporta, nel seguito, la tabella di sintesi delle verifiche allo stato limite ultimo 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.

PRERIVESTIMENTO - CENTINE 2IPE200/1.00 - SPRITZ-BETON 25 cm						
TIME	SEZIONE	Sp.	A _s	A' _s	M _{Sd}	N _{Sd}
		[cm]	[cm ² /m]	[cm ² /m]	[KNm/m]	[KN/m]
5	PUNTONE	25	17.00	17.00	63.7	617.5
6	ATTACCO PIEDR.-PUNTONE	25	17.00	17.00	169.7	943.8
	CALOTTA	25	17.00	17.00	44.2	991.9

Sollecitazioni SLU – Prerivestimento



Dominio M-N –Prerivestimento

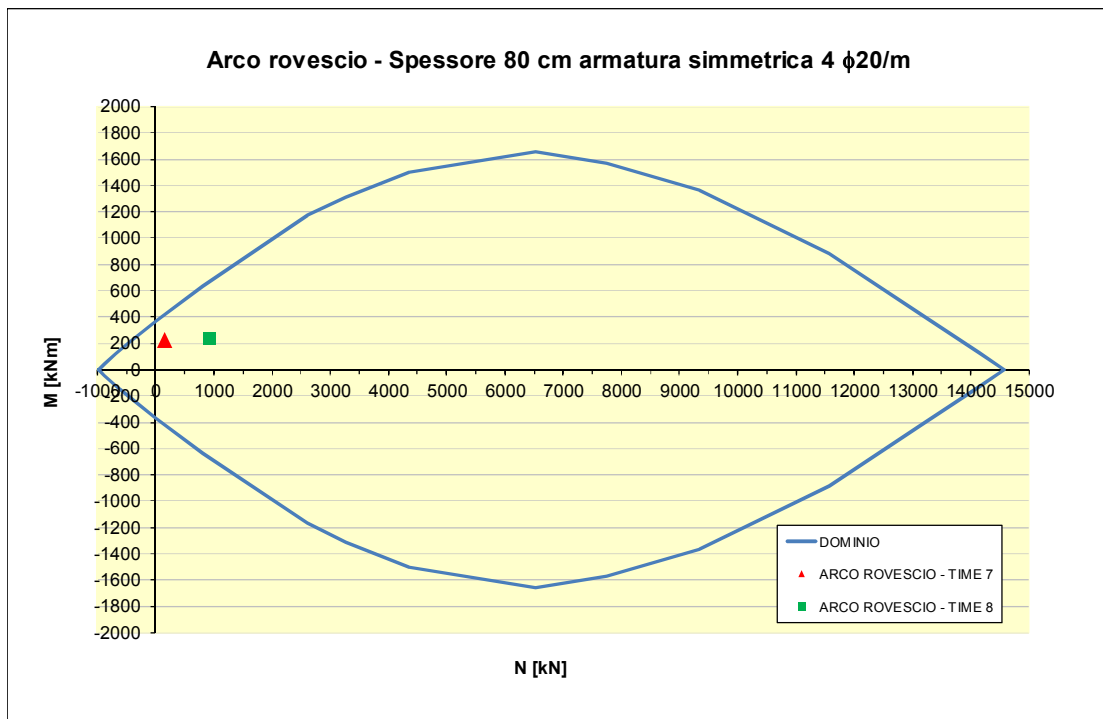
VERIFICHE SLU – RIVESTIMENTO DEFINITIVO

Si riportano nel seguito le verifiche svolte allo stato limite ultimo nelle time di calcolo più gravose. Si sono esclusi dalla verifica i valori di sollecitazione nei punti angolosi in corrispondenza dei nodi arco rovescio-muretta dove, per effetto della modellazione numerica, si determinano eccessive concentrazioni di sforzo.

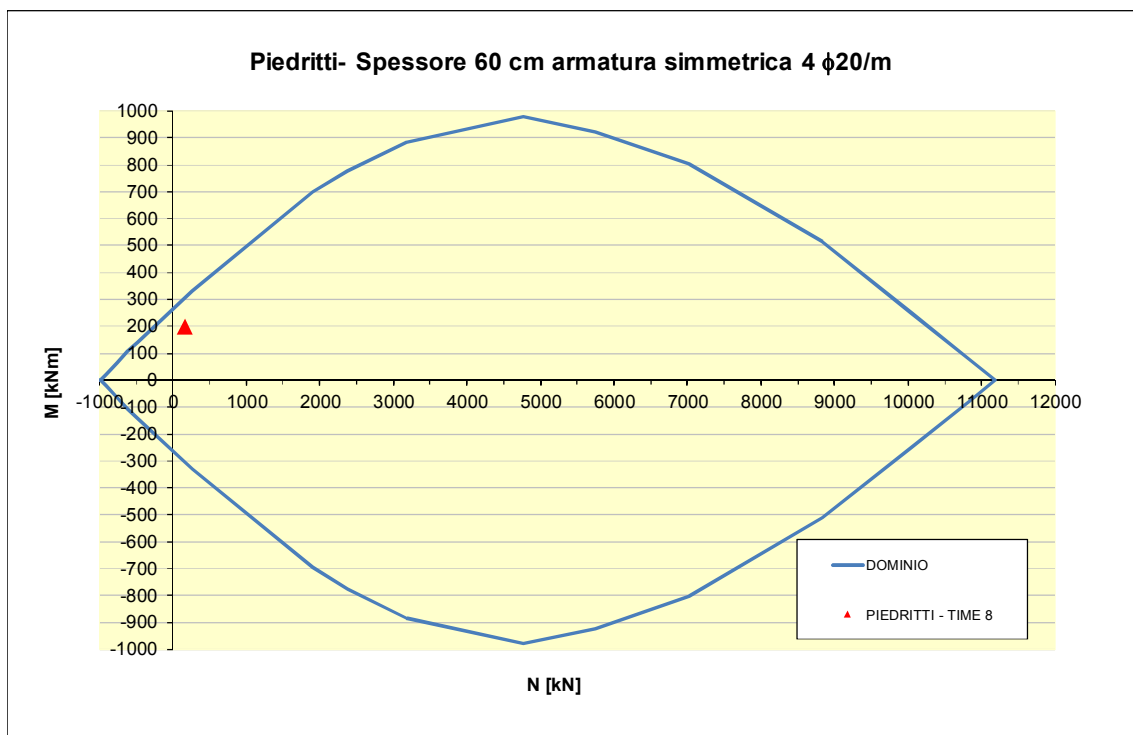
Si osserva come i valori delle tensioni desunte dalle verifiche condotte risultino compatibili con i limiti previsti per i materiali impiegati.

RIVESTIMENTO DEFINITIVO										
TIME	SEZIONE	Sp.	A _s	A' _s	M _{sk}	N _{sk}	V _{sk}	M _{Sd}	N _{Sd}	V _{Sd}
		[cm]	[cm ² /m]	[cm ² /m]	[KNm/m]	[KN/m]	[KN/m]	[KNm/m]	[KN/m]	[KN/m]
7	CALOTTA	60	12.56	12.56	144.40	49.12	52.44	187.72	63.86	68.17
7	PIEDRITTO	60	12.56	12.56	152.60	127.50	46.90	198.38	165.75	60.97
7	ARCO ROVESCIO	80	12.56	12.56	169.70	127.30	87.15	220.61	165.49	113.30
8	ARCO ROVESCIO	80	12.56	12.56	187.70	709.40	148.90	244.01	922.22	193.57

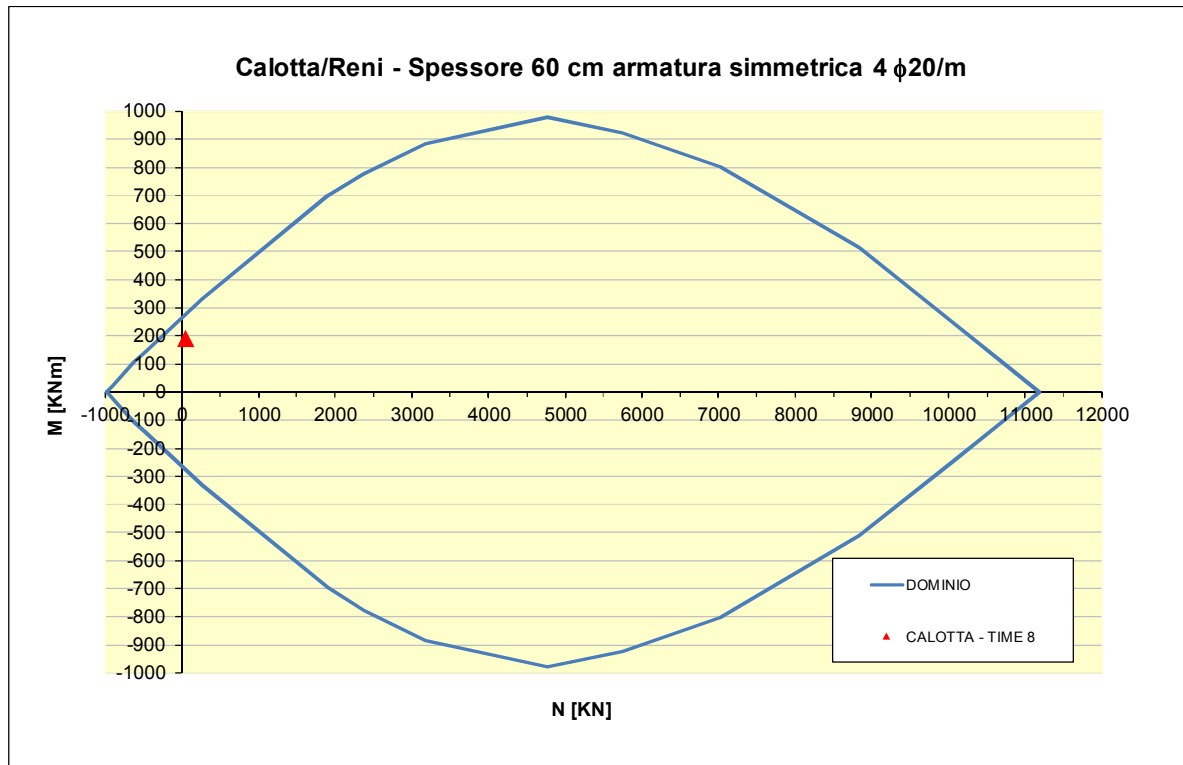
Sollecitazioni SLU – Rivestimento definitivo



Dominio M-N – Arco rovescio



Dominio M-N – Piedritti



Dominio M-N – Calotta

Di seguito viene riportata una sintesi delle verifiche a taglio nella sezione maggiormente sollecitata.

La verifica di resistenza per sforzi tangenziali è soddisfatta quando il taglio sollecitante, in ogni sezione della soletta, risulta inferiore al taglio resistente.

Nel caso di elementi privi di armature specifiche a taglio, la resistenza verso tale sollecitazione dell'elemento in condizioni fessurate si può valutare attraverso la formula seguente:

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

Considerando che la sezione di calotta è quella con minore spessore (h=60cm) e armatura (A_s = 12.57 cm²/m), si calcola che la minima resistenza a taglio in assenza di armature vale:

$$V_{Rd} = 203 \text{ kN/m}$$

A favore di sicurezza, inoltre, non si considera il contributo dell'azione assiale. Non risulta quindi necessario armare a taglio in quanto V_{Rd} = 203 kN/m è sempre maggiore di V_{Sd}. Vengono comunque disposti degli spilli nella calotta e nei piedritti con la funzione di confinamento del conglomerato compresso (infittimento in corrispondenza dei piedritti per far fronte a fenomeni di concentrazione di sforzo in corrispondenza dei rinforzi di muretta).

Le sollecitazioni riportate nella tabella del rivestimento definitivo sono inferiori rispetto ai valori di resistenza quindi le verifiche sono soddisfatte.