

S.G.C. E78 GROSSETO – FANO

Tratto Siena Bettolle (A1)

Adeguamento a 4 corsie del tratto Siena–Ruffolo (Lotto 0)

PROGETTO DEFINITIVO

COD. FI-81

R.T.I. di PROGETTAZIONE: Mandataria

Mandante



PROGETTISTI:

Ing. Riccardo Formichi – Pro Iter srl (Integratore prestazioni specialistiche)
Ordine Ing. di Milano n. 18045

Ing. Riccardo Formichi – Pro Iter srl
Ordine Ing. di Milano n. 18045

IL GEOLOGO

Dott. Geol. Massimo Mezzanatica – Pro Iter srl
Albo Geol. Lombardia n. A762

COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

Ing. Enrico Moretti – Erre.vi.a. srl
Ordine Ing. di Milano n. 16237

VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO

Ing. Raffaele Franco Carso



PROTOCOLLO

DATA

06 - OPERE D'ARTE

06.05 - OPERE D'ARTE MAGGIORI - GALLERIE

06.05.00 - Gallerie S. Lazzerò e Bucciano

Relazione tecnica e di calcolo galleria naturale

CODICE PROGETTO			NOME FILE	REVISIONE	SCALA
PROGETTO	LIV. PROG.	N. PROG.	T00GN00OSTRE01B.pdf		
DPFI0081	D	20	CODICE ELAB. T00GN00OSTRE01	B	-
D					
C					
B	Revisione per istruttoria ANAS		Maggio 2021	Prati	Rivoltini Formichi
A	Emissione		Ottobre 2020	Prati	Rivoltini Formichi
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO APPROVATO

INDICE

1	INTRODUZIONE	1
2	MATERIALI	2
2.1	Calcestruzzo per rivestimento definitivo (galleria naturale)	2
2.2	Magrone	2
2.3	Acciaio per calcestruzzo armato tipo B450C	2
2.4	Betoncino proiettato fibrorinforzato	3
2.5	Malta per la cementazione di infilaggi e elementi in VTR	3
2.6	Acciaio per infilaggi metallici S355JR	3
2.7	Acciaio per centine S275	3
2.8	Elementi tubolari in vetroresina	3
2.9	Impermeabilizzazione galleria naturale	3
3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	4
3.1	Normativa	4
3.2	Elaborati di Riferimento	4
4	RIEPILOGO DEL QUADRO GEOLOGICO E GEOTECNICO	5
4.1	Caratterizzazione sismica	5
5	DESCRIZIONE DELLE OPERE	7
5.1	Sezione tipo 1 (GN-02; GN-03; GN-04)	10
5.2	Sezione tipo 2 (GN-01)	13
6	DESCRIZIONE DELLE ANALISI NUMERICHE	19
6.1	Caratteristiche generali del Codice di Calcolo alle differenze finite utilizzato	19
6.1.1	Stratigrafia e modello costitutivo del terreno	20
6.1.2	Analisi numerica tridimensionale	21
6.1.2.1	Geometria del modello e stato tensionale iniziale	22
6.1.2.2	Fasi di calcolo dell'analisi numerica 3D	25
6.1.2.3	Dati di input dell'analisi 3D	28
6.1.3	Analisi numerica bidimensionale	31
6.1.3.1	Geometria del modello e stato tensionale iniziale	31
6.1.3.2	Fasi di calcolo dell'analisi numerica 2D	33
6.1.3.3	Modellazione numerica della fase simica – analisi 2D	33
7	RISULTATI DELLE ANALISI NUMERICHE	37
7.1	Analisi numerica tridimensionale	37
7.1.1	Stato di sforzo geostatico (STEP 01)	37
7.1.2	Stabilità del fronte – Sezione Tipo 1	40
7.1.2.1	Caso 1 – senza elementi di consolidamento del fronte in VTR	40
7.1.2.2	Caso 2 – con elementi di consolidamento del fronte in VTR	41
7.1.3	Stabilità del fronte – Sezione Tipo 2	46
7.1.3.1	Caso 1 – senza elementi di consolidamento del fronte in VTR	47
7.1.3.2	Caso 2 – con elementi di consolidamento del fronte in VTR	48
7.1.4	Fase di scavo canna est – Sezione Tipo 1	53
7.1.4.1	STEP 02_4 – fronte di scavo a 21 m	54
7.1.4.2	STEP 02_4 – fronte di scavo a 23 m	57
7.1.4.3	STEP 02_6 – fronte di scavo a 48 m	58
7.1.5	Fase di scavo canna ovest - Sezione Tipo 2	63
7.1.5.1	STEP 04_4 – fronte di scavo a 21 m	64
7.1.5.2	STEP 04_4 – fronte di scavo a 23 m	65
7.1.5.3	STEP 04_6 – fronte di scavo a 48 m	67

Relazione tecnica e di calcolo galleria naturale

RTP di progettazione:

Mandataria



Mandanti



7.1.6	Fase definitiva – cedimenti del terreno	72
7.2	Analisi numerica bidimensionale	73
7.2.1	Rivestimento di seconda fase – analisi statica - Sezione tipo 1	74
7.2.2	Rivestimento di seconda fase – analisi statica - Sezione tipo 2	77
7.2.3	Rivestimento di seconda fase – analisi sismica - Sezioni tipo 1 e tipo 2	80
8	VERIFICA DELLE SEZIONI TIPO.....	82
8.1	Stabilità del fronte di scavo e dimensionamento consolidamenti in VTR – analisi 3D	82
8.2	Dimensionamento dei rivestimenti di prima fase.....	82
8.2.1	Verifiche SLU – rivestimento di prima fase Sezione tipo 1	83
8.2.1.1	Verifica a presso/tenso-flessione (SLU)	83
8.2.1.2	Verifica a taglio (SLU).....	84
8.2.2	Verifiche SLU – rivestimento di prima fase Sezione tipo 2.....	85
8.2.2.1	Verifica a presso/tenso-flessione (SLU)	85
8.2.2.2	Verifica a taglio (SLU).....	86
8.3	Dimensionamento dei rivestimenti definitivi	87
8.3.1	Verifiche SLU – rivestimento definitivo Sezione tipo 1	87
8.3.1.1	Verifica a presso/tenso-flessione (SLU)	87
8.3.1.2	Verifica a Taglio (SLU).....	90
8.3.2	Verifiche SLE – rivestimento definitivo Sezione tipo 1	94
8.3.2.1	Tensioni di esercizio (SLE).....	94
8.3.2.2	Fessurazione (SLE).....	96
8.3.3	Verifiche SLU – rivestimento definitivo Sezione tipo 2	98
8.3.3.1	Verifica a presso/tenso-flessione (SLU)	98
8.3.3.2	Verifica a Taglio (SLU).....	102
8.3.4	Verifiche SLE – rivestimento definitivo Sezione tipo 2	105
8.3.4.1	Tensioni di esercizio (SLE).....	105
8.3.4.2	Fessurazione (SLE).....	107

1 INTRODUZIONE

La presente relazione si inserisce nel contesto del Progetto Definitivo della E78 Grosseto Fano, tratto Siena – Bettolle e ha come obiettivo quello di illustrare il dimensionamento delle gallerie San Lazzerò e Bucciano, con specifico riferimento alle sole tratte realizzate mediante scavo in naturale.

L'intervento previsto nel Progetto Definito, del quale fanno parte le gallerie San Lazzerò e Bucciano, consiste in un adeguamento dell'attuale Strada Statale 223 nel tratto situato poco a sud di Siena compreso indicativamente fra lo svincolo di Cerchiaia a ovest e il comune di Abbadia a est. In particolare, per tale viabilità, è previsto in progetto un aumento del numero di corsie il quale passa da 2 a 4 (sezione stradale di tipo extraurbano principale categoria B). Pertanto, per le gallerie San Lazzerò e Bucciano, oggi esistenti a singola canna, si prevede il raddoppio delle canne mediante la realizzazione di una nuova canna (lato est) e, in aggiunta, l'ampliamento della canna esistente (lato ovest) in quanto la nuova carreggiata avrà dimensione trasversale maggiore rispetto alla sistemazione attuale.

Si evidenzia inoltre che, durante la realizzazione delle due gallerie, non verrà interrotto il traffico attualmente attivo sulla viabilità esistente e, pertanto, affinché ciò sia possibile, le fasi esecutive relative alle due canne di ciascuna delle gallerie in oggetto dovranno essere le seguenti:

- 1 realizzazione della nuova canna (lato est) con traffico in esercizio sulla canna esistente;
- 2 rifacimento della canna esistente (lato ovest) a seguito dello spostamento del traffico sulla canna nuova già ultimata.

In Figura 1 è evidenziata l'ubicazione delle gallerie oggetto di studio.

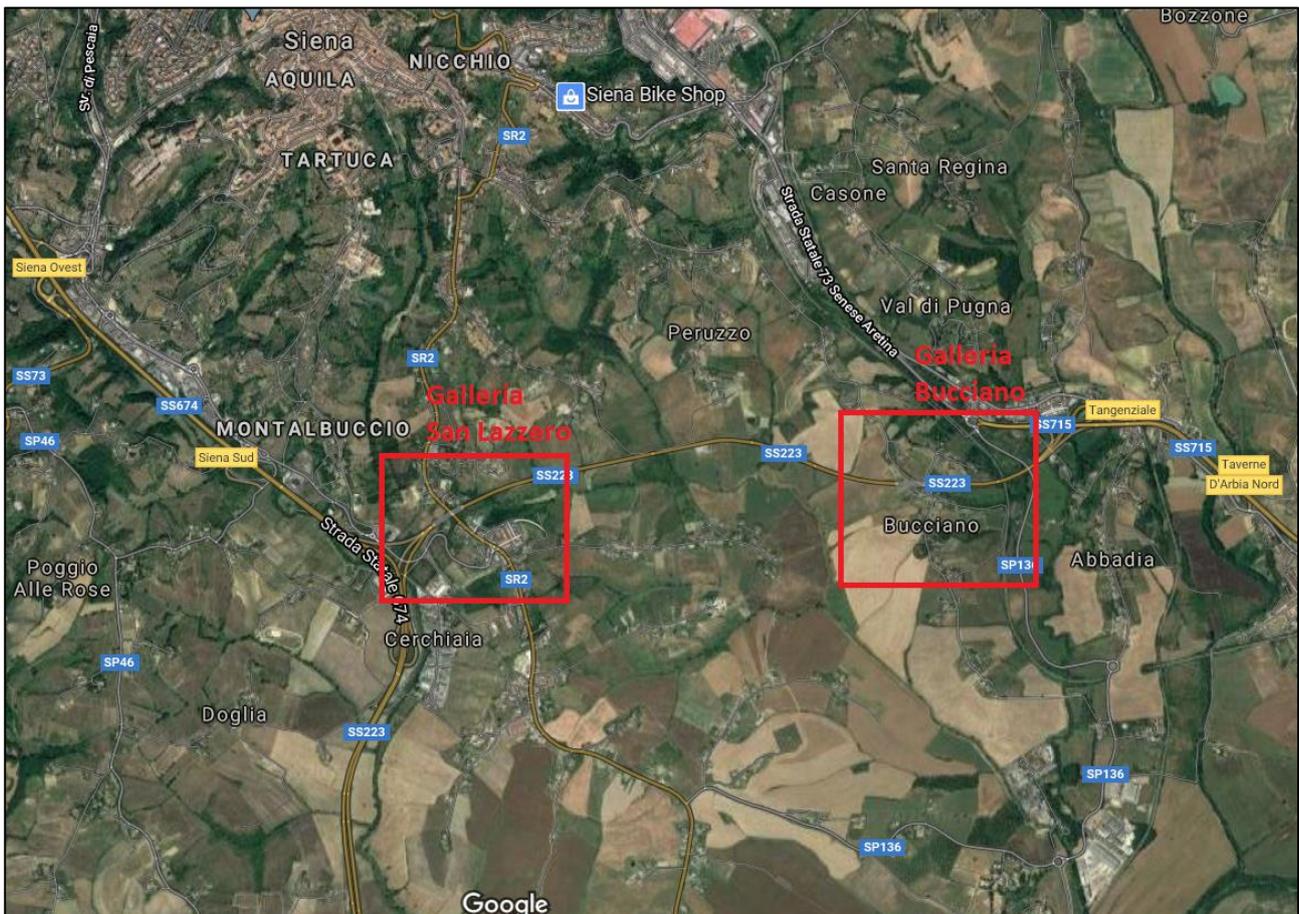


Figura 1 – Inquadramento planimetrico delle opere in oggetto: galleria San Lazzerò e galleria Bucciano

2 MATERIALI

2.1 Calcestruzzo per rivestimento definitivo (galleria naturale)

Classe di resistenza	C32/40	-	
Rapporto massimo acqua / cemento	0.55	-	
Slump	S4	-	
Contenuto minimo di cemento	320	kg/m ³	
Diametro massimo inerte	16	mm	
Classe di esposizione	XC3		
Copriferro minimo + tolleranza di posa	3.0 + 1.0	cm	
Resistenza caratteristica a compressione cubica	$R_{ck} =$	40.00	N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} =$	33.20	N/mm ²
Resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	= 41.20	N/mm ²
Modulo elastico	$E_c = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3}$	= 33643	N/mm ²
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3}$	= 3.10	N/mm ²
Resistenza a trazione caratteristica (frattile 5%)	$f_{ctk} = 0.70 \times f_{ctm}$	= 2.17	N/mm ²
Stato Limite Ultimo			
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_C =$	1.50	-
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc} =$	0.85	-
Resistenza a compressione di calcolo	$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_C$	= 18.81	N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C$	= 1.45	N/mm ²
Stato Limite di Esercizio			
Tensione max di compressione - Comb. rara	$\sigma_c < 0.60 \times f_{ck}$	= 19.92	N/mm ²
Tensione max di compressione - Comb. quasi permanente	$\sigma_c < 0.45 \times f_{ck}$	= 14.94	N/mm ²

2.2 Magrone

Classe di resistenza	C12/15
Rapporto massimo acqua/cemento	-
Slump	-
Contenuto minimo di cemento	150 kg/m ³
Diametro massimo inerte	32 mm
Classe di esposizione	X0

2.3 Acciaio per calcestruzzo armato tipo B450C

Tensione caratteristica di rottura (frattile 5%)	$f_{tk} =$	540.00	N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento (frattile 5%)	$f_{yk} =$	450.00	N/mm ²
Stato Limite Ultimo			
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_S =$	1.15	-
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S$	= 391.30	N/mm ²
Stato Limite di Esercizio			
Tensione max di trazione	$\sigma_s < 0.80 \times f_{yk}$	= 360.00	N/mm ²

2.4 Betoncino proiettato fibrorinforzato

Classe di resistenza	C25/30
a 24h	>12MPa
a 28gg	>30MPa
Dosaggio in fibre	≥30kg/m ³

2.5 Malta per la cementazione di infilaggi e elementi in VTR

Resistenza caratteristica a compressione cubica (28gg)	$R_{ck} =$	25.00	N/mm ²
Resistenza media a compressione cubica (24h)	$R_{cm} =$	10.00	N/mm ²

2.6 Acciaio per infilaggi metallici S355JR

Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} =$	510.00	N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} =$	355.00	N/mm ²
Stato Limite Ultimo			
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_S =$	1.05	--
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{yd} =$	$f_{yk}/\gamma_S = 308.7$	N/mm ²

2.7 Acciaio per centine S275

Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} =$	430.00	N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} =$	275.00	N/mm ²
Stato Limite Ultimo			
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_S =$	1.05	-
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{yd} =$	$f_{yk}/\gamma_S = 261.9$	N/mm ²

2.8 Elementi tubolari in vetroresina

Modulo elastico medio	$E =$	30000.00	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura per taglio	$f_{tk} =$	140.00	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura per trazione	$f_{trk} =$	600.00	N/mm ²
Contenuto in vetro	\geq	55.0	%
Stato Limite Ultimo			
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_S =$	1.5	--
Resistenza a taglio di calcolo	$f_{td} =$	$f_{tk}/\gamma_S = 93.33$	N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{trd} =$	$f_{trk}/\gamma_S = 400.00$	N/mm ²

2.9 Impermeabilizzazione galleria naturale

Spessore telo in PVC	$s =$	2.0	mm
Peso specifico telo in PVC	$\gamma \geq$	1.3	g/cm ²
Massa volumica unitaria tessuto non tessuto	$\gamma \geq$	400	g/m ²
Tube di drenaggio in PVC microfessurato	$\phi =$	160	mm

3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

3.1 Normativa

- [1] Ministero dei LL.PP. - D.M. 17.01.2018: "Norme tecniche per le Costruzioni".
- [2] Ministero dei LL.PP. - Circ. 7 del 21.01.2019: Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018;

3.2 Elaborati di Riferimento

- [1] T00GE04GETRE01A - Relazione geotecnica generale;
- [2] T00GE06GETRE01A - Relazione sismica;
- [3] T00GN01OSTFG01A - Profilo geotecnico e progettuale di previsione;
- [4] T00GN02OSTFG01A - Profilo geotecnico e progettuale di previsione;
- [5] T00GN03OSTFG01A - Profilo geotecnico e progettuale di previsione;
- [6] T00GN04OSTFG01A - Profilo geotecnico e progettuale di previsione.

4 RIEPILOGO DEL QUADRO GEOLOGICO E GEOTECNICO

Le unità geologiche coinvolte dalla realizzazione delle gallerie San Lazzerò e Bucciano sono:

- argille azzurre alterate (FAAa) costituite da argille limose, limi argillosi e limi sabbiosi, da poco a mediamente consistenti;
- argille azzurre (FAA) da molto consistenti a dure;
- materiali antropici di ricoprimento (r), posti in sito durante le fasi costruttive della galleria San Lazzerò attualmente esistente, la quale era stata realizzata mediante metodologia "cut and cover".

Si precisa che il materiale di riporto antropico si ha solo in corrispondenza della galleria San Lazzerò.

Per una descrizione maggiormente dettagliata della stratigrafia in sito e delle formazioni geotecniche ivi presenti si rimanda agli specifici elaborati di competenza ovvero alla Relazione Geotecnica Generale [1] e ai profili geotecnici delle gallerie [3], [4], [5] e [6].

In Tabella 1 si riportano i parametri geotecnici che caratterizzano le formazioni geologiche di riferimento considerate nelle analisi riportate nel seguito della presente relazione.

Formazione	γ	φ'	c'	ψ	E_{ur}
	[kN/m ³]	[°]	[KPa]	[°]	[MPa]
Argille azzurre (FAA)	20	28	30	0	60
Depositi antropici (r)	20	35	0	0	50

Tabella 1 – Caratterizzazione geotecnica dei materiali considerati nelle analisi

In Tabella 1 è riportato il valore del modulo di deformazione del terreno in fase di scarico ricarico, assunto pari a 3 volte il modulo di deformazione di primo carico.

I profili geotecnici delle gallerie mostrano, nell'area in esame, la presenza di falda superficiale, la quale interessa le gallerie fino circa alla quota del piano dei centri.

Nelle analisi, a favore di sicurezza, la presenza della falda è stata considerata fino alla quota della calotta.

4.1 Caratterizzazione sismica

Nel presente paragrafo si riassumono i parametri necessari per la definizione dell'azione sismica da utilizzare per la progettazione delle due gallerie naturali in esame.

Per una trattazione esaustiva della sismicità in sito si rimanda alla relazione specifica [2].

L'azione sismica di progetto è stata definita utilizzando le seguenti formule:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$
$$T_R = -V_R / \ln(1 - PVR)$$

dove:

- V_R = periodo di riferimento per l'opera [anni]
- V_N = vita nominale dell'opera [anni]
- C_U = coefficiente d'uso dell'opera [-]
- T_R = tempo di ritorno per la definizione dell'azione sismica [anni]
- PVR = probabilità di superamento dell'azione sismica

Nel caso in esame vengono considerati i seguenti parametri:

- $V_N = 50$ anni
- $C_U = 2$
- $V_R = 100$ anni

	T_R (anni)	a_g (g)	F_0	T_c^* (s)
SLO	60	0,064	2,518	0,258
SLD	101	0,079	2,509	0,264
SLV	949	0,174	2,516	0,283
SLC	1950	0,212	2,556	0,290

Pertanto, per la verifica riferita allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), si ottiene:

- PVR = 10 %
- $T_R = 949$
- $a_g = 0.174g$

In Figura 2 è mostrata la categoria sismica del sottosuolo, da considerare per le due gallerie in esame determinata, sulla base dei risultati delle prospezioni sismiche down-hole eseguite nelle campagne del 2009 e del 2019.

	categoria di sottosuolo	down-hole 2009	Vs30 [m/s]	categoria di sottosuolo	down-hole 2019	Vs30 [m/s]	categoria di sottosuolo
Viadotto Tressa	C	S2-DH1	317	C	S02D-DH	407	B
Galleria San Lazzero *	C	S5-DH2	364	B	-	-	-
Viadotto Luglie	C	S8-DH3	317	C	-	-	-
Viadotto Valli	C	S9-DH4	224	C	-	-	-
Viadotto Casone	B	S10-DH5	395	B	S05D-DH	455	B
Viadotto Ribucciano	B	S11-DH6	447	B	-	-	-
Galleria Bucciano	C	S13-DH7	337	C	-	-	-
Viadotto Rilugog	C	S16-DH8	340	C	S11D-DH	428	B
					S14D-DH	496	B

* dato il valore di Vs30 molto prossimo al limite della categoria C, utilizzare cautelativamente la categoria C anche per la Galleria San Lazzero.

Figura 2 – Identificazione della categoria sismica del sottosuolo per le gallerie San Lazzero e Bucciano

5 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Oggetto del presente paragrafo è la descrizione delle gallerie San Lazzerò e Bucciano e l'identificazione delle sezioni tipologiche di scavo e definitive adottate in progetto.

Nella seguente tabella sono riportate, con riferimento a entrambe le canne delle gallerie San Lazzerò e Bucciano, le indicazioni sugli sviluppi complessivi, dei tratti in naturale e dei tratti in artificiale.

Galleria	Canna	Pk inizio	Pk fine	Sviluppo tratto in artificiale (m)	Sviluppo tratto in naturale (m)
Bucciano	Est	3+677.18	3+854.40	(67.87+17.70)	91.65
Bucciano	Ovest	3+679.30	3+865.69	(31.21+35.53)	119.65
San Lazzerò	Est	1+232.72	1+388.64	(86.99 + 28.10)	40.83
San Lazzerò	Ovest	1+237.63	1+395.70	(88.61 + 40.39)	29.07

Di seguito si riporta in Figura 3 e Figura 4 uno stralcio planimetrico rispettivamente delle Gallerie San Lazzerò e Bucciano.

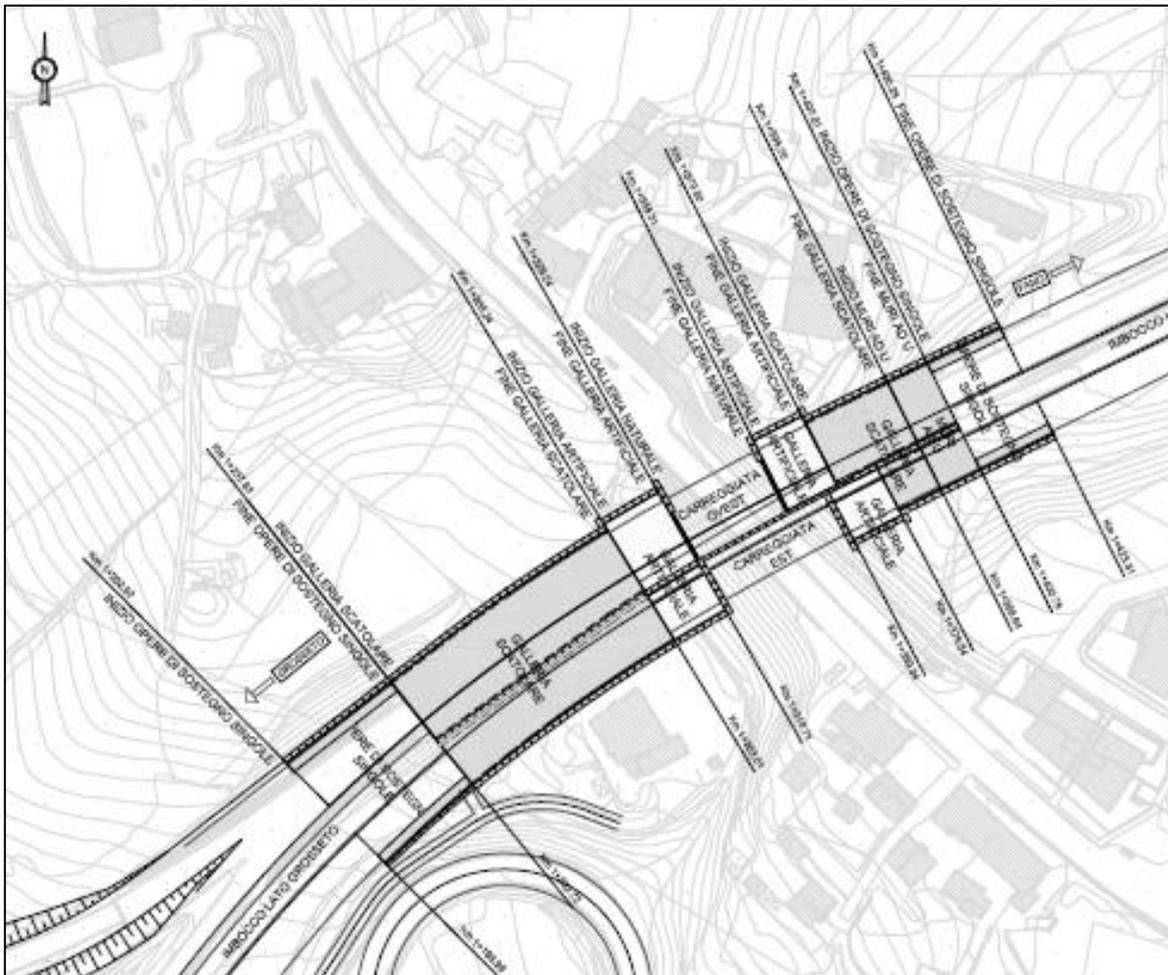


Figura 3 – Planimetria della galleria San Lazzerò

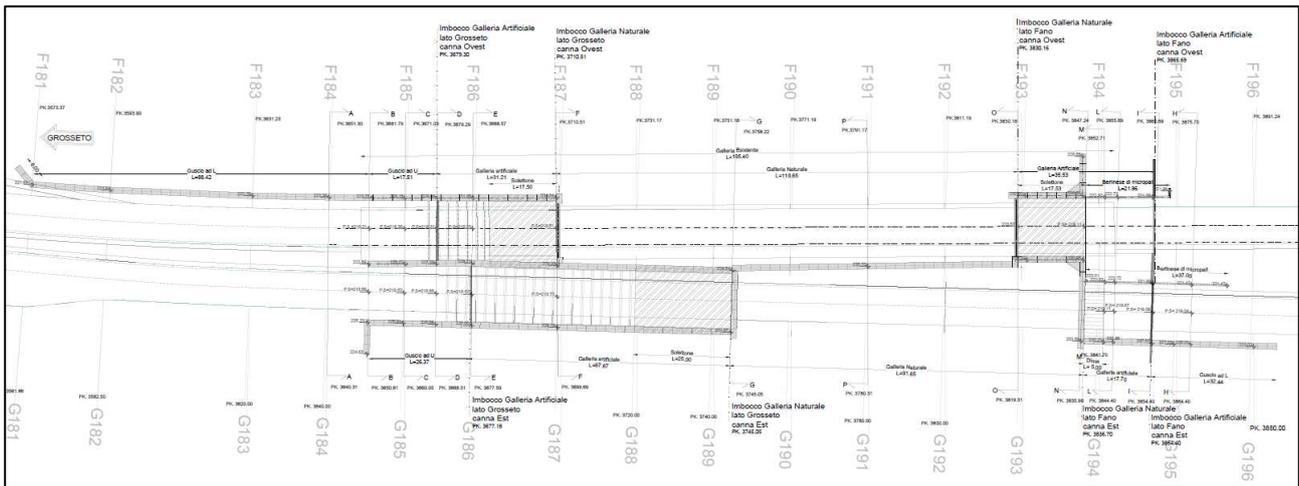


Figura 4 – Planimetria della galleria Bucciano

Come visibile dalla Figura 3 sopra riportate, la galleria San Lazzerò presenta una carreggiata a doppia corsia per la canna est e una carreggiata a tre corsie (due di marcia e una di svincolo) per la canna ovest.

Tale galleria risulta essere quasi completamente in un tratto di tracciato in clotoide, eccetto indicativamente per i primi 30 m lato Grosseto in cui risulta essere in curva e sottopassa la S.R. Cassia per una lunghezza di circa 20 m.

La galleria Bucciano presenta per ciascuna delle due canne rispettivamente due carreggiate a doppia corsia.

Tale galleria risulta essere in un tratto di tracciato in rettilineo (eccetto per i primi metri lato Grosseto della canna ovest che sono in clotoide) e anch'essa sottopassa una viabilità esistente.

Nel seguito si riportano le descrizioni delle sezioni tipologiche di scavo e definitive presenti in progetto nei tratti in naturale delle due gallerie in esame.

A tal proposito si evidenzia che, dal momento che le due carreggiate della galleria Bucciano e la carreggiata est della galleria San Lazzerò presentano tutte la stessa larghezza e che le due gallerie attraversano indicativamente lo stesso tipo di stratigrafia (caratterizzata dalla presenza di argille consistenti), si è definita una sola sezione tipo, valida per tutte e tre le canne sopra citate, denominata nel seguito: sezione tipo 1.

In particolare, come meglio descritto al paragrafo 5.1, per la sezione tipo 1 si identificano i seguenti tre sotto casi:

- GN-02, canna est della galleria San Lazzerò;
- GN-03, canna ovest della galleria Bucciano;
- GN-04, canna est della galleria Bucciano.

Al contrario, per la canna ovest della galleria San Lazzerò, la quale contiene una carreggiata a tre corsie, si farà riferimento alla sezione tipo 2 (GN-01) di dimensioni maggiori (paragrafo 5.2).

L'applicazione di una singola sezione tipologica (sezione tipo 1 o tipo 2 a seconda della canna che si sta considerando) lungo tutto il tratto in naturale in modo costante è giustificato dal fatto che tali tratte presentano estensioni molto limitate all'interno delle quali non si verificano cambiamenti significativi di stratigrafia.

Nelle tratte in naturale le coperture massime sono indicativamente di 10 m per la San Lazzerò e di 8 m per la Bucciano.

Dal momento che, come anticipato al Capitolo 1, le gallerie San Lazzerò e Bucciano attualmente esistenti resteranno in esercizio durante la fase di costruzione delle rispettive canne est, al fine di preservare le gallerie esistenti da eventuali interferenze dovute alle adiacenti lavorazioni, si

prevista, prima dell'inizio delle operazioni di scavo, l'esecuzione di un diaframma di protezione da realizzarsi nel setto di terreno in mezzo alle due canne. A titolo di esempio si riporta in Figura 5 una sezione trasversale in corrispondenza del tratto di galleria Bucciano scavato in naturale in cui è visibile il diaframma di protezione.

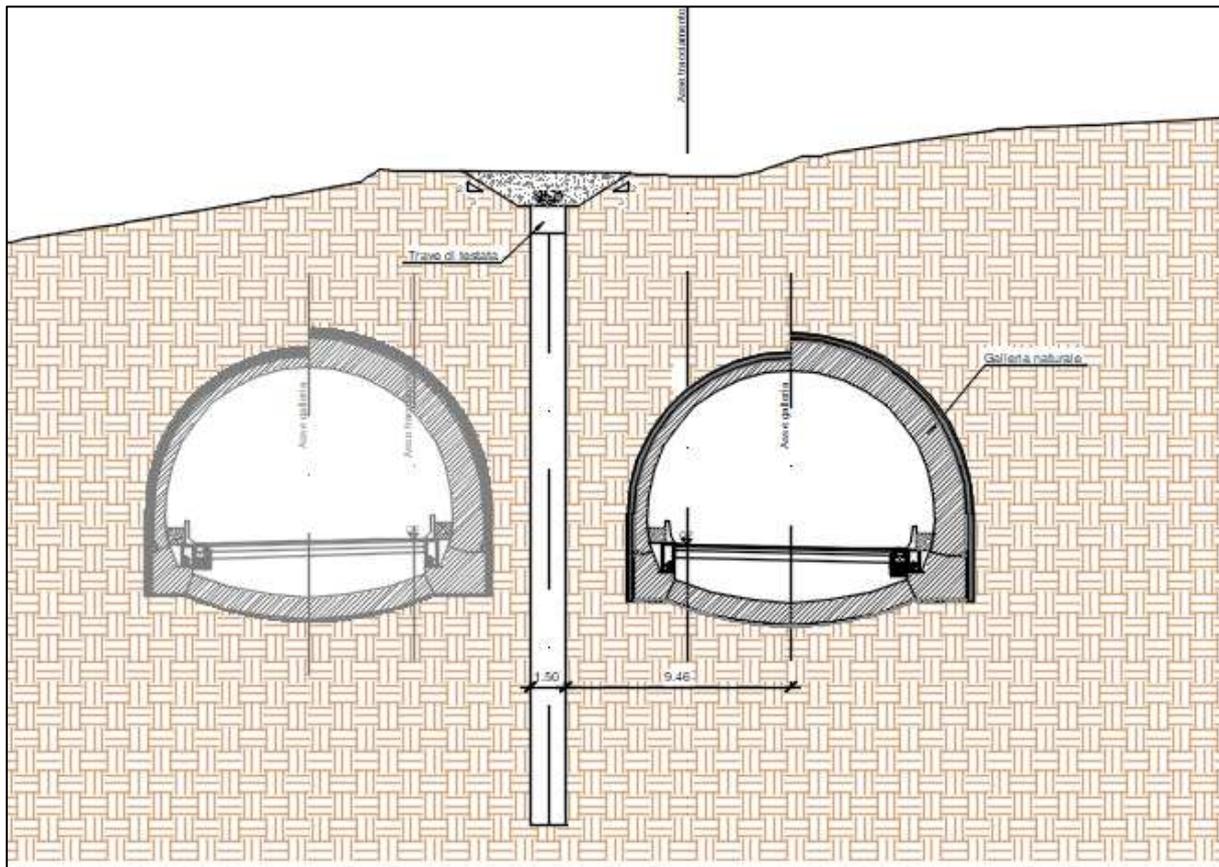


Figura 5 – Sezione trasversale galleria Bucciano – tratto di scavo in naturale

La realizzazione dei diaframmi lungo il tratto in naturale verrà necessariamente eseguito da piano campagna. Tale operazione dovrà essere effettuata per fasi al fine di garantire il mantenimento della viabilità di superficie, con particolare riguardo alla strada statale Cassia, secante il tracciato della Galleria San Lazzero, per la quale le lavorazioni verranno eseguite con la parzializzazione delle corsie.

In aggiunta a quanto sopra, si evidenzia che per la sezione tipo 1 (di riferimento per le due canne della galleria Bucciano e della canna est della galleria San Lazzero) è stata adottata una soluzione progettuale con sezione troncoconica, mentre per la sezione tipo 2 (relativa alla canna ovest della galleria San Lazzero) è stato necessario prevedere una sezione cilindrica in quanto, nel tratto di applicazione di tale sezione, sussistono limiti geometrici di spazio che ne impediscono lo scavo troncoconico. In fase progettuale si è, infatti, osservato che l'eventuale applicazione di una sezione troncoconica anche per la canna ovest della galleria San Lazzero avrebbe comportato il verificarsi di interferenze fra le due canne durante la fase di installazione degli interventi in avanzamento al contorno.

Pertanto, per la realizzazione della sezione di scavo cilindrica (tipo 2) è stata prevista l'esecuzione di un sistema di presostegno del contorno del cavo mediante tubi metallici cementati di diametro 60 cm posti a interasse di circa 90 cm e posizionati in direzione orizzontale. Per la realizzazione di tali interventi si prevede l'utilizzo della metodologia "Pipe ramming" le cui fasi esecutive sono descritte al paragrafo 5.2.

5.1 Sezione tipo 1 (GN-02; GN-03; GN-04)

La presente sezione tipo 1 verrà applicata lungo i tratti in naturale nei seguenti casi:

- canna est – galleria San Lazzero (GN-02);
- canna est – galleria Bucchiano (GN-04);
- canna ovest – galleria Bucchiano (GN-03).

Tale sezione verrà applicata in presenza di materiali argillosi da molto consistenti a duri (FAA, si veda Capitolo 4) sull'intero fronte di scavo.

Lo scavo della sezione tipologica in oggetto verrà realizzato a piena sezione con metodologia tradizionale e con andamento in profilo di tipo troncoconico.

Per la presente sezione tipo 1, avente un'area al fronte minima di 133.2 m² e massima di 157.4 m² e considerando campi di avanzamento di 6 m e sfondi con lunghezza massima di un 1 m, sono previsti i seguenti interventi:

- n. 48 tubi in VTR orizzontali $\phi 60/40$ disposti al fronte con maglia indicativamente di 1.2 x 1.2 m² di lunghezza 18 m e sovrapposizione minima di 12 m, diametro di perforazione 90 mm (GN-02 e GN-04);
- applicazione sul fronte di scavo di 5 cm di betoncino di sicurezza al termine di ogni sfondo e di 10 cm al termine di ogni campo o in caso di soste prolungate;
- applicazione sul contorno di scavo (piedritti e calotta) di 5 cm di betoncino fibrorinforzato (fibre di acciaio 30kg/m³) di prima fase, 2 centine IPN 180 accoppiate a passo 1 m, 20 cm di betoncino fibrorinforzato di seconda fase e 5 cm di betoncino di regolarizzazione;
- Per le due canne della galleria Bucchiano (GN-03 e GN-04) si prevedono n. 46 infilaggi $\phi 127$ spessore 10 mm posizionati in calotta per un angolo di 150° con inclinazione di 7.6°, lunghezza di 15 m e sovrapposizione minima di 9 m, diametro di perforazione 160 mm.

Esclusivamente per la canna est della galleria San Lazzero (GN-02), a causa della vicinanza fra la sezione troncoconica e il diaframma di separazione posto fra le due canne, per evitare interferenze in fase di installazione degli infilaggi, il numero di questi è ridotto a 38 con disposizione su un angolo di 120°.

Si precisa che per la canna ovest della galleria Bucchiano (GN-03), dove attualmente è presente la galleria esistente, non si prevedono interventi di consolidamento al fronte in quanto quest'ultimo non è presente.

Una volta completata la realizzazione del rivestimento di prima fase, si procederà con l'installazione del pacchetto di impermeabilizzazione costituito da un telo in PVC di spessore 2 mm e peso specifico 1.3 g/cm² protetto da uno strato di tessuto non tessuto di 400 g/m² a filo continuo. L'acqua di ammasso verrà raccolta mediante tubi di drenaggio in PVC microfessurati $\phi 160$ mm posti sopra le murette, come mostrato in Figura 7.

Durante le fasi di scavo si procederà con l'esecuzione di n. 4 perforazioni a distruzione di nucleo in avanzamento della lunghezza massima di 24m e di diametro 100mm e sovrapposizione minima 12 m. Ogni perforazione, avente un'inclinazione rispetto all'orizzontale minima di 5°, dovrà essere attrezzata con tubo in PVC microfessurato (senza tratto cieco) ad alta resistenza (4.5 MPa alla trazione) $\phi 61$ mm e spessore 5 mm, rivestito con TNT, per consentire il drenaggio di eventuali acque presenti sul contorno dello scavo.

Lo scavo e il getto dell'arco rovescio verranno eseguiti per campi di 6 m a partire da una distanza massima dal fronte di scavo di 9 m. Per l'arco rovescio si prevede uno spessore di 90 cm.

Il rivestimento di seconda fase definitivo in calotta e sui piedritti presenta uno spessore rispettivamente nella sezione di minimo e nella sezione di massimo di 50 cm e 130 cm.

Nelle seguenti Figura 6, Figura 7 e Figura 8 si riportano rispettivamente le configurazioni, in

sezione e in profilo, della fase di scavo e della fase definitiva relative alla sezione tipo 1 (a titolo di esempio si riporta la GN-04).

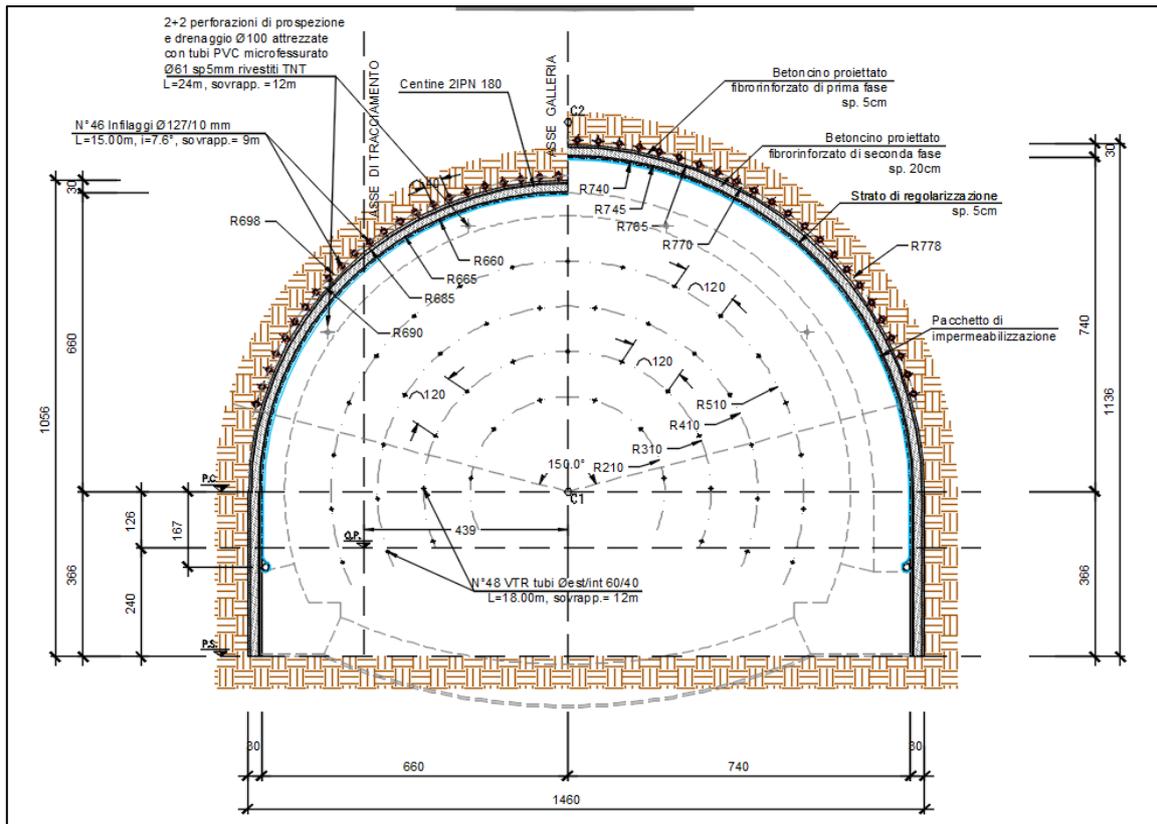


Figura 6 – Sezione tipo 1 – fase di scavo

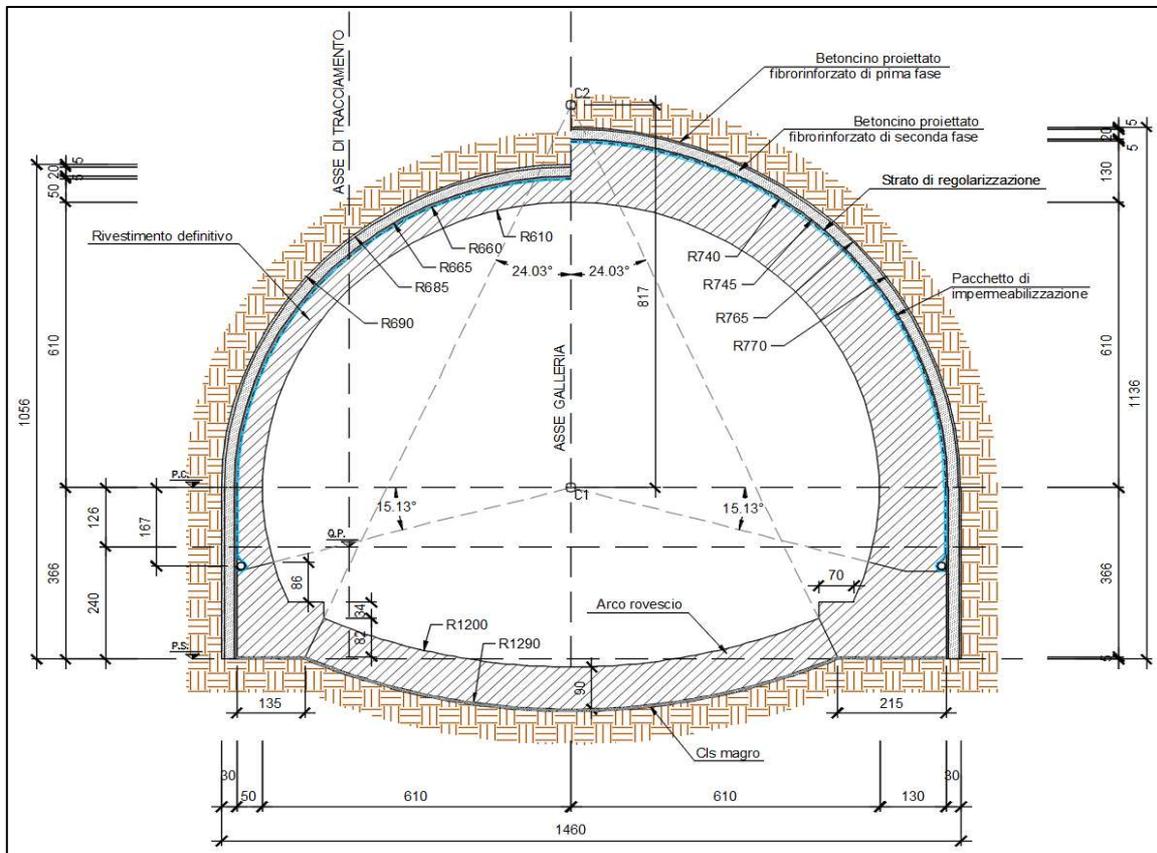


Figura 7 – Sezione tipo 1 – configurazione definitiva

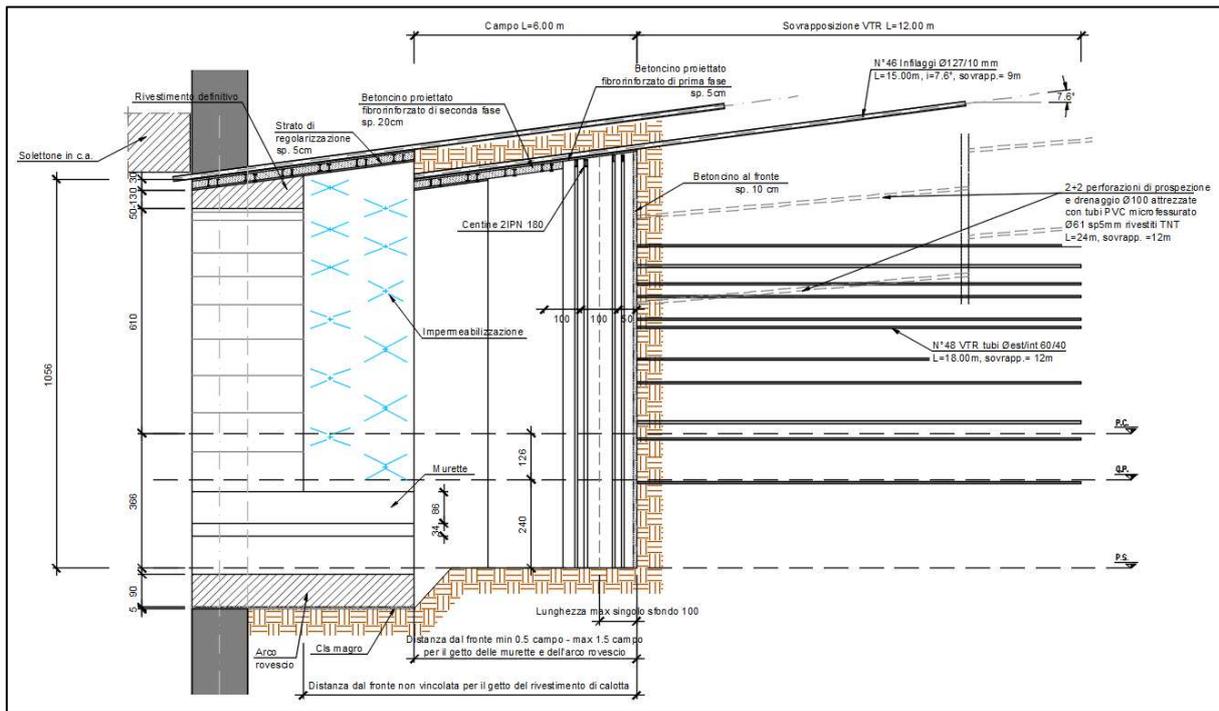


Figura 8 – Sezione tipo 1 – profilo

Le modalità esecutive per l'avanzamento dello scavo delle canne est delle gallerie San Lazzerò e Bucciano (rispettivamente GN-02 e GN-04), ovvero quelle di nuova realizzazione, prevedono schematicamente le seguenti fasi di lavoro:

- Esecuzione degli interventi in avanzamento all'inizio di ogni campo da 6 m (consolidamento al fronte e al contorno);
- Scavo a piena sezione con sfondi di avanzamento di 1 m e successiva messa in opera di 5 cm di betoncino proiettato sul fronte (10 cm se a fine campo) e del rivestimento di prima fase secondo le modalità definite dai disegni di progetto;
- Getto dell'arco rovescio a distanza vincolata dal fronte di scavo (massimo 9 m);
- Regolarizzazione del betoncino proiettato del rivestimento di prima fase, posa in opera dell'impermeabilizzazione e getto del rivestimento definitivo in calcestruzzo armato a distanza dal fronte di scavo non vincolata.

Mentre per la canna ovest della galleria Bucciano (GN-03), realizzata in sostituzione dell'esistente, si prevede:

- Esecuzione degli interventi in avanzamento all'inizio di ogni campo da 6 m (consolidamento al contorno);
- Demolizione e rimozione del rivestimento definitivo della galleria esistente con avanzamento progressivo per step di 1 m e contestuale messa in opera del rivestimento di prima fase secondo le modalità definite dai disegni di progetto;
- Getto dell'arco rovescio a distanza vincolata dalla zona di demolizione del rivestimento della galleria esistente (massimo 9 m);
- Regolarizzazione del betoncino proiettato del rivestimento di prima fase, posa in opera dell'impermeabilizzazione e getto del rivestimento definitivo in calcestruzzo armato a distanza dal fronte di scavo non vincolata.

Si specifica, per quest'ultimo caso, che prima dell'inizio della demolizione del rivestimento definitivo della galleria esistente sarà necessario verificare lo spessore effettivo di tale rivestimento mediante l'esecuzione di carotaggi e, nel caso in cui il limite dell'estradosso del rivestimento esistente risultasse esterno alla sezione di scavo prevista in progetto, sarà necessario provvedere, a seguito della demolizione e rimozione del rivestimento definitivo esistente, al riempimento

dell'eventuale extra scavo mediante betoncino proiettato o getti localizzati di calcestruzzo.

Relativamente agli imbocchi in naturale:

- per la galleria Bucciano si prevede sempre l'applicazione delle medesime sezioni tipo sopra descritte (che negli elaborati di progetto sono denominate come GN-03-Imb e GN-04-ImbG a seconda della canna di riferimento) ad eccezione dell'imbocco lato Fano della canna est, per il quale il campo della sezione troncoconica avrà una lunghezza ridotta di 4.5 m (al posto che 6 m) e variabilità dello spessore del rivestimento definitivo da 70 cm (al posto che 50 cm) nella sezione minima a 130 cm nella massima (GN-04-ImbF).

5.2 Sezione tipo 2 (GN-01)

La sezione tipo 2 verrà applicata lungo il tratto in naturale relativo alla canna ovest della galleria San Lazzerò.

Tale sezione verrà applicata in presenza di materiali di riporto antropico e materiali argillosi da molto consistenti a duri (si veda Capitolo 4).

Lo scavo della sezione tipologica in oggetto verrà realizzato a piena sezione con metodologia tradizionale e con andamento in profilo di tipo cilindrico.

Per la presente sezione tipo 2, avente un'area di scavo (intesa riferita alla sola porzione di fronte effettivamente presente ovvero alla parte non interessata dalla presenza della galleria esistente) di 132.91 m², campi di avanzamento di 6 m e sfondi con lunghezza massima di un 1 m, sono previsti i seguenti interventi:

- n. 78 tubi in VTR orizzontali $\phi 60/40$ disposti al fronte con maglia indicativamente di 1.2 x 1.2 m² di lunghezza 18 m e sovrapposizione minima di 12 m, diametro di perforazione 9 cm;
- applicazione sul fronte di scavo di 5 cm di betoncino di sicurezza al termine di ogni sfondo e di 10 cm al termine di ogni campo;
- applicazione sul contorno di scavo (piedritti e calotta) di 5 cm di betoncino fibrorinforzato (fibre di acciaio 30kg/m³) di prima fase, 2 centine IPN 200 accoppiate a passo 1 m, 25 cm di betoncino fibrorinforzato di seconda fase e 5 cm di betoncino di regolarizzazione;
- n. 29 tubolari in acciaio $\phi 600$ spessore 95 mm orizzontali in calotta per un angolo di 150° (passo 90 cm circa) installati utilizzando la metodologia "Pipe ramming" per tutta la lunghezza del tratto in naturale della canna ovest della galleria San Lazzerò e cementati. In accordo con la metodologia di installazione utilizzata, si è tenuto conto di una tolleranza di posa di 30 cm (1% della lunghezza di infissione);
- n. 28 tubi in VTR $\phi 60/40$ disposti al contorno e posizionati in mezzo ai tubolari $\phi 600$ di cui al punto precedente, con inclinazione 5° e interasse circa 85 m di lunghezza 18 m e sovrapposizione minima di 12 m, diametro di perforazione 9 cm.

Per tale sezione tipo, viste le notevoli dimensioni, le ridotte coperture e lunghezze della galleria, nonché la presenza della sovrastante arteria viaria, si è adottata una soluzione caratterizzata da interventi sul contorno costituiti da tubi di grosso spessore in acciaio, disposti anticipatamente lungo l'intera lunghezza della galleria, secondo le modalità descritte nel seguito.

In particolare, l'intervento prevede la messa in opera di n. 29 tubolari in acciaio $\phi 600$ spessore 95 mm orizzontali in calotta per un angolo di 150° (passo 90 cm circa) installati mediante sistema "Pipe ramming" e successivamente cementati.



PIPE RAMMING

Il sistema "Pipe Ramming" consiste sostanzialmente nell'infilaggio di tubi in acciaio nel terreno, per battitura. Tale sistema è basato sull'impiego di unità percussive (rammer) pneumatiche che vengono utilizzate per batter la testa di spezzoni di tubo in acciaio. Una volta stabilita la direzione di avanzamento, il tubo viene fatto scorrere su una slitta sufficientemente lunga rispetto al diametro del tubo da installare (da 5 a 10 volte il diametro) in modo da garantire un sufficiente

rispetto della direzione preimpostata. In generale, l'errore di posizionamento della tubazione raggiunge valori massimi dell'1% della lunghezza di infissione.

La testa del tubo funge anche da utensile di taglio. Poiché la tubazione da installare presenta un diametro di 600 mm, la testa del tubo viene lasciata aperta (infissione a fronte aperto) in modo da permettere al terreno di entrare all'interno del tubo, limitando così i dislocamenti di materiale e di conseguenza le sovrappressioni nel terreno e sulle sovrastrutture esistenti.

Le tubazioni in acciaio sono installate per spezzoni che vengono saldati testa a testa man mano che ciascun spezzone viene fatto penetrare completamente nel terreno.

Utilizzata in terreni omogenei di natura coesiva o granulare, questo tipo di tecnica (ed in particolare in quella a fronte aperto) arreca il minor disturbo al terreno e alle sovrastrutture, in quanto il volume di terreno dislocato è pari (teoricamente) al volume delle sole pareti piene del tubo in acciaio (e pertanto trascurabile). Inoltre, le leggere sovrappressioni che si generano a seguito dell'infissione, garantiscono che non si verifichino subsidenze della superficie sovrastante. Questa tecnica trova impiego prevalentemente negli attraversamenti dei corpi stradali e ferroviari.

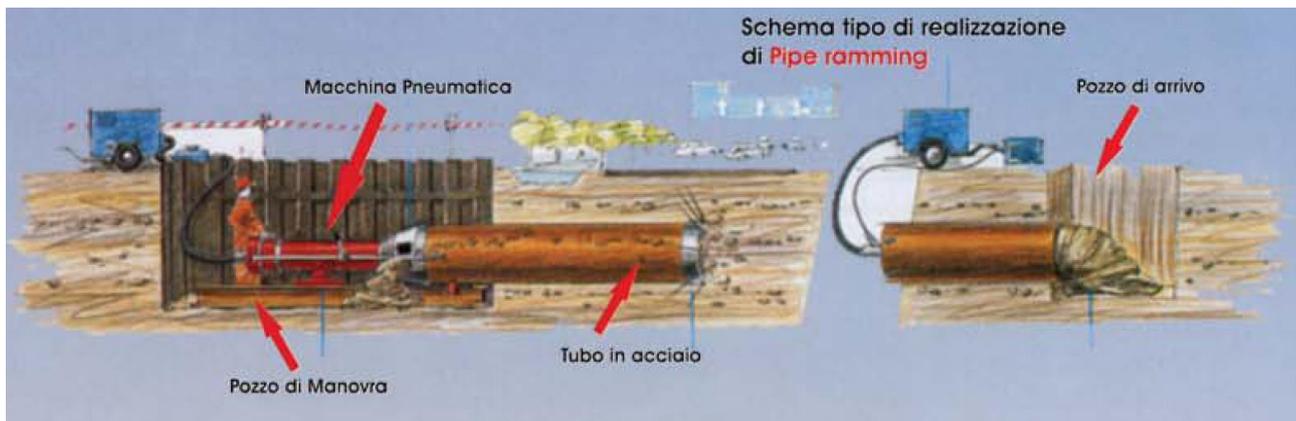


Realizzazione di calotta per sottopasso ferroviario

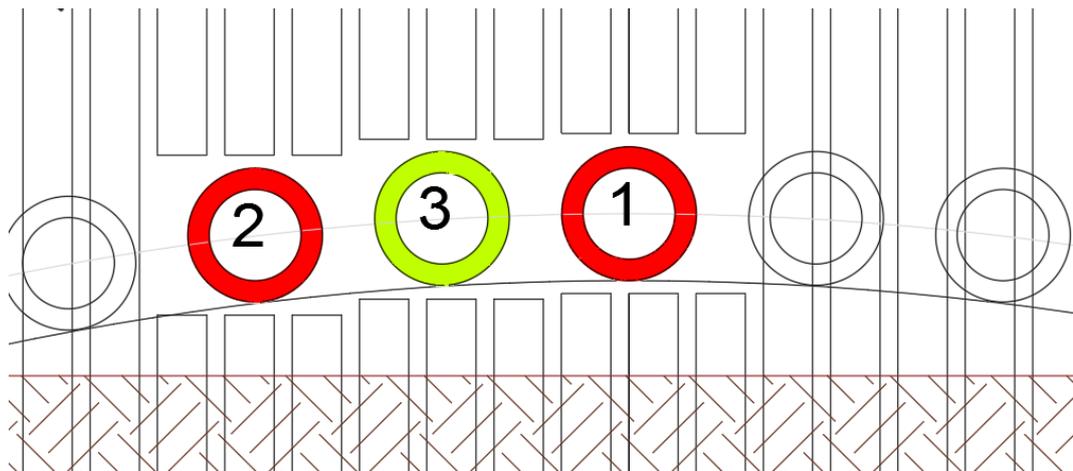


TAV. Roma/Napoli
Via Lufrano (Na)

Le fasi di lavorazione per l'installazione delle tubazioni secondo la tecnica sopra descritta possono essere sinteticamente riassunte nei seguenti punti:



- creazione di una trincea, in corrispondenza del tubo da infiggere, di dimensioni longitudinali di 15-18m. Taglio della parete di imbocco di dimensioni poco superiori alla tubazione da infiggere.
- posizionamento dello spezzone di tubo in acciaio aperto in testa (lunghezza 5-10 volte il diametro del tubo) su di una slitta di lunghezza adeguata sulla quale viene fatto scorrere il tubo per garantire la direzione impostata; infissione del tubo mediante unità percussive pneumatiche. I successivi spezzoni verranno saldati testa a testa man mano che ciascun spezzone viene fatto penetrare completamente nel terreno;
- raggiunta l'infissione desiderata, si procede con la preparazione del piano per l'infissione del tubo adiacente, sfalsato di un elemento. A seguire, infissione della tubazione interposta tra quelle precedentemente infisse;



- Eseguita l'infissione di tutte le tubazioni, si procede con lo scavo del pozzo di arrivo (imbocco sul lato opposto), svuotamento delle tubazioni e cementazione delle stesse.

La soluzione di utilizzare come intervento di presostegno del contorno del cavo tubolare in acciaio di medio diametro cementati presenta i seguenti vantaggi:

- garanzia di elevate resistenze strutturali fornite dai tubi metallici cementati;
- riduzione dell'ingombro complessivo durante la fase di scavo della galleria rispetto a una soluzione di scavo con sezione troncoconica;
- tecnica di infissione semplice, con tempi di allestimento minimi, adatta a spazi ristretti e con ridotto disturbo del terreno circostante.

L'ulteriore installazione al contorno di barre VTR è stata predisposta onde evitare il possibile sgrottamento del terreno situato in mezzo ai tubolari di acciaio sopra citati, i quali presentano una distanza reciproca netta di circa 30 cm.

Si precisa che per la canna ovest della galleria San Lazzerò, dove attualmente è presente la galleria

esistente, gli interventi di consolidamento al fronte verranno realizzati solo sulla porzione effettivamente presente di quest'ultimo.

Una volta completata la realizzazione del rivestimento di prima fase, si procederà con l'installazione del pacchetto di impermeabilizzazione costituito da un telo in PVC di spessore 2 mm e peso specifico 1.3 g/cm² protetto da uno strato di tessuto non tessuto di 400 g/m² a filo continuo. L'acqua di ammasso verrà raccolta mediante tubi di drenaggio in PVC microfessurati ϕ 160 mm posti sopra le murette, come mostrato in Figura 10.

Durante le fasi di scavo si procederà con l'esecuzione di n. 4 perforazioni a distruzione di nucleo in avanzamento della lunghezza massima di 24m e di diametro 100mm e sovrapposizione minima 12 m. Ogni perforazione, avente un'inclinazione rispetto all'orizzontale minima di 5°, dovrà essere attrezzata con tubo in PVC microfessurato (senza tratto cieco) ad alta resistenza (4.5 MPa alla trazione) ϕ 61mm e spessore 5 mm, rivestito con TNT, per consentire il drenaggio di eventuali acque presenti sul contorno dello scavo.

Lo scavo e il getto dell'arco rovescio verranno eseguiti per campi di 6 m a partire da una distanza massima dal fronte di scavo di 9 m.

Per l'arco rovescio si prevede uno spessore variabile in sezione da un minimo di 115 cm in prossimità delle murette a un massimo di 200 cm in mezzeria.

Il rivestimento di seconda fase definitivo in calotta e sui piedritti presenta uno spessore di 90 cm.

Nelle seguenti Figura 9, Figura 10 e Figura 11 si riportano rispettivamente le configurazioni, in sezione e in profilo, della fase di scavo e della fase definitiva relative alla sezione tipo 2 (GN-01).

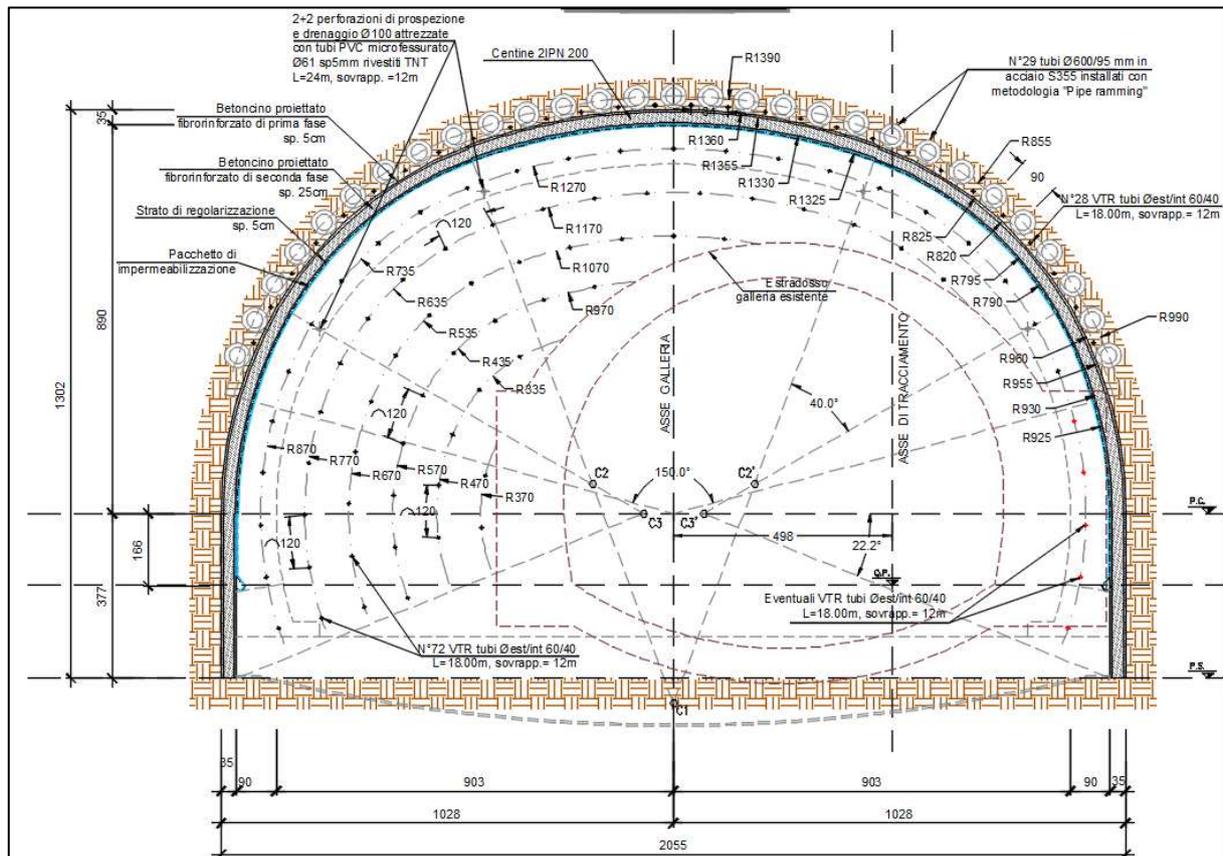


Figura 9 – Sezione tipo 2 – fase di scavo

- Esecuzione degli interventi in avanzamento all'inizio di ogni campo da 6 m (consolidamento al fronte e al contorno);
- Scavo della parte di fronte non interessata dalla presenza della galleria esistente e demolizione e rimozione del rivestimento definitivo della stessa mediante avanzamento progressivo per sfondi 1 m e contestuale messa in opera del rivestimento di prima fase secondo le modalità definite dai disegni di progetto;
- Getto dell'arco rovescio a distanza vincolata dal fronte di scavo (massimo 9 m);
- Regularizzazione del betoncino proiettato del rivestimento di prima fase, posa in opera dell'impermeabilizzazione e getto del rivestimento definitivo in calcestruzzo armato a distanza dal fronte di scavo non vincolata.

Si specifica che prima dell'inizio della demolizione del rivestimento definitivo della galleria esistente sarà necessario verificare lo spessore effettivo di tale rivestimento mediante l'esecuzione di carotaggi e, nel caso in cui il limite dell'estradosso del rivestimento esistente risultasse esterno alla sezione di scavo prevista in progetto, sarà necessario provvedere, a seguito della demolizione e rimozione del rivestimento definitivo esistente, al riempimento dell'eventuale extra scavo mediante betoncino proiettato o getti localizzati di calcestruzzo.

Relativamente alle sezioni di imbocco, sia lato Grosseto che lato Fano si prevede l'applicazione della medesima sezione tipo sopra descritta (denominata negli elaborati in progetto come GN-01-lmb).

6 DESCRIZIONE DELLE ANALISI NUMERICHE

Nel seguente capitolo vengono descritte le analisi numeriche effettuate per la valutazione del comportamento tensio-deformativo durante lo scavo e per la determinazione del corrispondente stato di sollecitazione nei rivestimenti di prima fase e definitivi durante le diverse realizzative dell'opera.

Mediante le analisi numeriche, di seguito descritte, verrà studiata la sola galleria San Lazzerò, la quale presenta le condizioni più gravose, e tale studio verrà considerato valido anche per la galleria Bucciano. Questa assunzione può ritenersi lecita tenendo conto delle seguenti considerazioni:

- la stratigrafia di riferimento per le due gallerie è molto simile (e in particolare la stratigrafia relativa alla galleria San Lazzerò risulta essere la più gravosa in quanto presenta, oltre alle argille compatte, anche materiali di riporto antropici caratterizzati da parametri meccanici peggiori rispetto alle argille);
- la galleria San Lazzerò presenta le coperture maggiori e sottopassa la S.R. Cassia per una lunghezza di circa 20 m;
- la sezione corrente della canna est della galleria San Lazzerò è la medesima sezione corrente delle due canne della galleria Bucciano;
- la sezione corrente della canna ovest della galleria San Lazzerò risulta essere quella di dimensioni maggiori.

Pertanto, i risultati del dimensionamento della canna est della galleria San Lazzerò saranno ritenuti validi anche per le due canne della galleria Bucciano.

6.1 Caratteristiche generali del Codice di Calcolo alle differenze finite utilizzato

Le analisi tenso-deformative sono state condotte utilizzando i programmi di calcolo FLAC 8.0 e FLAC3D 6.0, i quali consentono di affrontare problemi di meccanica del continuo, determinando gli stati tensionali e deformativi in un dominio rispettivamente bidimensionale e tridimensionale, le cui caratteristiche sono definite da leggi di comportamento, di tipo elastico o plastico, e da imposte condizioni al contorno, implementando il metodo delle differenze finite.

Tale metodo si basa sulla discretizzazione delle equazioni differenziali che governano il problema fisico in esame (equazioni derivanti dal teorema della divergenza di Gauss), attraverso la sostituzione delle derivate con quozienti di differenze finite. In questo modo, le equazioni differenziali vengono trasformate in equazioni algebriche, da risolversi in successivi passi di calcolo. L'algoritmo di calcolo segue uno schema lagrangiano denominato "esplicito per integrazione diretta nel tempo" (explicit time marking), il quale è in grado di lavorare agevolmente e molto velocemente per sistemi con grandi deformazioni, con stati di collasso molto avanzati e in condizioni di instabilità (la possibilità di giungere al collasso non è infatti limitata da problemi di stabilità numerica, quale l'invertibilità di matrici). L'adattamento del metodo alle differenze finite a casi di griglia di forma qualunque segue l'approccio di Wilkins M.L.

La discretizzazione viene operata sovrapponendo alla porzione di continuo considerata un reticolo di elementi, quadrilateri nel caso 2D e esaedrici in quello 3D, in corrispondenza dei cui nodi (gridpoints) sono definite le grandezze in gioco. E' allora possibile approssimare la derivata prima di una funzione rispetto a una variabile indipendente, con il rapporto tra la variazione subita dalla funzione stessa nel passare da un nodo ad uno contiguo, e la corrispondente variazione della variabile indipendente.

La legge costitutiva del materiale viene espressa nella seguente forma:

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

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

- per ogni nodo della griglia si valuta la massa m , la risultante delle forze esterne F_e (gravità, carichi esterni ...), la risultante delle forze interne F_i , calcolata per integrazione degli sforzi nelle zone collegate al nodo stesso, così che è possibile determinare la forza squilibrata agente sul nodo F_u (unbalanced force $F_u = F_e - F_i$); affinché il sistema sia in equilibrio, tale forza deve essere nulla;
- per ogni nodo si scrive l'equazione di Newton $F_u = m \cdot a$, tramite la quale è possibile determinare l'accelerazione del nodo in esame; integrando due volte l'accelerazione si ottiene la velocità e lo spostamento incrementale di ogni nodo;
- dal campo di spostamenti incrementali, è possibile risalire al campo di deformazioni incrementali e quindi, attraverso il legame costitutivo dei materiali, al campo di variazioni degli sforzi nel reticolo;
- la variazione degli sforzi comporta la modifica, per ogni nodo della griglia, della risultante delle forze interne e conseguentemente la necessità di rideterminare la F_u , dando inizio ad un nuovo passo di calcolo. Il processo iterativo ha termine qualora si ottenga una forza squilibrata che abbia un valore minore di una tolleranza prestabilita. In generale, l'analisi può essere terminata quando la "unbalanced force" è pari allo 0.1% o all'1% della forza iniziale agente sul nodo.

Nell'analisi condotta per l'ammasso si è assunto un modello di comportamento elasto-plastico con criterio di rottura di Mohr-Coulomb, definito dalle seguenti espressioni:

$$F = \sigma_1 - \sigma_3 (1 + \tan\phi) / (1 - \tan\phi) - 2c [(1 + \tan\phi) / (1 - \tan\phi)]^{0.5}$$

$$F = \sigma_{traz} - \sigma_3$$

Secondo tali ipotesi il comportamento del materiale è elastico per sforzi tali da risultare $F < 0$, oppure plastico per sforzi con $F > 0$.

Nel criterio di Mohr-Coulomb i parametri di resistenza sono coesione e angolo di attrito (c , ϕ) integrati dal valore di trazione ammissibile nel materiale (σ_{traz}).

Gli elementi rappresentativi dei rivestimenti sono attivati "free stress" (senza sforzi inerziali) e sono soggetti al peso proprio e agli spostamenti indotti dalle variazioni di rigidità e di sollecitazione che intervengono nello stesso step di calcolo e nei successivi.

Nel seguito, ai paragrafi 6.1.2 e 6.1.3 verranno descritte nel dettaglio rispettivamente le analisi numeriche 3D e 2D effettuate.

In particolare, si precisa che l'analisi 3D è stata svolta per lo studio delle varie fasi realizzative delle due canne della galleria San Lazzerò e da tale analisi sono stati valutati gli spostamenti del terreno durante le fasi di scavo e in fase definitiva e le sollecitazioni nei rivestimenti di prima fase; al contrario per la stima delle azioni nei rivestimenti definitivi è stata effettuata un'analisi 2D semplificata e maggiormente cautelativa come descritto meglio nel seguito.

6.1.1 Stratigrafia e modello costitutivo del terreno

Nel presente paragrafo si riportano i parametri geotecnici che caratterizzano la stratigrafia utilizzata nelle analisi numeriche (sia 3D che 2D).

L'ammasso è stato modellato come un mezzo continuo elasto-plastico perfetto avente criterio di resistenza di tipo Mohr-Coulomb e legge di flusso non associata. In particolare, sono state assegnate le caratteristiche elastiche (modulo di deformazione), elasto-plastiche (angolo di resistenza al taglio e coesione) e fisiche (densità) proprie dei terreni interessate dallo scavo (Tabella 2).

Stratigrafia	γ_N	Φ_{picco}	C_{picco}	ψ	E_{ur}
[m]	[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[°]	[MPa]
Depositi antropici (r)	20	35	0	0	50
Argille azzurre (FAA)	20	28	30	0	60

Tabella 2 – Parametri geotecnici relativi alla stratigrafia presente nelle analisi numeriche

Si precisa che, come già anticipato al capitolo 4 della presente, in Tabella 2 è riportato il valore del modulo di deformazione del terreno in fase di scarico ricarico, assunto pari a 3 volte il modulo di deformazione di primo carico.

Con riferimento alle analisi numeriche svolte e descritte nel seguito, la stratigrafia adottata presenta uno strato superficiale di materiale di riporto antropico con spessore variabile da pochi metri fino a circa 15 m localizzati nella zona in corrispondenza della galleria attualmente esistente che, si ricorda, era stata realizzata con la metodologia "cut and cover".

6.1.2 Analisi numerica tridimensionale

L'analisi numerica tridimensionale è stata svolta al fine di studiare il comportamento delle due canne della galleria San Lazzero.

In particolare, tale analisi simula la realizzazione "step by step" delle due canne considerando le fasi di scavo, l'installazione del rivestimento di prima fase, degli interventi di consolidamento al fronte e al contorno e la realizzazione del rivestimento definitivo.

Si precisa che le fasi esecutive di progetto (e quindi anche le fasi del modello) prevedono prima la completa realizzazione della canna est (sezione tipo 1, GN-02) e successivamente la realizzazione della canna ovest (sezione tipo 2, GN-01).

I vari step di calcolo dell'analisi sono compiutamente descritti al successivo paragrafo 6.1.2.2.

Si evidenzia che l'utilizzo di un'analisi tridimensionale per lo studio del problema in esame, ovvero relativo alla realizzazione di gallerie alle basse coperture, permette implicitamente di risolvere la problematica relativa alla corretta e attendibile definizione dei valori di rilascio delle forze fittizie di scavo al fronte, valori che generalmente vengono utilizzati nei modelli bidimensionali per definire le fasi di scavo e ricavabili mediante il metodo delle Linee Caratteristiche il quale assume validità solo ad elevate coperture.

Nel modello la sezione troncoconica (canna est) è stata simulata, per semplicità, di forma cilindrica, facendo riferimento alle caratteristiche geometriche della sezione troncoconica media.

Nell'analisi numerica 3D sono stati simulati i seguenti elementi strutturali:

- Infilaggi in calotta, per la sezione troncoconica, simulati mediante elementi strutturali tipo "pile" in grado di resistere ad azione assiale, momento flettente e taglio.
- Elementi di consolidamento al fronte in VTR (per entrambe le canne) simulati mediante elementi strutturali tipo "cable" in grado di resistere ad azione assiale. Per tali elementi viene fornita al programma la massima resistenza a carico assiale e a scorrimento terreno-malta cementizia.
- Rivestimenti di prima fase costituiti da centine e betoncino (per entrambe le canne) simulati mediante elementi strutturali di tipo "shell" in grado di fornire spostamenti e azioni interne.
- Rivestimenti definitivi in calcestruzzo armato (per entrambe le canne) simulati mediante elementi strutturali di tipo "shell".

I tubolari in acciaio $\phi 600$ spessore 40 mm posti a copertura della calotta della sezione tipo 2 (canna ovest) sono stati simulati nell'analisi mediante un apposito incremento dei parametri

geotecnici del terreno ϕ', c e E , per il calcolo dei quali si rimanda al paragrafo 6.1.2.3.3.

Il diaframma di protezione, realizzato in mezzo alle due canne in modo da prevenire le interferenze durante le fasi realizzative, è stato simulato mediante l'utilizzo di elementi solidi con le proprietà meccaniche del calcestruzzo armato.

Si specifica che i rivestimenti definiti in questa analisi sono stati modellati al solo scopo di studiare correttamente tutte le fasi esecutive dell'opera e valutare conseguentemente gli spostamenti subiti dal terreno durante e al termine delle lavorazioni; per quanto riguarda il dimensionamento di tali rivestimenti definitivi si fa riferimento alle sollecitazioni fornite dall'analisi 2D, maggiormente cautelativi.

6.1.2.1 Geometria del modello e stato tensionale iniziale

Il modello di calcolo utilizzato presenta le seguenti dimensioni:

- Lunghezza trasversale di 120 m;
- Lunghezza longitudinale di 70 m;
- Altezza totale di 67.3 m;
- Altezza del modello sotto il piano dei centri delle sezioni di 50 m;
- Copertura sopra la sezione piccola (sezione tipo 1) di 10 m;
- Copertura sopra la sezione grande (sezione tipo 2) di 8 m;

Tali limiti geometrici sono sufficienti al fine di poter ritenere trascurabili gli effetti di bordo (così come mostrato dai risultati riportati nelle parti introduttive dei paragrafi 7.1.4 e 7.1.5).

Il terreno è stato discretizzato mediante elementi tridimensionali esaedrici di dimensioni pari a circa $100 \times 100 \times 100 \text{ cm}^3$ in prossimità delle gallerie, e di $250 \times 250 \times 100 \text{ cm}^3$ presso i bordi del modello.

Le condizioni di vincolo al contorno del modello prevedono spostamenti dei nodi impediti su ciascuna delle facce laterali e su quella di base lungo la direzione normale alle stesse.

Sulla faccia superiore del modello è stato applicato un sovraccarico distribuito di intensità 20 kPa onde simulare la presenza del traffico stradale della S.R. Cassia.

Lo stato di sforzo in sito è stato valutato secondo le seguenti relazioni:

$$\sigma_z = \gamma_N \cdot z$$

$$\sigma_x = k_0 \cdot \sigma_z$$

$$\sigma_y = k_0 \cdot \sigma_z$$

dove:

- z = distanza verticale del generico elemento dal piano campagna;
- k_0 = coefficiente di spinta orizzontale, assunto pari a 0.5.

Per la visualizzazione grafica del modello di calcolo adottato e dello stato di sforzo geostatico, si rimanda al paragrafo 7.1.

Di seguito si riporta nelle Figura 12, Figura 13, Figura 14 e Figura 15 il modello di calcolo con l'identificazione della mesh adottata e dei vari elementi strutturali considerati nell'analisi.

FLAC3D 6.00

©2017 Itasca Consulting Group, Inc.

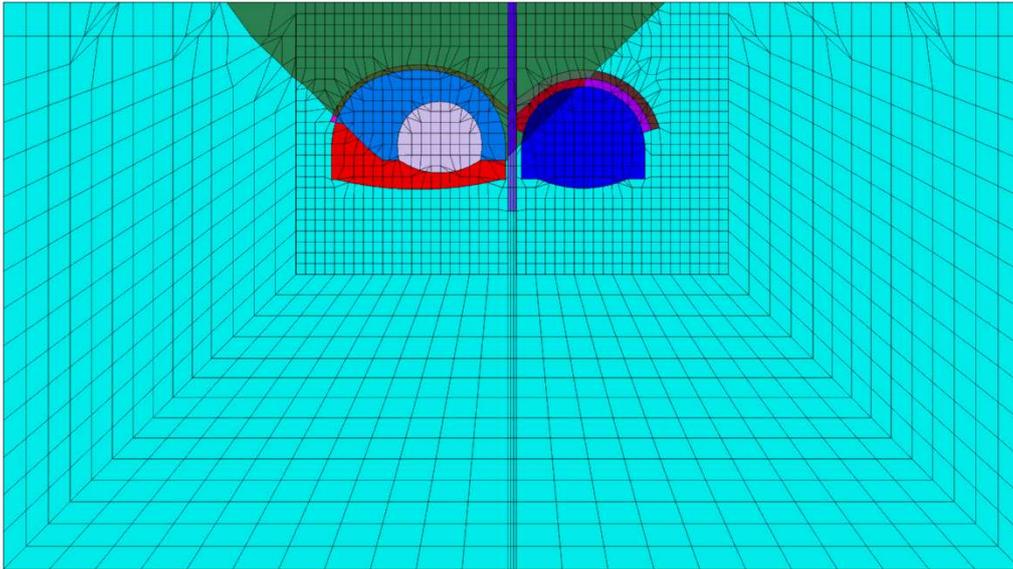


Figura 12 – Vista in sezione del modello di calcolo 3D

FLAC3D 6.00

©2017 Itasca Consulting Group, Inc.

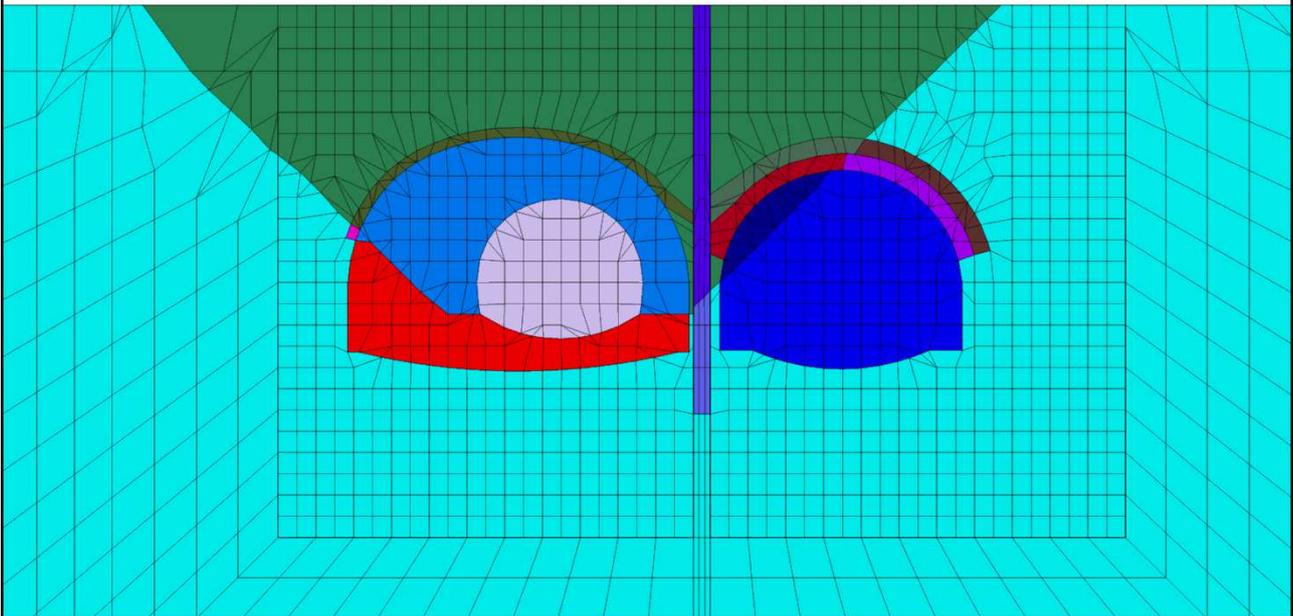


Figura 13 – Vista in sezione del modello di calcolo 3D – zoom in corrispondenza delle gallerie

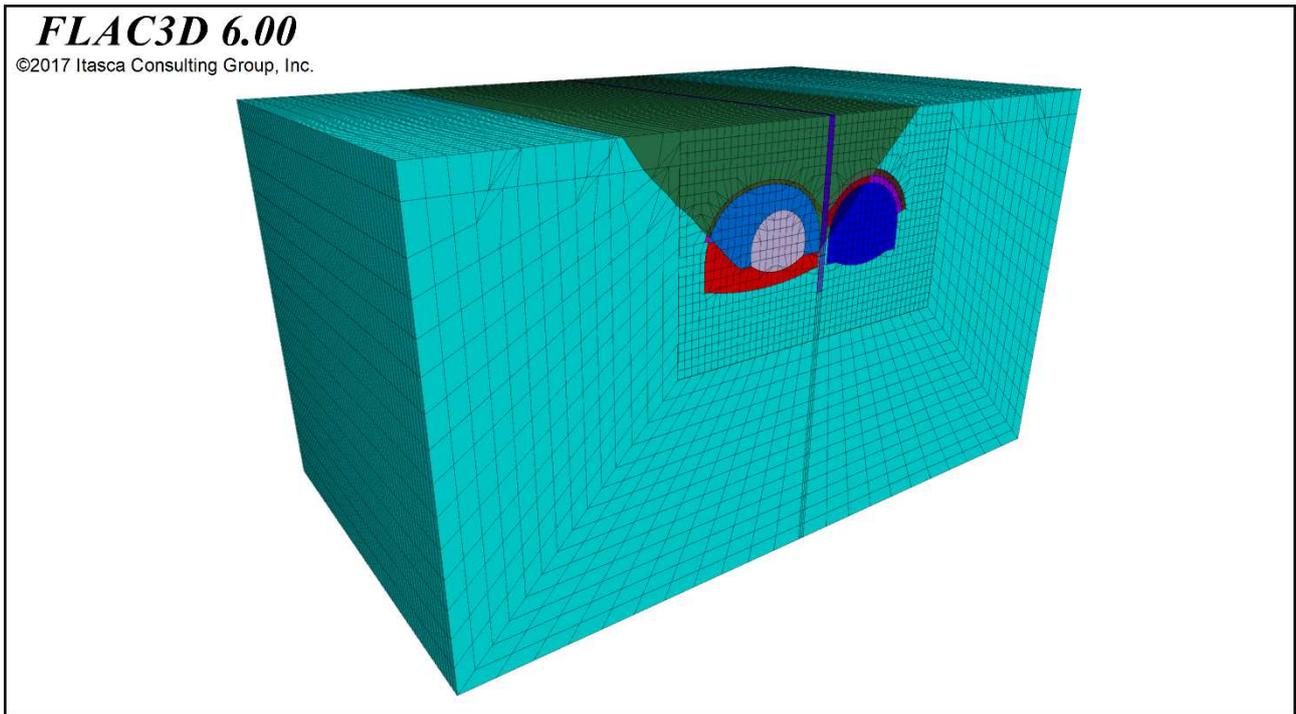


Figura 14 – Vista isometrica del modello di calcolo 3D

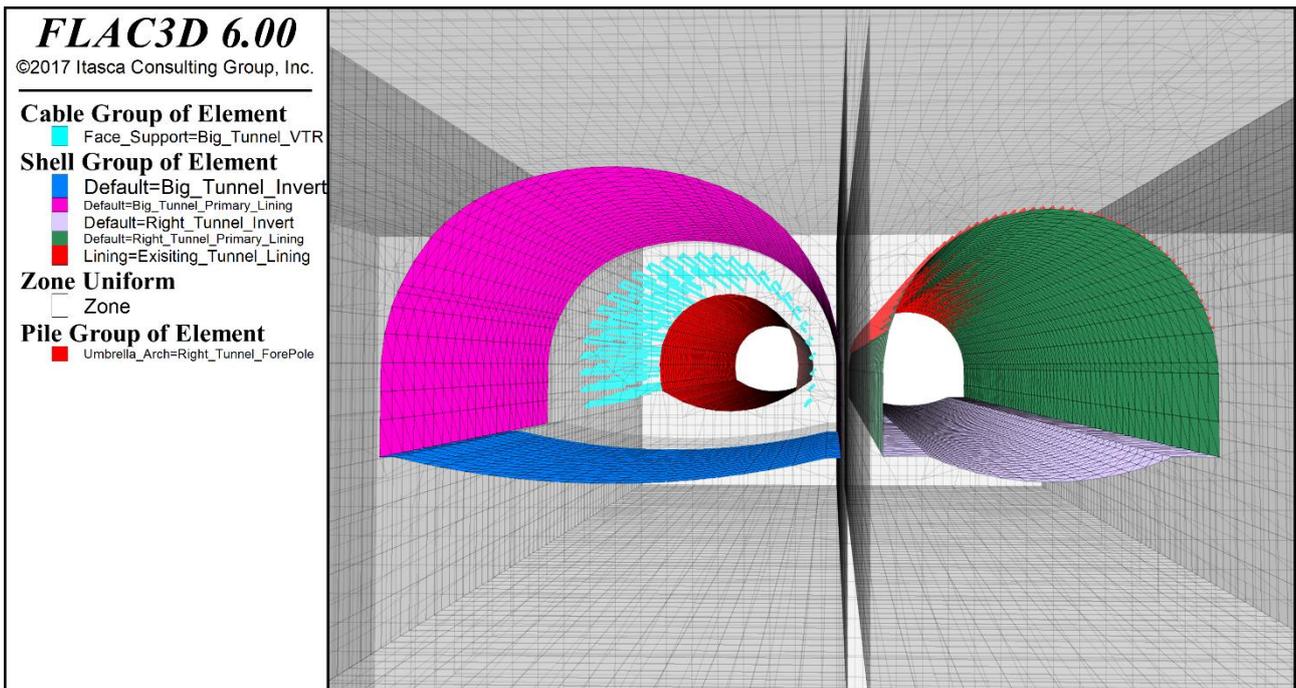


Figura 15 – Vista in sezione del modello di calcolo 3D con identificazione degli elementi strutturali

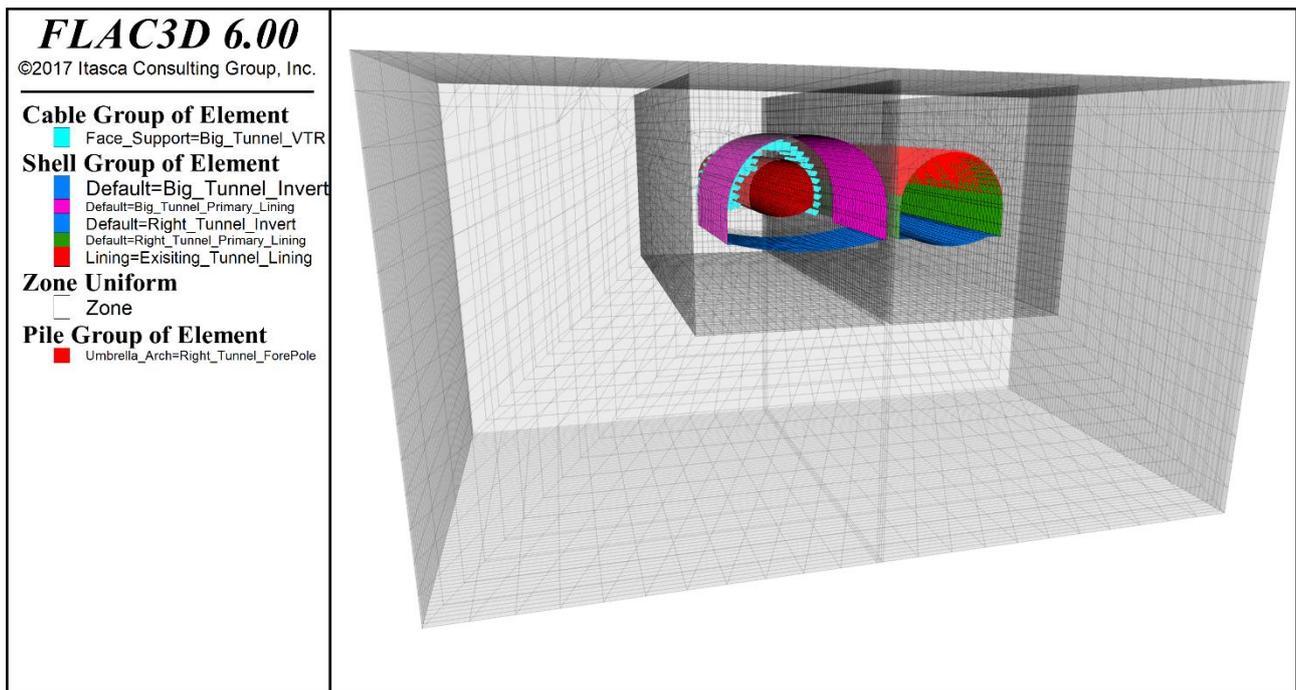


Figura 16 – Vista isometrica del modello di calcolo 3D con identificazione degli elementi strutturali

6.1.2.2 Fasi di calcolo dell'analisi numerica 3D

Nella seguente tabella è riportata la descrizione dei vari step di calcolo utilizzati nell'analisi 3D. Si ricorda che l'analisi descritta di seguito fa riferimento alla galleria naturale San Lazzero.

Step di calcolo	Descrizione
01 – Geostatico	<p>01.1 Realizzazione del modello geometrico e della mesh.</p> <p>01.2 Assegnazione delle proprietà dei materiali, settaggio delle condizioni al contorno, inizializzazione dello stato di sforzo iniziale geostatico (così come descritto al paragrafo 6.1.2.1) e inizializzazione a zero degli spostamenti e delle deformazioni subite dal terreno.</p> <p>01.3 Realizzazione dello scavo della galleria esistente e del relativo rivestimento in cls armato.</p> <p>01.4 Realizzazione del diaframma di separazione fra le due canne in progetto.</p>
02 – Fase di scavo della canna est (sezione tipo 1)	<p>Nel seguito è descritta la procedura di scavo step by step utilizzata nell'analisi per la canna est considerando una lunghezza dello sfondo di scavo di 1 m.</p> <p>1 – Installazione del campo di infilaggi al contorno simulati mediante elementi strutturali di tipo "pile".</p> <p>2 – Installazione del campo di VTR al fronte simulati mediante elementi strutturali di tipo "cable".</p> <p>3 – Scavo del primo sfondo di lunghezza un metro.</p> <p>4 – Scavo del successivo sfondo e installazione del rivestimento di prima fase (centine e betoncino), simulato mediante elementi strutturali di tipo "shell", sulla lunghezza dello sfondo precedente.</p> <p>5 – Ripetizione del punto 4 fino a raggiungere la fine del campo di 6 m e successiva ripetizione degli step 1 e 2.</p> <p>6 – Ripetizione del punto 4 fino a raggiungere 9 m di scavo e successiva installazione dell'arco rovescio per un campo di 6 m, compreso fra le distanze di -9 m e -3 m dal fronte di scavo.</p> <p>Gli step sopra descritti vengono ripetuti ciclicamente fino al raggiungimento della fine del modello.</p>
03 – Installazione rivestimento definitivo della canna est (sezione tipo 1)	<p>Rimozione del rivestimento di prima fase e installazione del rivestimento di seconda fase (calotta e piedritti) simulato mediante elementi strutturali di tipo "shell"</p>
04 – Fase di scavo della canna ovest (sezione tipo 2)	<p>Nel seguito è descritta la procedura di scavo step by step utilizzata nell'analisi per la canna ovest considerando una lunghezza dello sfondo di scavo di 1 m.</p> <p>1 – Esecuzione delle perforazioni guidate al contorno, sull'intero sviluppo della galleria naturale, simulate mediante apposito incremento di coesione della fascia di terreno di competenza soprastante la calotta.</p> <p>2 – Installazione del campo di VTR al fronte simulati mediante elementi strutturali di tipo "cable".</p> <p>3 – Scavo del primo sfondo di lunghezza un metro con contestuale demolizione del primo metro di rivestimento della galleria esistente.</p> <p>4 – Scavo del successivo sfondo con contestuale demolizione del rivestimento della galleria esistente e installazione del rivestimento di prima fase (centine e betoncino), simulato mediante elementi strutturali di tipo "shell", sulla lunghezza dello sfondo precedente.</p> <p>5 – Ripetizione del punto 4 fino a raggiungere la fine del campo di 6 m e successiva ripetizione dello step 2.</p> <p>6 – Ripetizione del punto 4 fino a raggiungere 9 m di scavo e successiva installazione dell'arco rovescio per un campo di 6 m, compreso fra le distanze di -9 m e -3 m dal fronte di scavo.</p> <p>Gli step sopra descritti vengono ripetuti ciclicamente fino al raggiungimento della fine del modello.</p>
05 – Installazione rivestimento definitivo della canna ovest (sezione tipo 2)	<p>Rimozione del rivestimento di prima fase e installazione del rivestimento di seconda fase (calotta e piedritti) simulato mediante elementi strutturali di tipo "shell"</p>

Relativamente allo step di calcolo 01 – Geostatico al punto 01.3, si precisa che nell'analisi presentata la realizzazione della galleria esistente è simulata in un unico step consistente

nell'esecuzione dello scavo e nell'istantanea applicazione del rivestimento interno e, pertanto, lo stato di sforzo nel terreno alla fine di tale step risulta essere pressoché identico al precedente stato di sforzo geostatico.

Ciò detto, in considerazione del fatto che il terreno ha "memoria" delle variazioni nello stato di sforzo, si è consapevoli del limite dell'analisi svolta la quale non è in grado di tenere conto delle modifiche dello stato tensionale nel terreno che si verificano nel lasso di tempo che intercorre fra la realizzazione della galleria esistente e la futura realizzazione delle gallerie in progetto.

Ciononostante si ritiene che l'approssimazione inerente all'utilizzo di uno stato di sforzo iniziale di tipo geostatico sia accettabile per il problema in esame in quanto le gallerie di nuova realizzazione si collocano in materiale sciolto alle basse coperture e, pertanto in tali condizioni, gli effetti di ridistribuzione degli sforzi nel terreno risultano essere molto limitati e nella pratica progettuale si assume generalmente che il carico dovuto al peso del terreno gravi interamente sul rivestimento definitivo assumendo implicitamente una distribuzione di sforzi di tipo geostatico.

In aggiunta a quanto sopra si specifica che il comportamento viscoso del terreno e i fenomeni di rilassamento a cui questo è soggetto favoriscono, a seguito di perturbazioni quali ad esempio lo scavo di una galleria, un ripristino nel tempo delle condizioni geostatiche.

In considerazione di quanto sopra esposto si ritiene che i risultati delle analisi di seguito presentati siano da ritenersi attendibili.

In aggiunta a quanto sopra, sono state svolte apposite analisi 3D di stabilità del fronte di scavo per entrambe le canne. In particolare, tali analisi sono state svolte in un primo momento senza considerare gli elementi in VTR di consolidamento del fronte e successivamente tenendone conto. In questo modo, confrontando i risultati ottenuti, è stato possibile comprendere l'efficacia del consolidamento effettuato.

Le analisi di stabilità del fronte sono state eseguite al variare del coefficiente di sicurezza F_s (che riduce il valore dei parametri geotecnici del terreno) nel modo seguente:

- $F_s = 1$; condizione di esercizio.
- $F_s = 1.37$; condizione di verifica allo stato limite ultimo, così come descritto al 8.1.
- F_s limite; valore ottenuto dall'analisi automatica "c, ϕ' reduction" la quale fornisce, mediante una procedura iterativa di riduzione dei valori dei parametri geotecnici di coesione e angolo d'attrito, il valore di F_s limite oltre il quale non si ottiene più convergenza da parte del modello numerico.

Nella tabella seguente sono descritte sinteticamente le analisi di stabilità effettuate.

Sezione tipo n.	VTR al fronte	Descrizione sintetica analisi	Fs = 1	F = 1.37	Fs limite
1	no	Viene effettuato lo scavo della sezione tipo 1 (canna est) fino a raggiungere una distanza dall'inizio del modello tale da non risentire degli effetti di bordo. Successivamente vengono fissati gli spostamenti del cavo a partire da 1 m dal fronte di scavo fino alla sezione di inizio scavo, lasciando non vincolato solo il primo metro a partire dal fronte. A questo punto si esegue l'analisi di stabilità senza applicare interventi di consolidamento al fronte e al contorno.	x	-	x (Fs=1.29)
1	sì	L'analisi è analoga alla precedente, con la differenza che la stabilità del fronte viene effettuata solo dopo l'installazione degli interventi di consolidamento.	x	x	x (Fs=2.07)
2	no	Viene completato lo scavo della sezione tipo 1 (canna est) e installato il relativo rivestimento definitivo, poi si procede con lo scavo della sezione tipo 2 (canna ovest) fino a raggiungere una distanza dall'inizio del modello tale da non risentire degli effetti di bordo. Successivamente vengono fissati gli spostamenti del cavo a partire da 1 m dal fronte di scavo fino alla sezione di inizio scavo, lasciando non vincolato solo il primo metro a partire dal fronte. A questo punto si esegue l'analisi di stabilità senza applicare interventi di consolidamento al fronte e al contorno.	-	-	x (Fs=0.53)
2	sì	L'analisi è analoga alla precedente, con la differenza che la stabilità del fronte viene effettuata solo dopo l'installazione degli interventi di consolidamento. Si rileva che, in questo caso specifico è stato necessario considerare anche gli interventi di stabilizzazione al contorno (mediante l'apposito incremento dei valori di c , ϕ' e E) al fine di ottenere il fattore di sicurezza minimo richiesto da normativa.	x	x	x (Fs=2.52)

6.1.2.3 Dati di input dell'analisi 3D

Nel presente paragrafo si riportano i dati di input relativi ai vari elementi strutturali modellati nell'analisi 3D.

6.1.2.3.1 Barre in VTR al fronte

Sezione tipo 1 - Canna est

Diametro di perforazione	90	mm
Diametro esterno	60	mm
Diametro interno	40	mm
Area sezione	1570.8	mm ²
Modulo di Young della barra (E)	40000	MPa
Densità	20	kN/m ³
Tensione limite caratteristica (fyk)	600	MPa
Resistenza limite di progetto	600	kN
Perimetro di perforazione	0.28	m
Resistenza caratteristica della malta cementizia (Rck)	25	MPa
Resistenza caratteristica della malta cementizia dopo 1 giorno	10	MPa
fck assunto nell'analisi	8	MPa
fcm assunto nell'analisi	16	MPa
Modulo di Young della malta (E)	25000	MPa
Modulo di taglio della malta (G)	10500	MPa
Coesione malta cementizia - terreno	30.2	kN/m

Sezione tipo 2 - Canna ovest

Diametro di perforazione	90	mm
Diametro esterno	60	mm
Diametro interno	40	mm
Area sezione	1570.8	mm ²
Modulo di Young della barra (E)	40000	MPa
Densità	20	kN/m ³
Tensione limite caratteristica (fyk)	600	MPa
Resistenza limite di progetto	600	kN
Perimetro di perforazione	0.28	m
Resistenza caratteristica della malta cementizia (Rck)	25	MPa
Resistenza caratteristica della malta cementizia dopo 1 giorno	10	MPa
fck assunto nell'analisi	8	MPa
fcm assunto nell'analisi	16	MPa
Modulo di Young della malta (E)	25000	MPa
Modulo di taglio della malta (G)	10500	MPa
Coesione malta cementizia - terreno	23.8	kN/m

6.1.2.3.2 Infilaggi in calotta

Sezione tipo 1 - Canna est

Diametro del foro	160	mm
Diametro esterno dell'infilaggio	127	mm
Diametro interno dell'infilaggio	107	mm
Area sezione	0.00368	m ²
Momento di inerzia	6.34E-06	m ⁴
Modulo di Young della barra (E)	210000	MPa
Densità	20	kN/m ³
Resistenza limite di progetto	1525	kN
Perimetro	0.4	m
Coesione all'interfaccia con il terreno	12	kN/m

6.1.2.3.3 Perforazioni guidate in calotta

Sezione tipo 2 - Canna ovest

Le perforazioni guidate sono state simulate incrementando i valori di coesione e angolo d'attrito nella fascia di terreno soprastante la calotta della galleria.

In particolare, nel modello sono stati utilizzati valori equivalenti di coesione e angolo d'attrito e modulo di deformazione E calcolati effettuando la media pesata dei rispettivi valori relativi al calcestruzzo di riempimento dei tubolari in acciaio e al terreno attorno ai tubi.

Lo spessore dello strato di terreno per cui è stato considerato i parametri c , E e ϕ' equivalenti è pari a 0.6 m (ovvero pari al valore del diametro esterno dei tubolari), mentre l'estensione trasversale di tale area è stata considerata su un angolo di 150° rispetto al centro di curvatura della calotta.

Si riportano nella seguente tabella i dati utilizzati per il calcolo dei valori dei parametri c , E e ϕ' equivalenti.

Classe di cls di riempimento tubolari	C12/15	-
E cls	27085	MPa
f_{ctm} (= σ_t)	1.57	MPa
σ_t	15	MPa
coesione cls	2.73	MPa
angolo d'attrito cls	25.3	deg
coesione terreno	0	MPa
angolo d'attrito terreno	35	deg
E terreno	50	MPa
Area totale di riferimento	16.5	m ²
Area interna tubolari	8.2	m ²
Area rimanente (terreno)	8.3	m ²
coesione equivalente	1.35	MPa
angolo d'attrito equivalente	30.2	deg
E equivalente	13444	MPa

Si specifica che per il calcolo della coesione e dell'angolo d'attrito del calcestruzzo di riempimento dei tubolari d'acciaio sono state utilizzate le seguenti formule:

$$c = \frac{\sigma_c \cdot \sigma_t}{2 \sqrt{\sigma_t \cdot (\sigma_c - 2\sigma_t)}}, \quad \phi = \sin^{-1} \left(\frac{\sigma_c - 4\sigma_t}{\sigma_c - 2\sigma_t} \right)$$

6.1.2.3.4 Rivestimenti di prima fase

Sezione tipo 1 - Canna est

Classe del betoncino proiettato	C25/30	-
Modulo di Young (E) del betoncino	31000	MPa
Coefficiente di Poisson	0.2	-
Spessore del rivestimento di prima fase	0.3	m

Sezione tipo 1 - Canna est

Classe del betoncino proiettato	C25/30	-
Modulo di Young (E) del betoncino	31000	MPa
Coefficiente di Poisson	0.2	-
Spessore del rivestimento di prima fase	0.35	m

6.1.3 Analisi numerica bidimensionale

L'analisi numerica bidimensionale, svolta mediante l'ausilio del software di calcolo Flac 2D, è stata effettuata con lo scopo di dimensionare i rivestimenti definitivi.

In particolare, tale analisi è stata condotta in condizioni di deformazione piane (PLANE STRAIN).

In tale analisi vengono considerate le due gallerie nella configurazione definitiva.

Per il dimensionamento del rivestimento definitivo è stato considerato l'intero carico del terreno come agente su quest'ultimo, trascurando, a favore di sicurezza, la possibile riduzione di tale carico per effetto arco.

In aggiunta a quanto sopra sono state studiate le seguenti tre configurazioni:

- Carico dell'acqua – è stata considerata la presenza della falda, mediante l'applicazione sul rivestimento definitivo, di una pressione idrostatica a partire, a favore di sicurezza, dalla calotta delle due gallerie (si veda Figura 90, paragrafo 7.2). Tale configurazione è stata cautelativamente considerata in relazione alla possibile occlusione del sistema di drenaggio delle acque d'ammasso previsto in galleria.
- Carico Sismico – è stata applicata al rivestimento definitivo una deformazione angolare γ calcolata, come spiegato al successivo paragrafo 6.1.3.3, in relazione alla sismicità prevista in sito e alle caratteristiche dei terreni in oggetto di studio.
- Carico dell'acqua + carico sismico – sono state considerate contemporaneamente entrambe le condizioni sopra riportate.

6.1.3.1 Geometria del modello e stato tensionale iniziale

Il modello di calcolo utilizzato presenta le seguenti dimensioni:

- Larghezza di 300 m;
- Altezza totale di 117.3 m;
- Altezza del modello al di sotto del piano dei centri delle sezioni di 100 m;
- Copertura sopra la sezione piccola (sezione tipo 1) di 10 m;
- Copertura sopra la sezione grande (sezione tipo 2) di 8 m;

Tali limiti geometrici sono sufficienti al fine di poter ritenere trascurabili gli effetti di bordo.

Il terreno è stato discretizzato mediante elementi quadrilateri di dimensioni pari a circa 50 x 50 cm² in prossimità delle gallerie, e di 200x200 cm² presso i bordi del modello.

Le condizioni di vincolo al contorno impongono spostamenti dei nodi nulli sui lati e sulla base lungo la direzione a essi normale.

Lo stato di sforzo in sito è stato valutato secondo le seguenti relazioni:

$$\sigma_z = \gamma N \cdot z$$

$$\sigma_x = k_0 \cdot \sigma_z$$

$$\sigma_y = k_0 \cdot \sigma_z$$

dove:

- z = distanza verticale del generico elemento dal piano campagna;
- k_0 = coefficiente di spinta orizzontale, assunto pari a 0.5.

Nelle Figura 17 e Figura 18 è riportato modello di calcolo adottato.

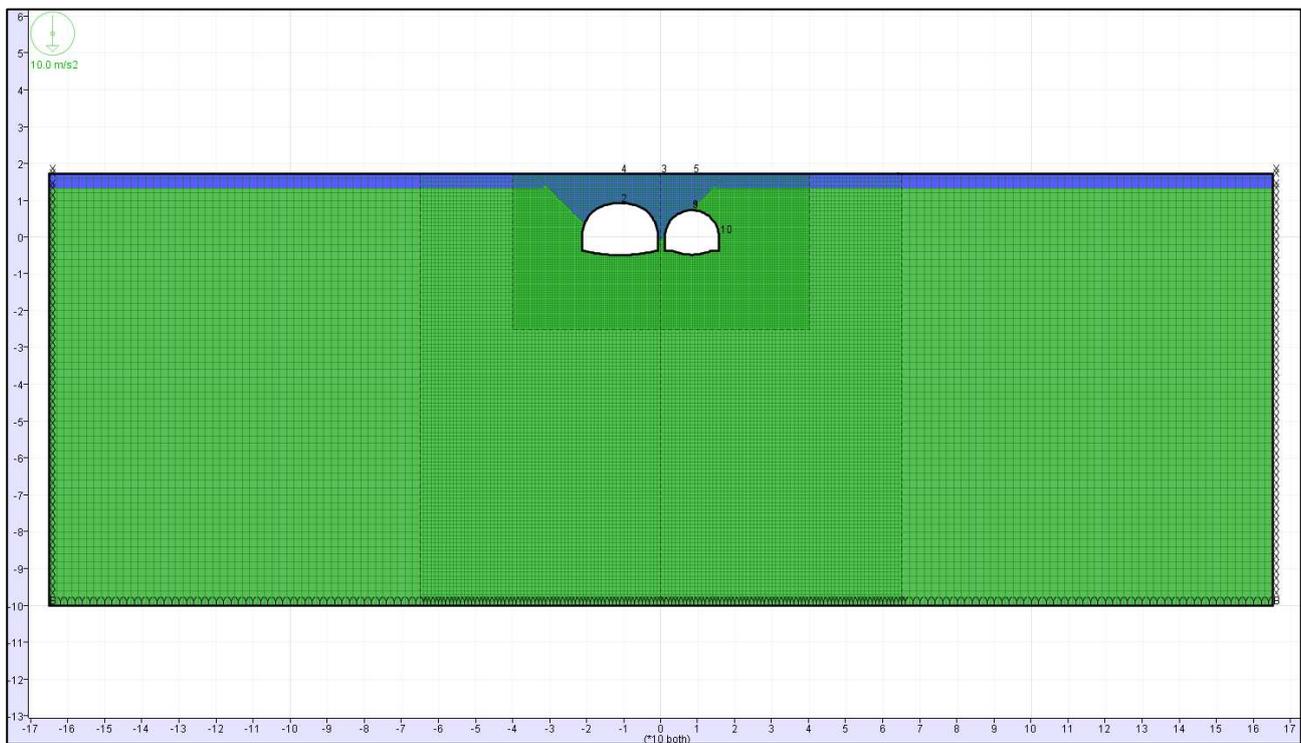


Figura 17 – Modello 2D statico – Dimensioni geometriche e mesh

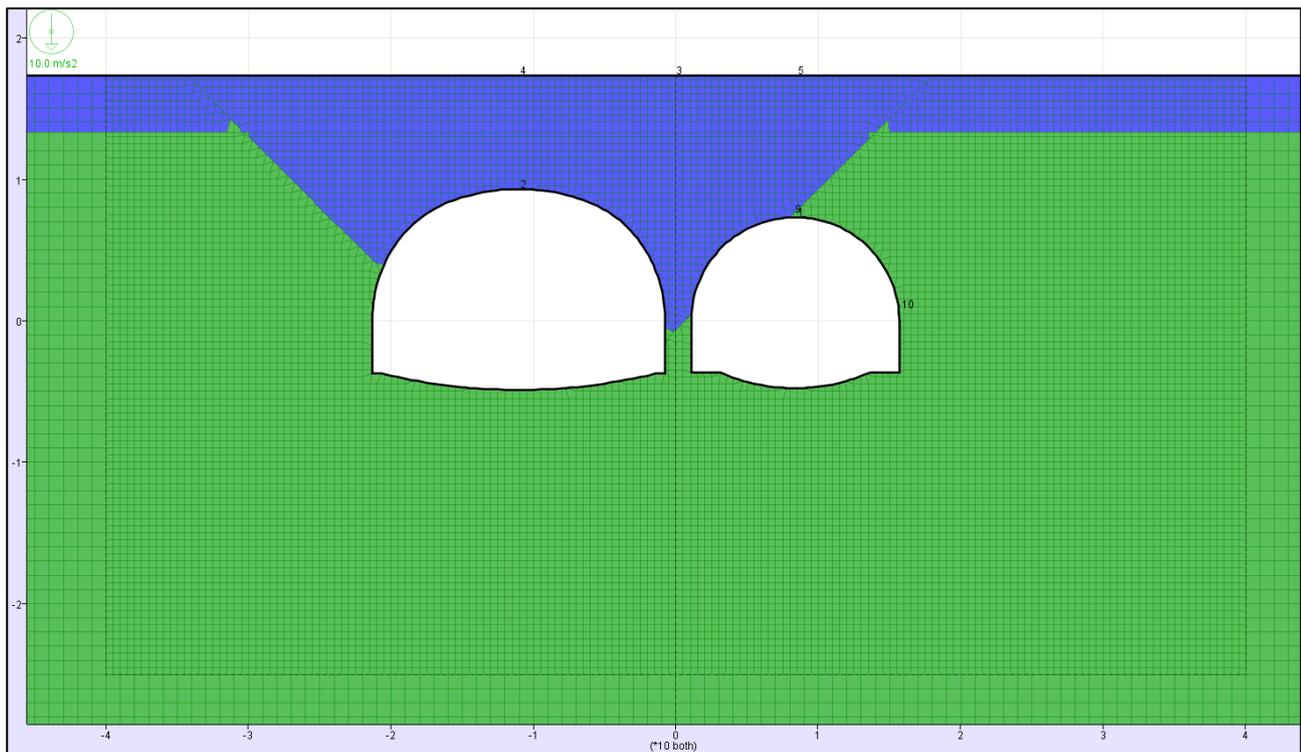


Figura 18 – Modello 2D statico – Zoom della mesh in corrispondenza delle due canne

Per la descrizione del modello 2D utilizzato per lo studio della fase sismica si veda il successivo paragrafo 6.1.3.3.

6.1.3.2 Fasi di calcolo dell'analisi numerica 2D

Dopo una prima fase di inizializzazione del modello, necessaria per calcolare l'equilibrio iniziale, viene simulato lo scavo delle due gallerie e l'installazione dei relativi rivestimenti definitivi. Successivamente, mediante il solutore del programma, vengono calcolate le sollecitazioni sui rivestimenti definitivi considerando interamente il carico causato dal terreno in sito. In seguito, si applica una pressione idrostatica sul rivestimento definitivo di entrambe le gallerie con andamento lineare e valore nullo in corrispondenza della quota della calotta.

Gli step di calcolo dell'analisi 2D in condizioni statiche possono quindi essere così riassunti:

- 01 Geostatico – realizzazione del modello e imposizione dello stato di sforzo iniziale;
- 02 Realizzazione delle gallerie – scavo delle due gallerie e installazione del rivestimento relativo definitivo
- 03 Carico del terreno – risoluzione dell'analisi considerando che, a favore di sicurezza, l'intero carico del terreno sia sostenuto dal rivestimento definitivo;
- 04 Carico dell'acqua – risoluzione dell'analisi considerando il carico idrostatico applicato al rivestimento definitivo.

L'analisi sismica viene svolta separatamente e fornisce risultati in termini di incremento delle azioni interne al rivestimento definitivo. Tali risultati verranno, in fase di verifica dei rivestimenti definitivi, sommati ai rispettivi valori ottenuti dall'analisi statica.

6.1.3.3 Modellazione numerica della fase sismica – analisi 2D

Per studiare il comportamento del rivestimento definitivo sotto l'azione sismica, è stata effettuata un'analisi numerica bidimensionale pseudo-statica semplificata, utilizzando un modello di calcolo fittizio con dimensioni 100x100 m² (Figura 19).

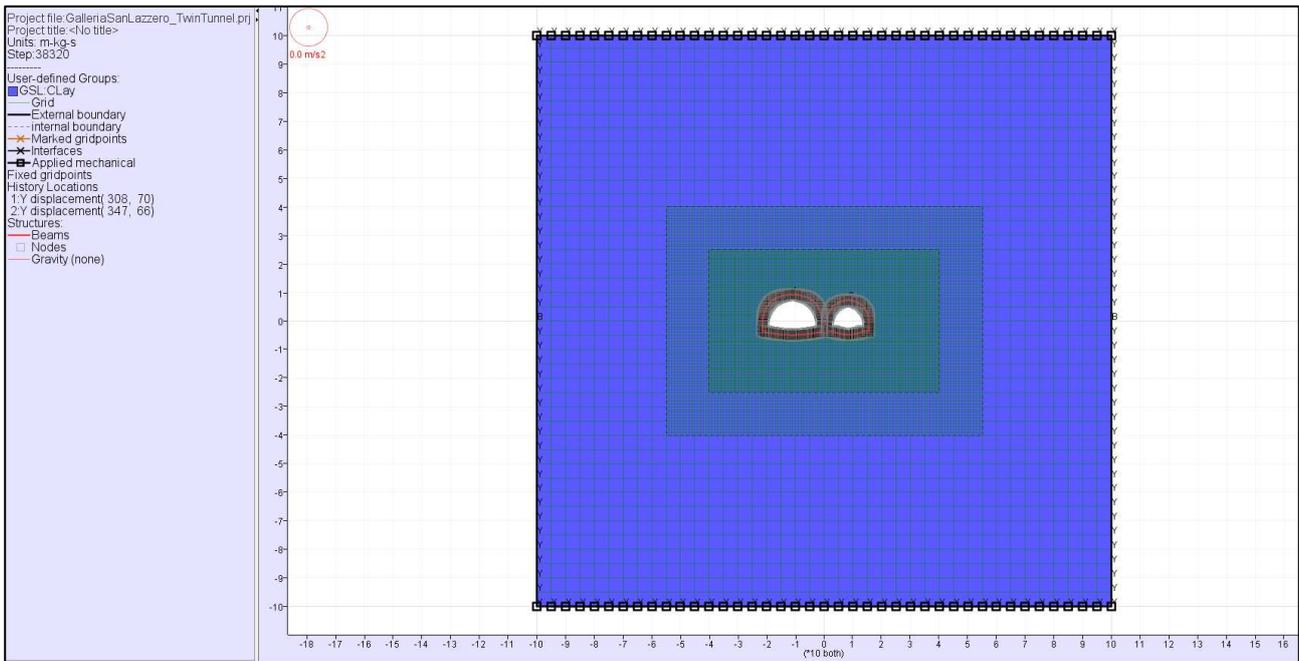


Figura 19 – Modello 2D in configurazione sismica – Dimensioni geometriche e mesh

L'effetto del carico sismico sul rivestimento definitivo è stato considerato simulando la massima distorsione generata dalle onde di taglio. Tale deformazione è stata imposta al rivestimento definitivo delle due canne attraverso l'applicazione di spostamenti orizzontali con andamento lineare lungo le superfici laterali del modello e di spostamenti orizzontali costanti lungo le superfici inferiore e superiore del modello (Figura 91, paragrafo 7.2).

In tale modello, il terreno in sito è stato considerato come un materiale elastico lineare privo di peso e con modulo di deformazione E e il modulo di taglio G in fase sismica, assunti, a favore di sicurezza, pari a 5 volte i rispettivi valori in fase statica. Si specifica che un incremento della rigidità del terreno, in questo tipo di analisi, comporta un aumento delle sollecitazioni nei rivestimenti e pertanto risulta cautelativo.

L'entità degli spostamenti imposti dipende dalla massima deformazione tangenziale γ_{max} e dall'altezza del modello h_{mod} :

$$\Delta_x = \gamma_{max} \cdot h_{mod} / 2$$

Il parametro di input è la velocità di picco del terreno (PGV, peak ground velocity), associato alla rispettiva accelerazione di picco (PGA). Il rapporto tra PGV e PGA può essere definito in funzione della magnitudo, della tipologia di terreno e della distanza dalla sorgente.

Ratios of peak ground velocity to peak ground acceleration at surface in rock and soil (after Power et al., 1996)			
Moment magnitude (M_w)	Ratio of peak ground velocity (cm/s) to peak ground acceleration (g)		
	Source-to-site distance (km)		
	0-20	20-50	50-100
<i>Rock^a</i>			
6.5	66	76	86
7.5	97	109	97
8.5	127	140	152
<i>Stiff soil^b</i>			
6.5	94	102	109
7.5	140	127	155
8.5	180	188	193
<i>Soft soil^b</i>			
6.5	140	132	142
7.5	208	165	201
8.5	269	244	251

^a In this table, the sediment types represent the following shear wave velocity ranges: rock ≥ 750 m/s; stiff soil is 200-750 m/s; and soft soil < 200 m/s. The relationship between peak ground velocity and peak ground acceleration is less certain in soft soils.

Figura 20 - Rapporto fra PGV e PGA in funzione della magnitudo, della tipologia di terreno e della distanza dalla sorgente

Ratios of ground motion at depth to motion at ground surface (after Power et al., 1996)	
Tunnel depth (m)	Ratio of ground motion at tunnel depth to motion at ground surface
≤ 6	1.0
6-15	0.9
15-30	0.8
> 30	0.7

Figura 21 - Rapporto fra il valore di PGA ad una data profondità e di PGA in superficie

Per la definizione delle caratteristiche simiche della zona si rimanda alla specifica relazione [2] e al paragrafo 4.1 della presente.

In particolare, nel caso in esame, l'accelerazione di picco del terreno (PGA) allo SLV è pari a:

$$a_g = 0.174g \text{ (SLV)}$$

Per una magnitudo di 6.5 si ottengono le seguenti velocità di picco (PGV):

$$PGV/PGA = 140$$

$R_a = 0.8$ coefficiente di riduzione per profondità compresa fra 15 e 30 m

$$PGV = a_g \cdot R_a \cdot 0.66 = 0.195 \text{ m/s SLV (SLU)}$$

Nota la velocità di picco, la massima distorsione del terreno, generata dalle onde di taglio, e pari a:

$$\gamma_{s,max} = PGV / (G_G / \rho_G)^{1/2} = 0.195 / 350 = 0.56 \text{ ‰}$$

Pertanto, lo spostamento orizzontale da applicare al modello di calcolo risulta essere:

$$\Delta_x = \gamma_{max} \cdot h_{mod} / 2 = 5.6 \text{ cm}$$

L'analisi sopra descritta fornisce, in termini di azioni interne nei rivestimenti definitivi, l'incremento che tali azioni subiscono a causa dell'effetto sismico. Pertanto, in fase di esecuzione delle verifiche dei rivestimenti, le sollecitazioni ottenute da questa analisi dovranno essere sommate alle rispettive azioni calcolate in fase statica.

7 RISULTATI DELLE ANALISI NUMERICHE

Nel seguito sono riportati i risultati ottenuti dalle analisi numeriche così come descritte in precedenza al Capitolo 6 della presente relazione.

Si specifica che le unità di misura utilizzate nei grafici riportati nel seguito del presente Capitolo sono, in funzione della quantità in oggetto: metri; newton; pascal.

7.1 Analisi numerica tridimensionale

In questo paragrafo verranno mostrati i risultati dell'analisi alle differenze finite, svolta con il programma di calcolo Flac 3D, in termini di:

- Estrusione del fronte in fase scavo;
- Spostamenti del terreno in fase di scavo e in fase definitiva;
- Plasticizzazioni del terreno in fase di scavo e in fase definitiva;
- Azioni interne nel rivestimento di prima fase.

Per la descrizione generale dell'analisi svolta, delle caratteristiche del modello utilizzato e l'identificazione degli step di calcolo considerati si rimanda al paragrafo 6.1.2.

7.1.1 Stato di sforzo geostatico (STEP 01)

Nelle seguenti Figura 22, Figura 23, Figura 24 e Figura 25 è riportato lo stato di sforzo geostatico imposto nell'analisi (calcolato secondo quanto riportato al paragrafo 6.1.2.1).

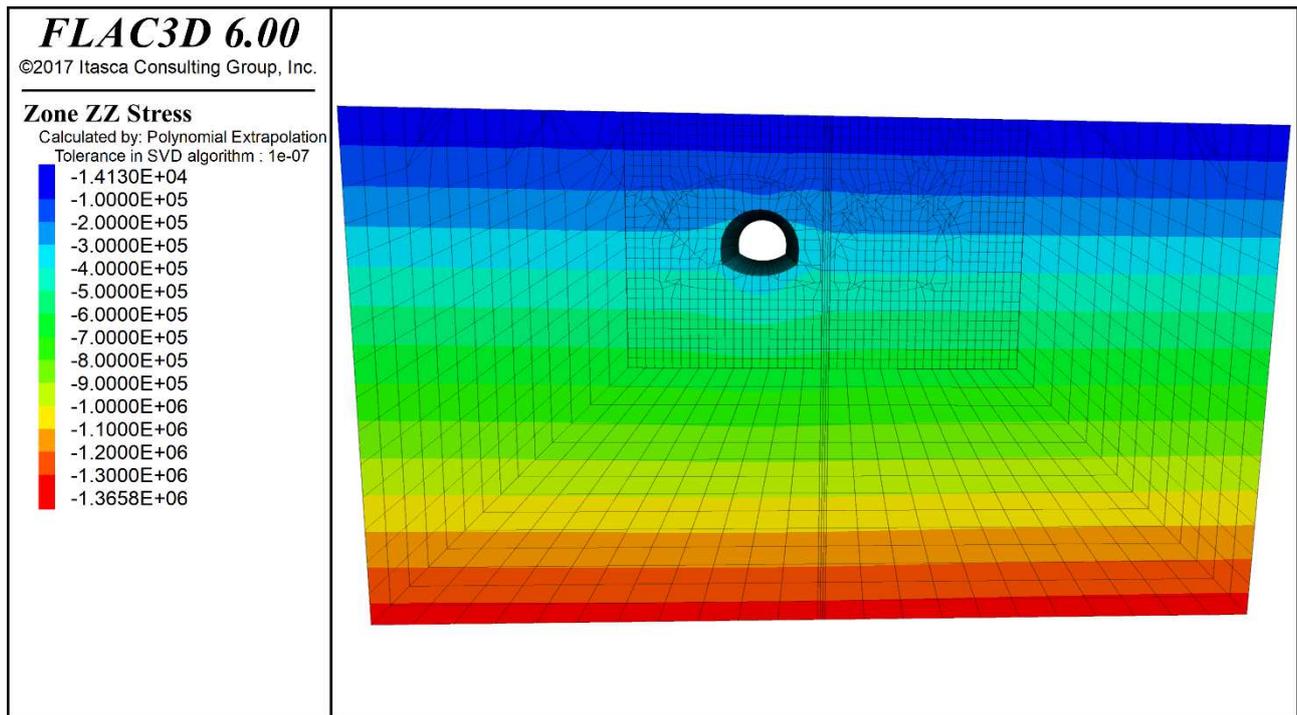


Figura 22 – Vista in sezione del modello di calcolo 3D con identificazione dello stato di sforzo geostatico - sforzo verticale (σ_z)

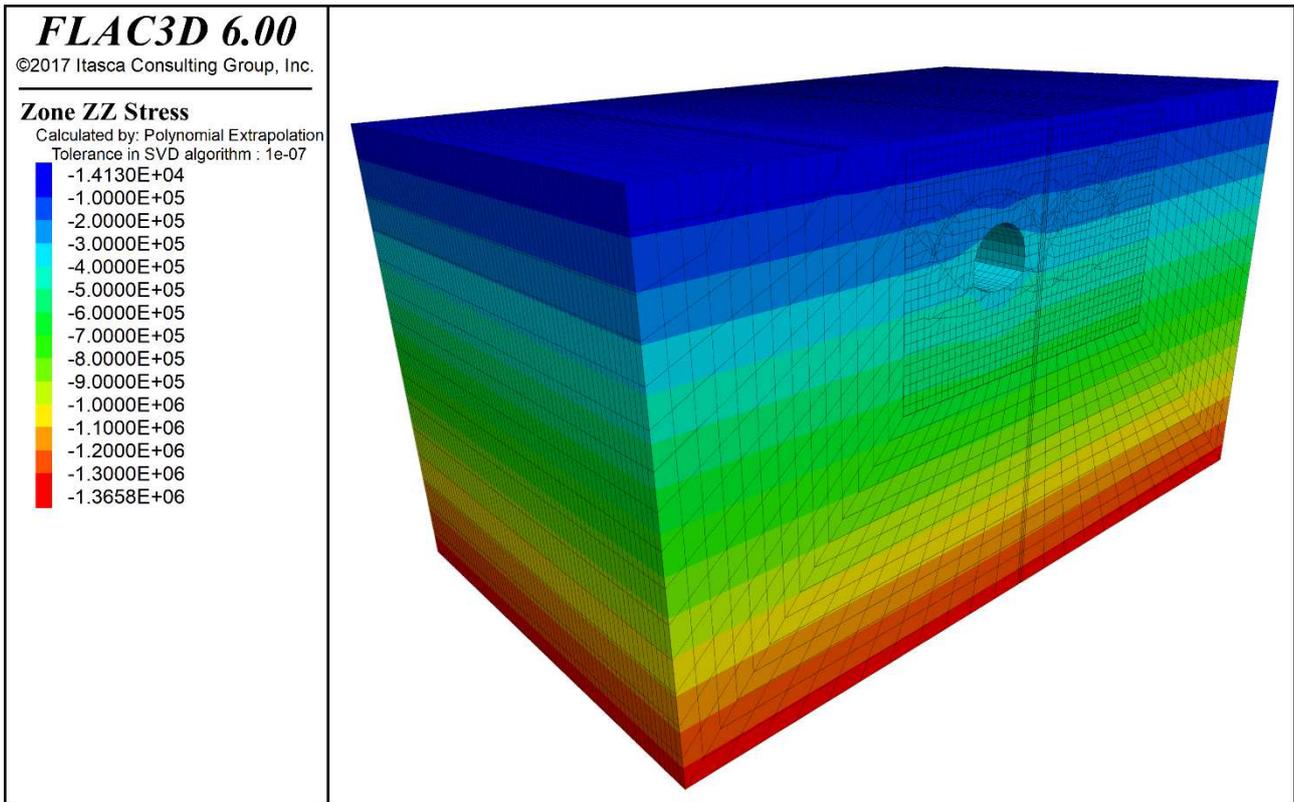


Figura 23 – Vista isotropica del modello di calcolo 3D con identificazione dello stato di sforzo geostatico - sforzo verticale (σ_z)

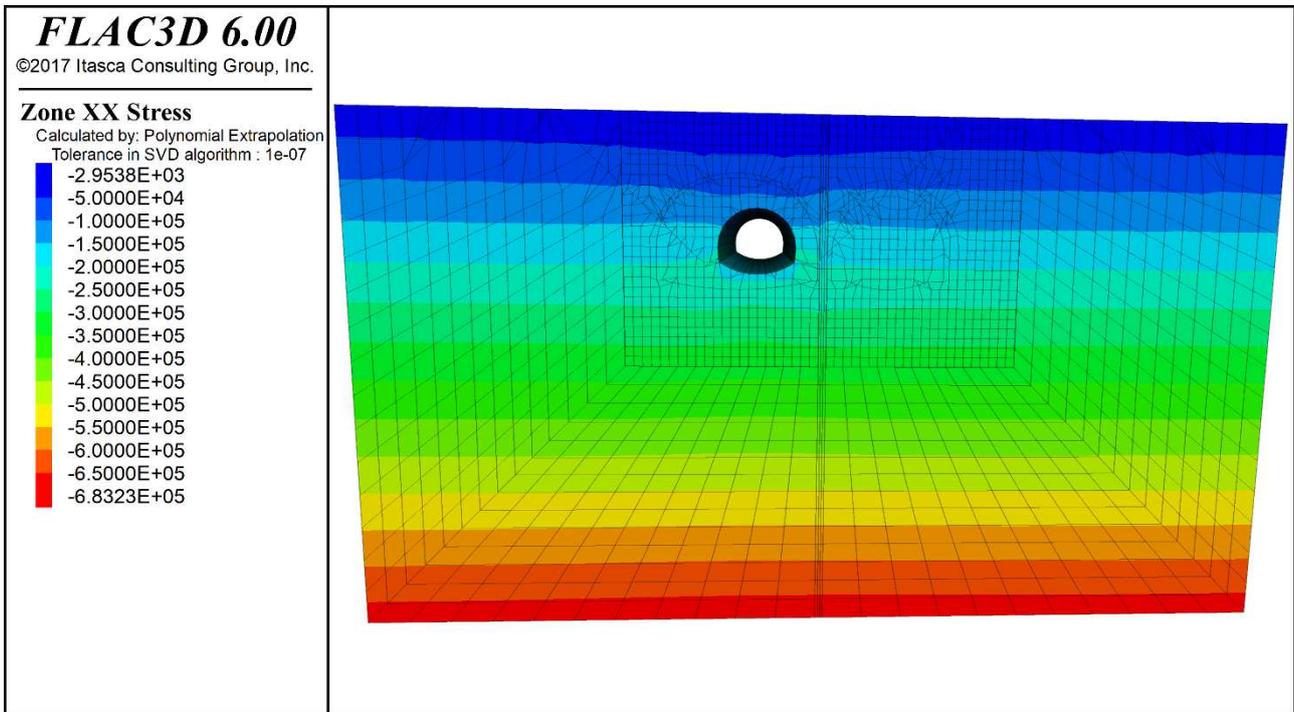


Figura 24 – Vista in sezione del modello di calcolo 3D con identificazione dello stato di sforzo geostatico - sforzo orizzontale (σ_x and σ_y)

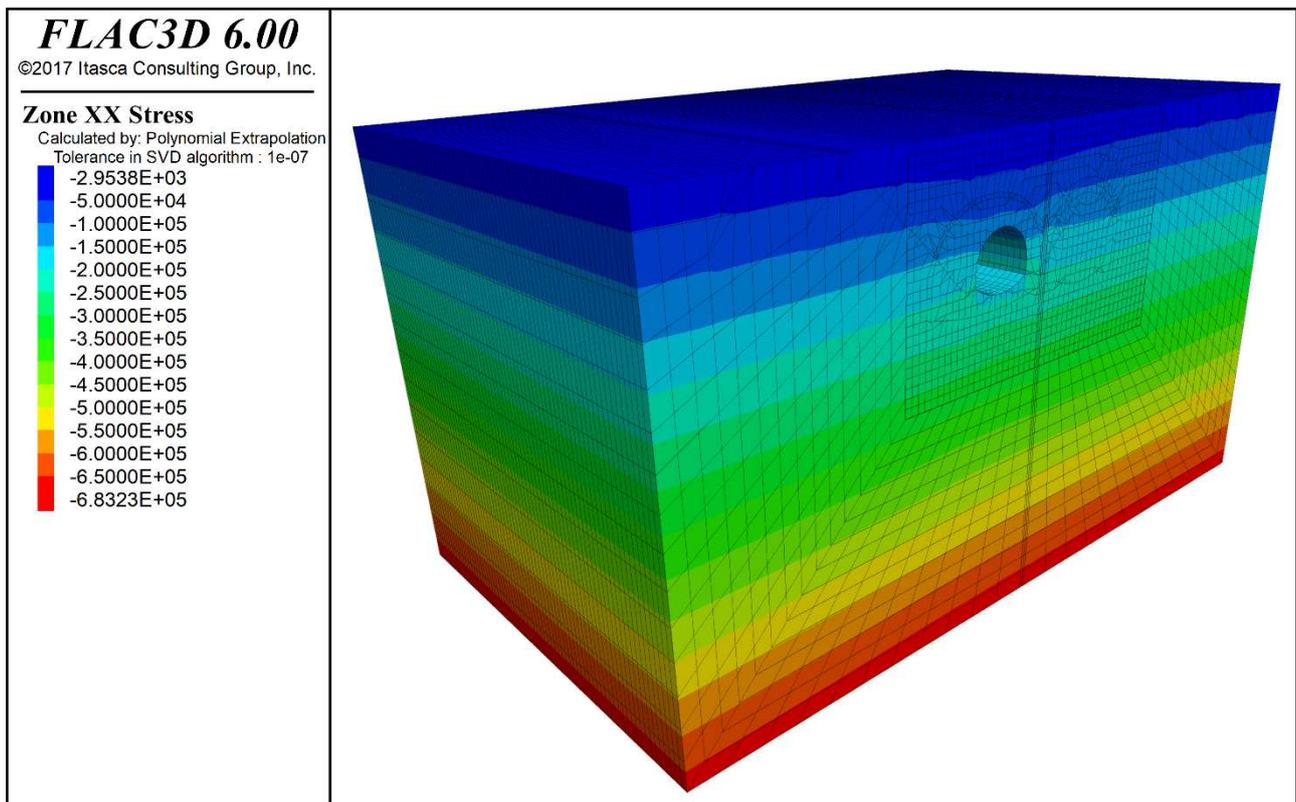


Figura 25 – Vista isotropica del modello di calcolo 3D con identificazione dello stato di sforzo geostatico - sforzo orizzontale (σ_x and σ_y)

7.1.2 Stabilità del fronte – Sezione Tipo 1

Nel presente paragrafo sono mostrati i risultati dell'analisi di stabilità del fronte di scavo per la sezione tipo 1 in termini di estrusione al fronte, cedimenti (spostamenti verticali del terreno) e azioni interne negli elementi in VTR presenti sul fronte di scavo.

Si specifica che le analisi di stabilità del fronte di scavo sono state svolte con e senza il consolidamento del fronte (elementi in VTR) in modo da poter studiare, mediante un confronto dei risultati ottenuti nei due casi, l'efficacia di tale consolidamento.

In questa analisi, a favore di sicurezza, non sono stati considerati gli infilaggi al contorno.

I risultati sono mostrati in funzione del valore del coefficiente di sicurezza F_s imposto nell'analisi.

7.1.2.1 Caso 1 – senza elementi di consolidamento del fronte in VTR

7.1.2.1.1 $F_s = 1$

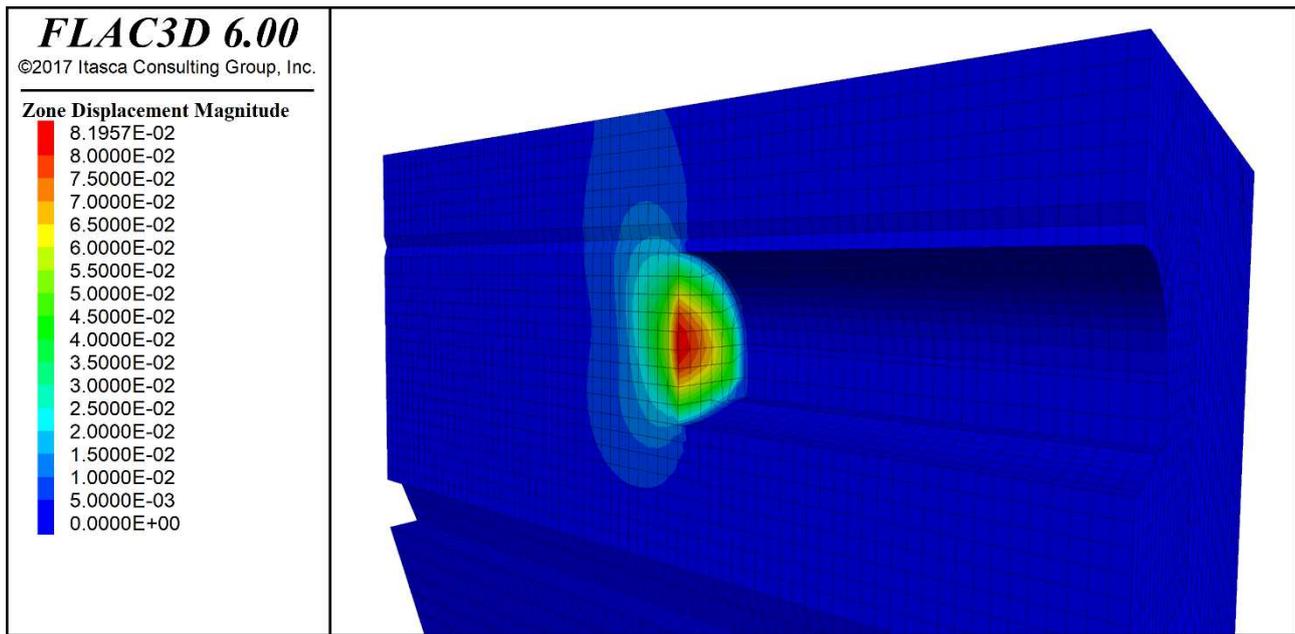


Figura 26 – Estrusione al fronte senza consolidamenti VTR – $F_s = 1$ – Sezione tipo 1 (canna est)

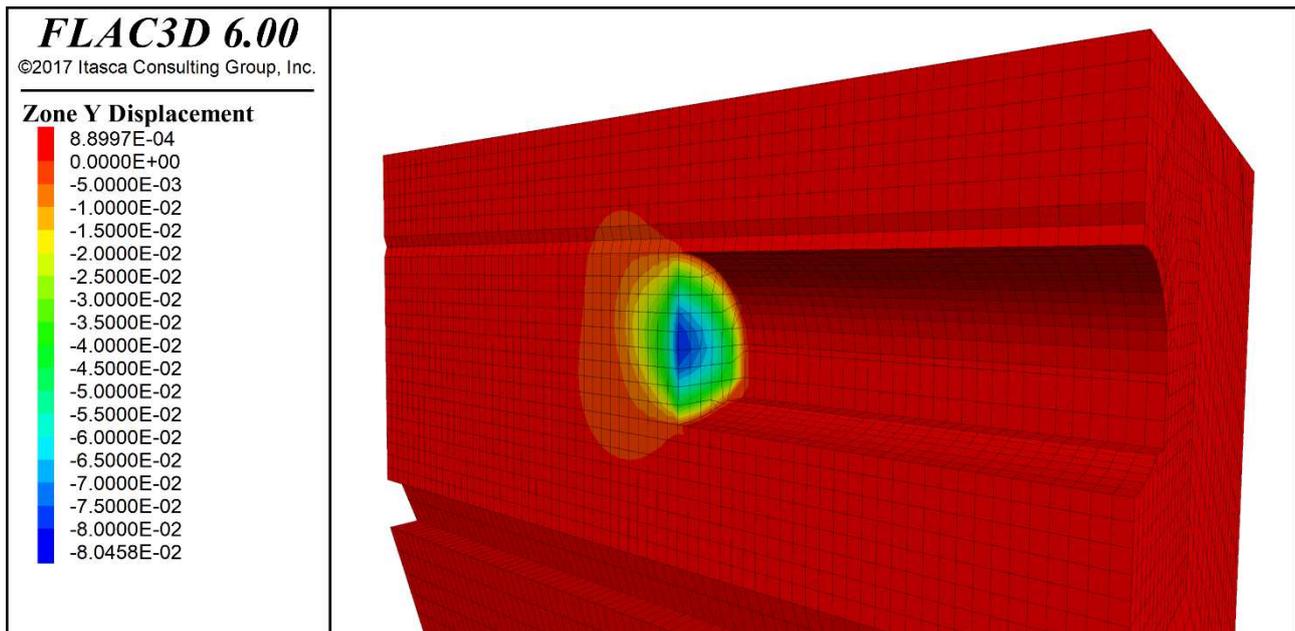


Figura 27 – Spostamenti verticali del terreno – analisi senza consolidamenti VTR – $F_s = 1$ – Sezione tipo 1 (canna est)

7.1.2.1.2 $F_s = 1.29$

$F_s=1.29$ è il valore limite del fattore di sicurezza per il quale si ha convergenza dell'analisi ed è ottenuto mediante la procedura automatica di riduzione dei parametri geotecnici del terreno implementata nel programma di calcolo Flac 3D.

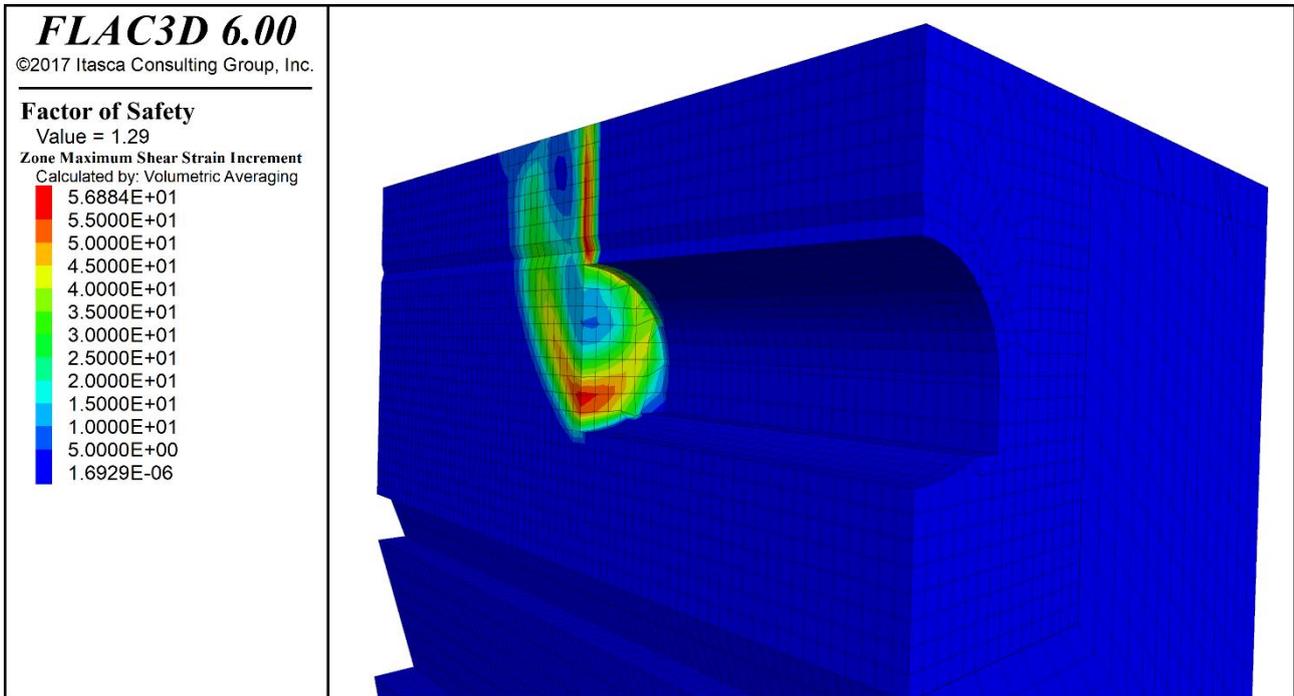


Figura 28 – Analisi di riduzione dei parametri geotecnici del terreno senza consolidamenti VTR – $F_s = 1.29$ – Sezione tipo 1 (canna est)

7.1.2.2 Caso 2 – con elementi di consolidamento del fronte in VTR

7.1.2.2.1 $F_s = 1$

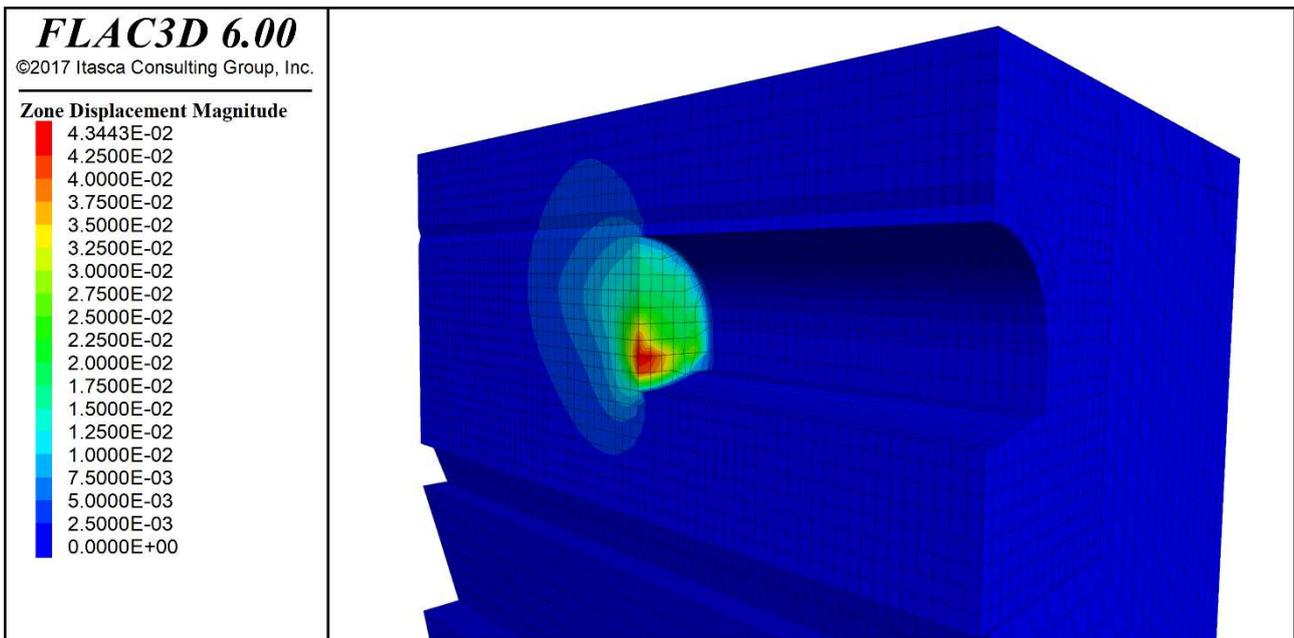


Figura 29 – Estrusione al fronte con consolidamenti VTR – $F_s = 1$ – Sezione tipo 1 (canna est)

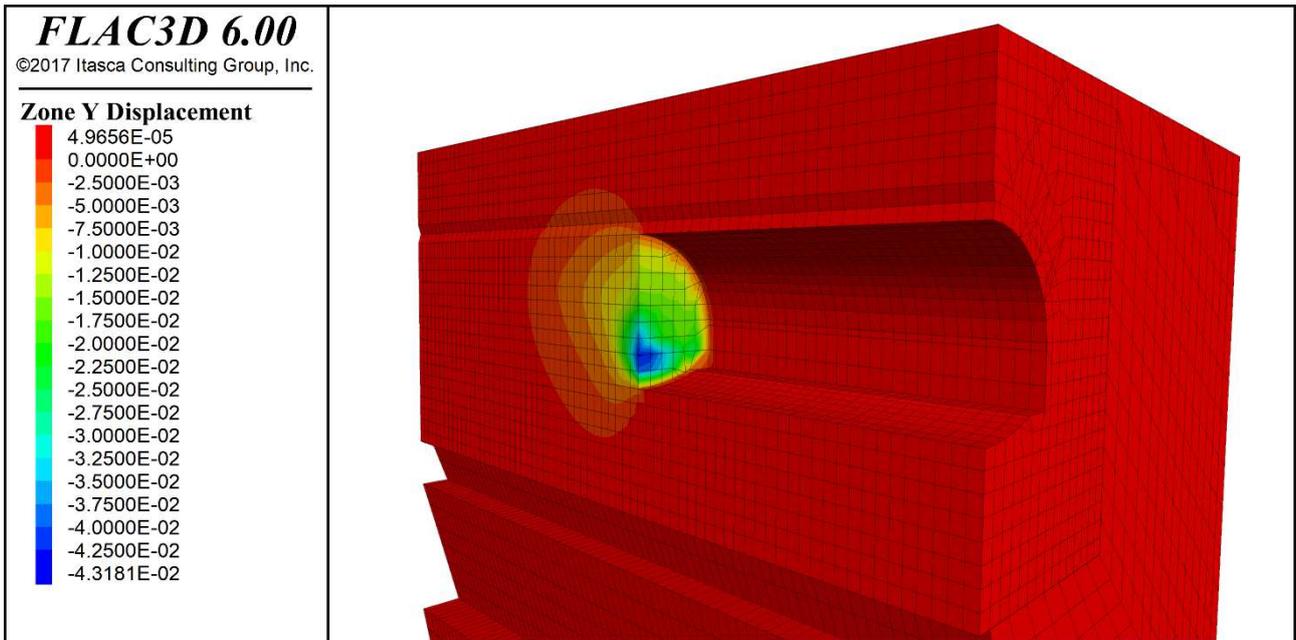


Figura 30 – Spostamenti verticali del terreno – analisi con consolidamenti VTR – $F_s = 1$ – Sezione tipo 1 (canna est)

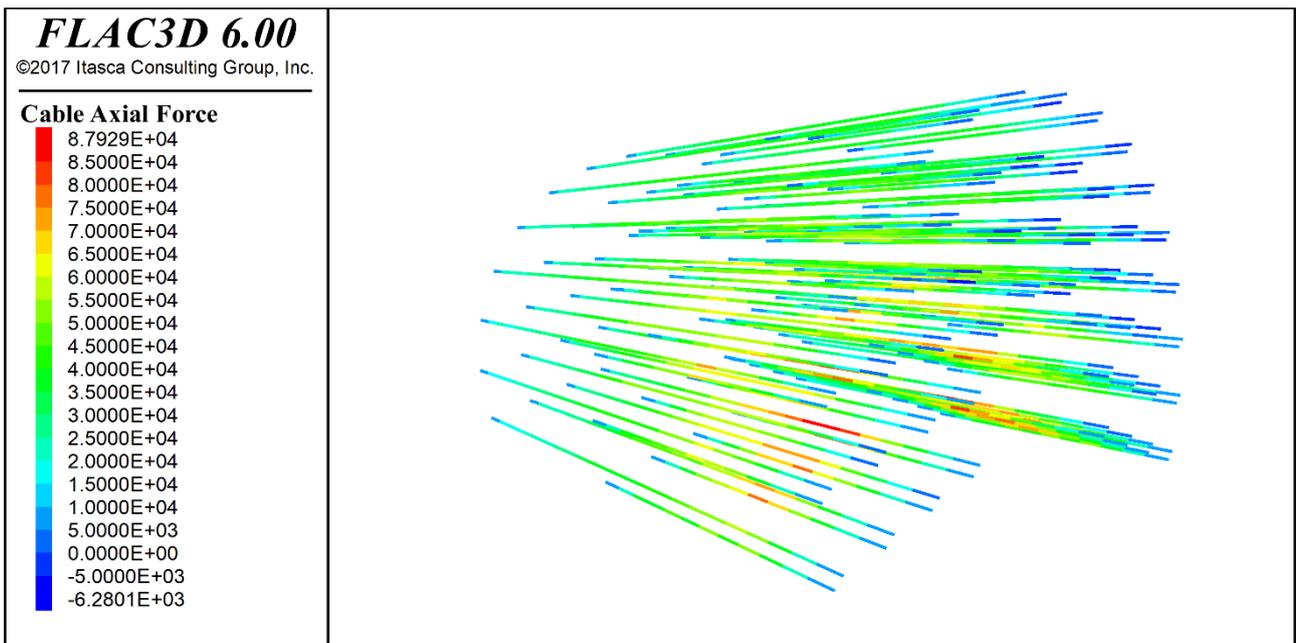


Figura 31 – Azione assiale negli elementi in VTR – $F_s = 1$ – Sezione tipo 1 (canna est)

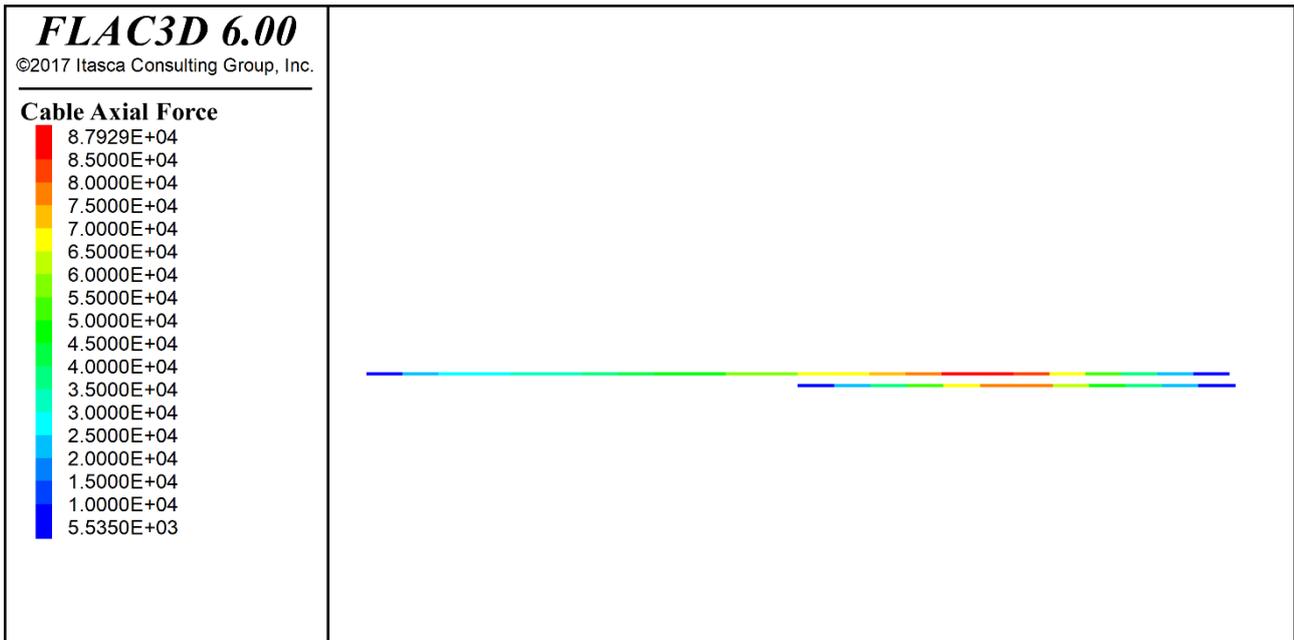


Figura 32 – Azione assiale nell'elemento in VTR maggiormente caricato – $F_s = 1$ – Sezione tipo 1 (canna est)

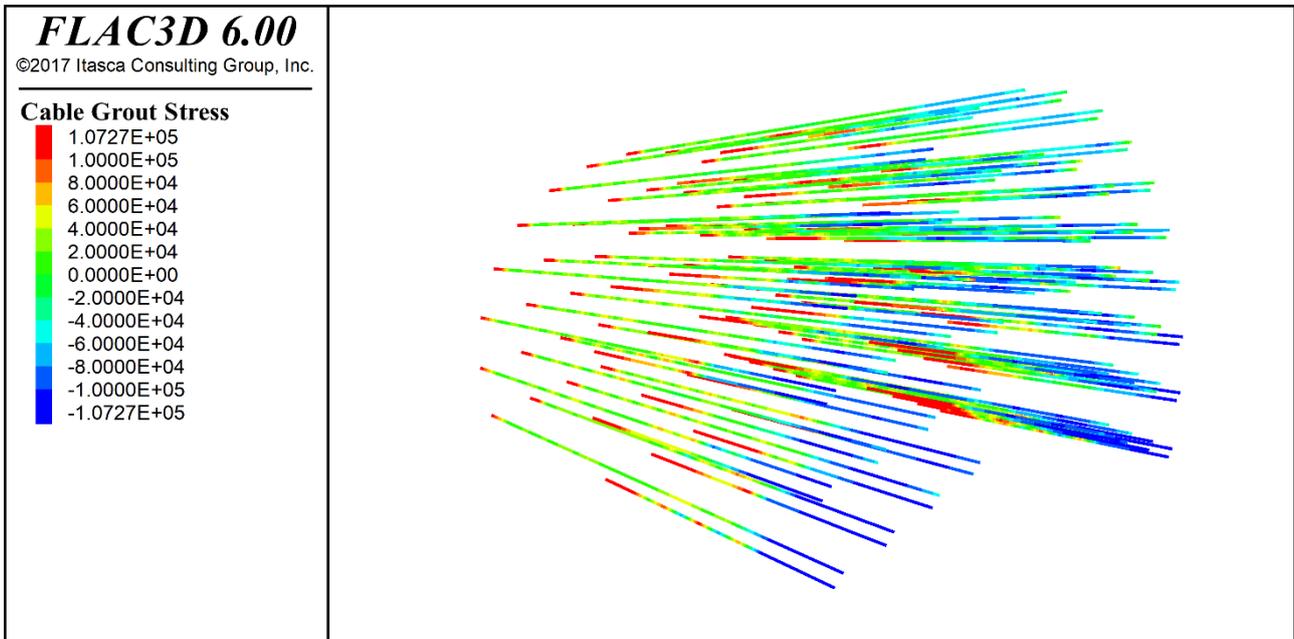


Figura 33 – Sforzo di taglio nella zona di contatto fra terreno e il jet grouting – $F_s = 1$ – Sezione tipo 1 (canna est)

7.1.2.2.2 $F_s = 1.37$

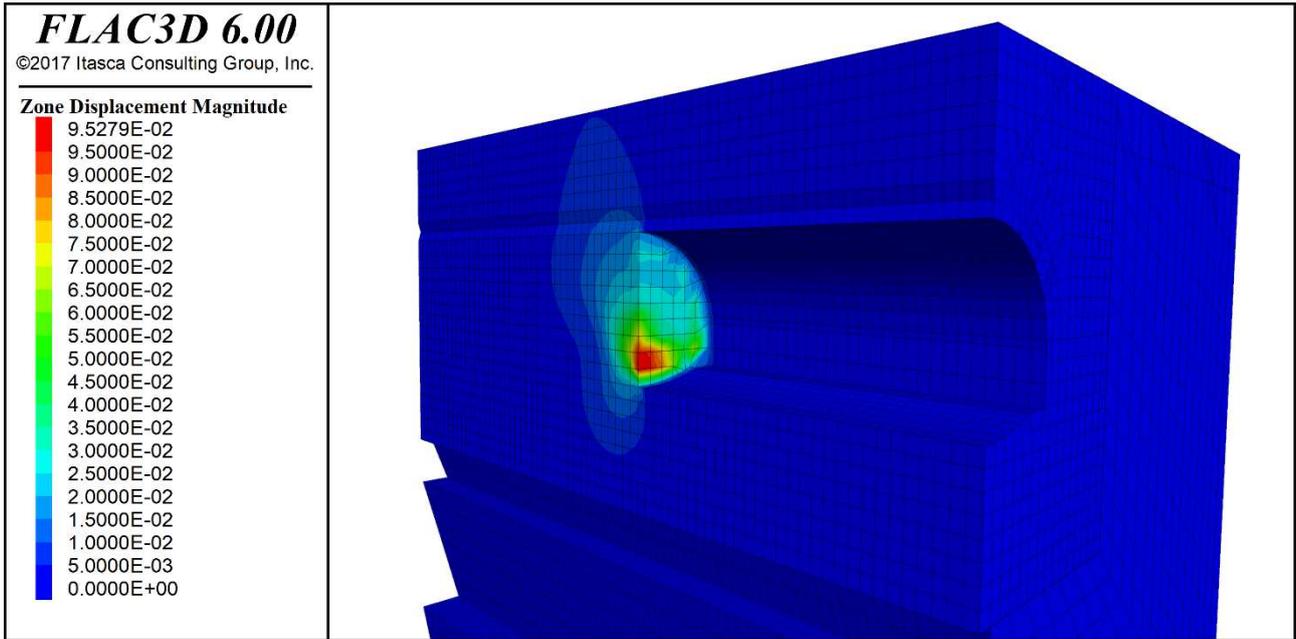


Figura 34 – Estrusione al fronte con consolidamenti VTR – $F_s = 1.37$ – Sezione tipo 1 (canna est)

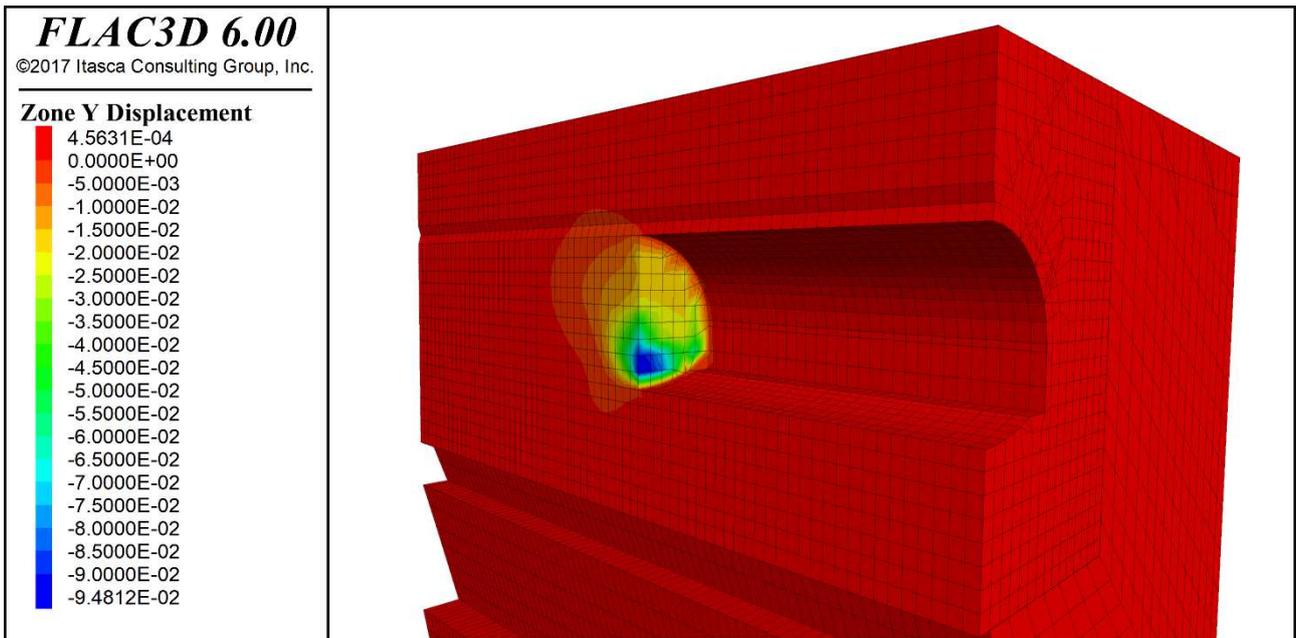


Figura 35 – Spostamenti verticali del terreno – analisi con consolidamenti VTR – $F_s = 1.37$ – Sezione tipo 1 (canna est)

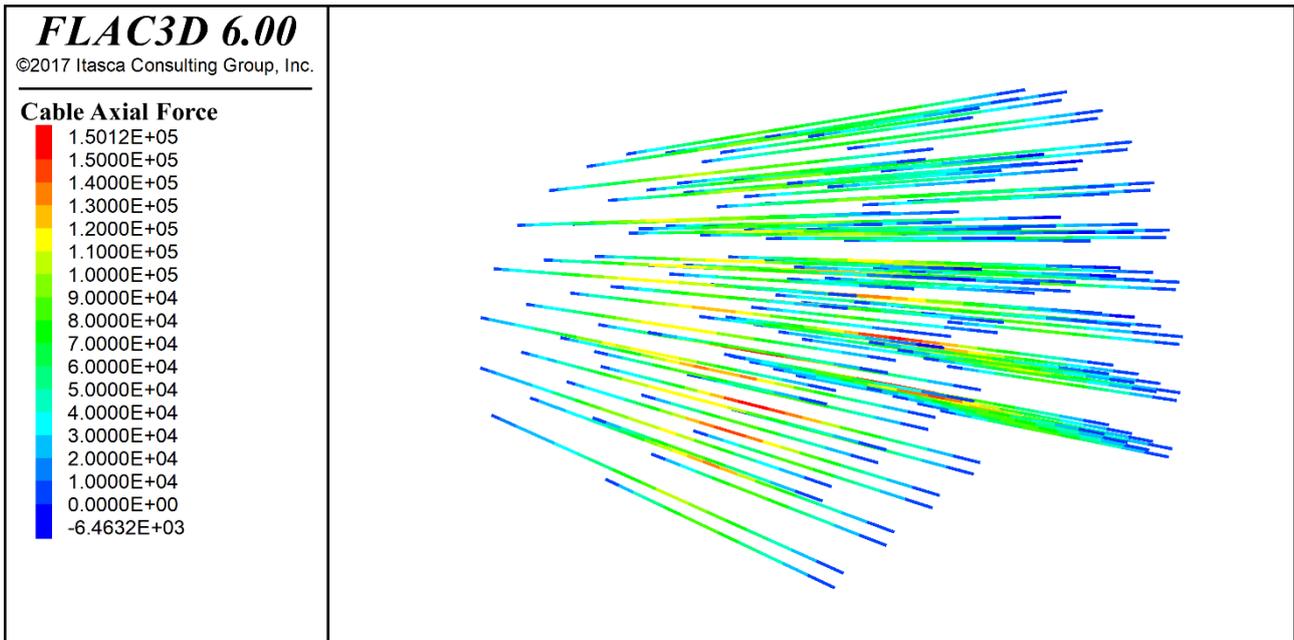


Figura 36 – Azione assiale negli elementi in VTR – $F_s = 1.37$ – Sezione tipo 1 (canna est)

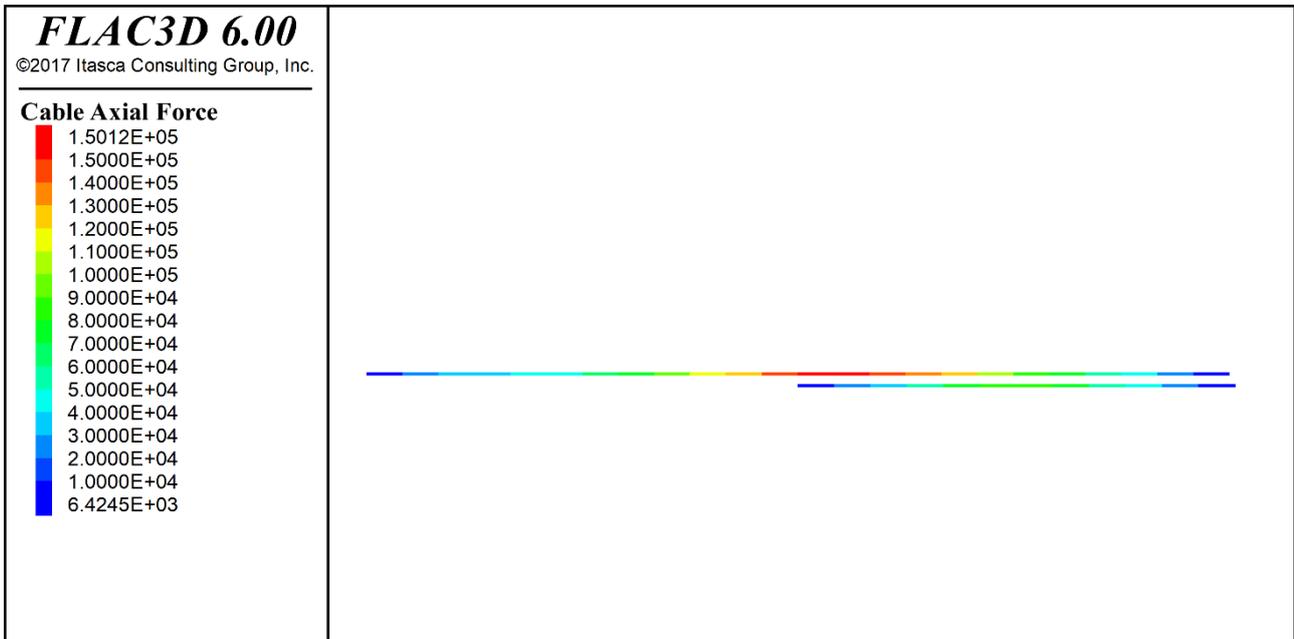


Figura 37 – Azione assiale nell'elemento in VTR maggiormente caricato – $F_s = 1.37$ – Sezione tipo 1 (canna est)

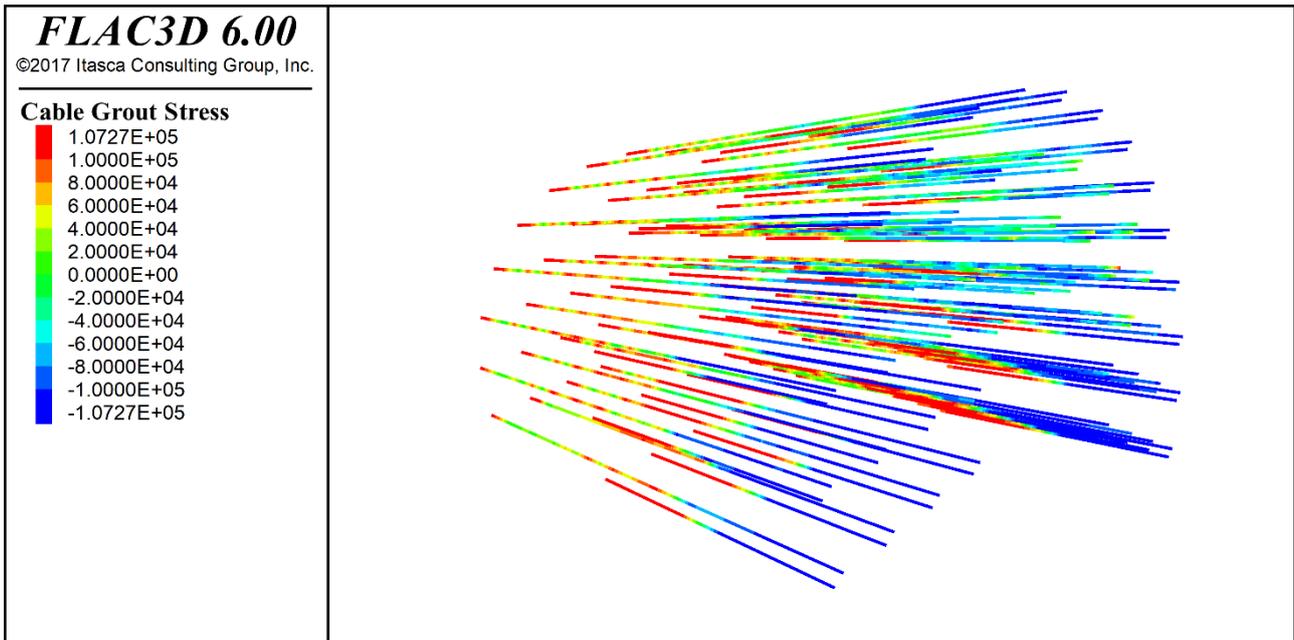


Figura 38 – Sforzo di taglio nella zona di contatto fra terreno e il jet grouting – $F_s = 1.37$ – Sezione tipo 1 (canna est)

7.1.2.2.3 $F_s = 2.07$

$F_s=2.07$ è il valore limite del fattore di sicurezza per il quale si ha convergenza dell'analisi ed è ottenuto mediante la procedura automatica di riduzione dei parametri geotecnici del terreno implementata nel programma di calcolo Flac 3D.

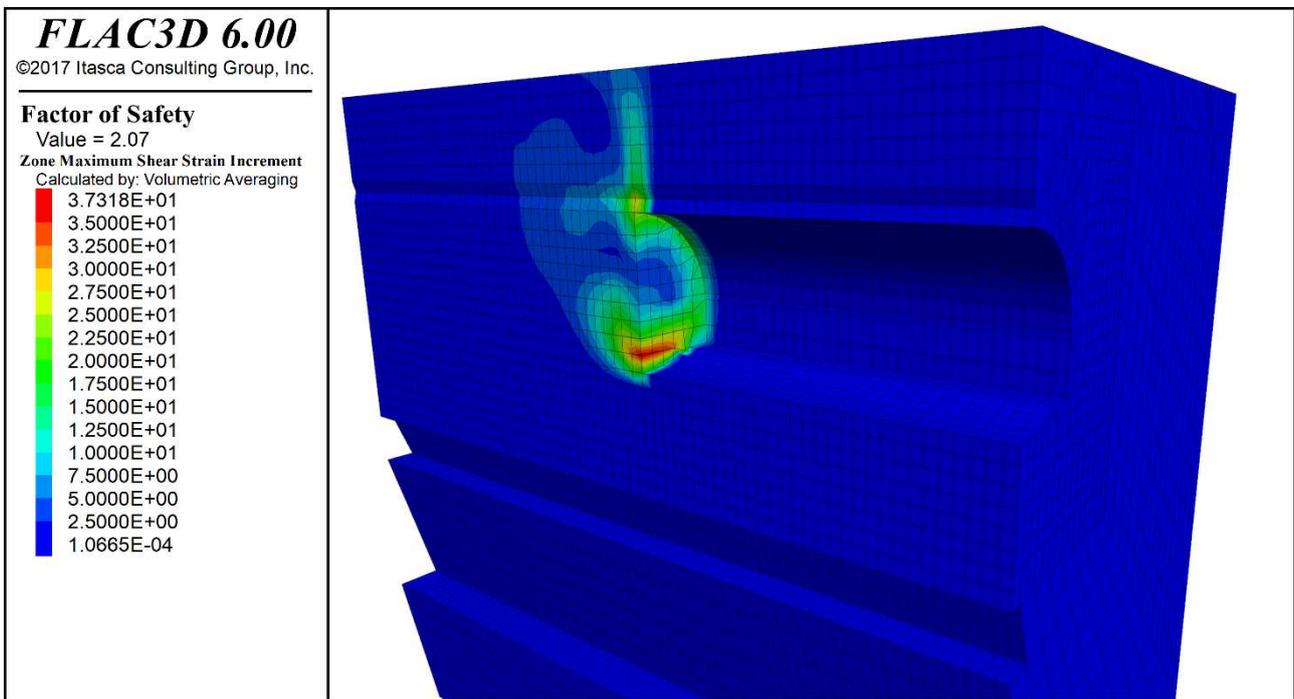


Figura 39 – Analisi di riduzione dei parametri geotecnici del terreno con consolidamenti VTR – $F_s = 2.07$ – Sezione tipo 1 (canna est)

7.1.3 Stabilità del fronte – Sezione Tipo 2

Nel presente paragrafo sono mostrati i risultati dell'analisi di stabilità del fronte di scavo per la sezione tipo 2 in termini di estrusione al fronte, cedimenti (spostamenti verticali del terreno) e azioni interne negli elementi in VTR presenti sul fronte di scavo.

Si specifica che le analisi di stabilità del fronte di scavo sono state svolte con e senza i consolidamenti al fronte (elementi in VTR) e al contorno (infilaggi) in modo da poter studiare, mediante un confronto dei risultati ottenuti nei due casi, l'efficacia di tali consolidamenti. I risultati sono mostrati in funzione del valore del coefficiente di sicurezza F_s imposto nell'analisi.

7.1.3.1 Caso 1 – senza elementi di consolidamento del fronte in VTR

7.1.3.1.1 $F_s < 1$

Le analisi svolte hanno evidenziato che, senza considerare gli interventi di consolidamento al fronte, il valore di F_s ottenuto è sempre minore di 1 e pertanto il fronte risulta instabile.

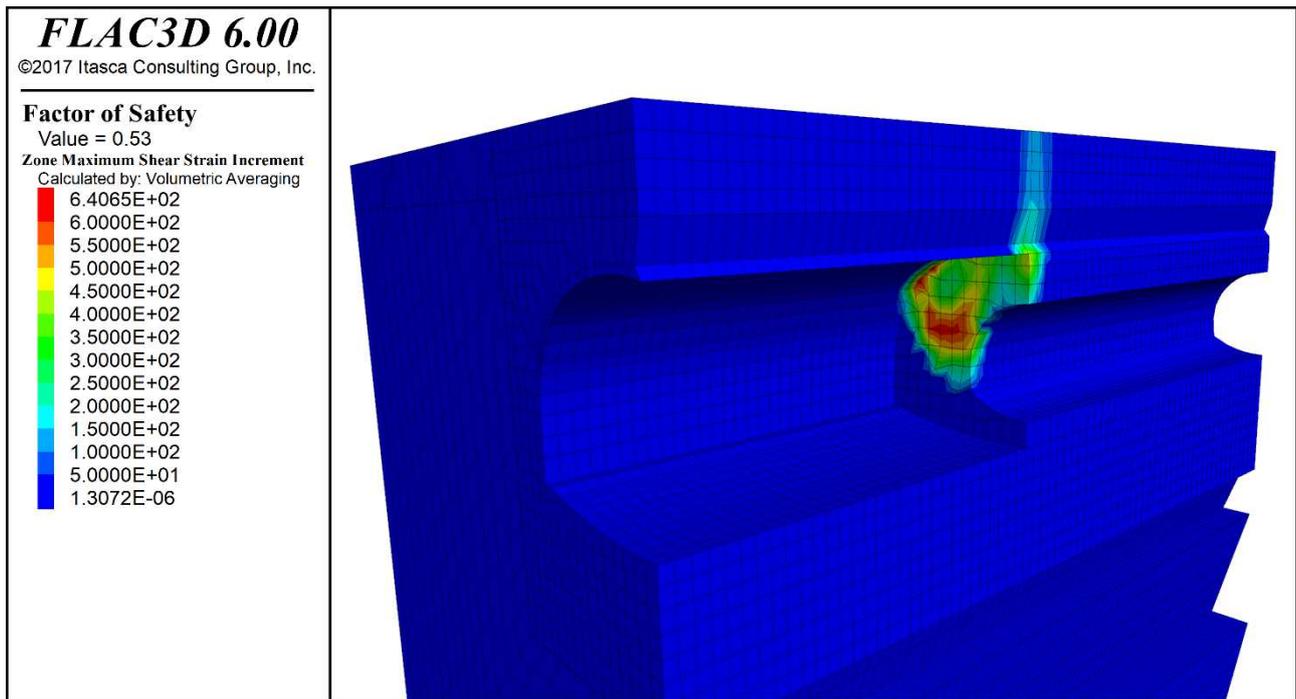


Figura 40 – Estrusione al fronte con consolidamenti VTR – $F_s = 0.53$ – Sezione tipo 2 (canna ovest)

7.1.3.2 Caso 2 – con elementi di consolidamento del fronte in VTR

7.1.3.2.1 $F_s = 1$

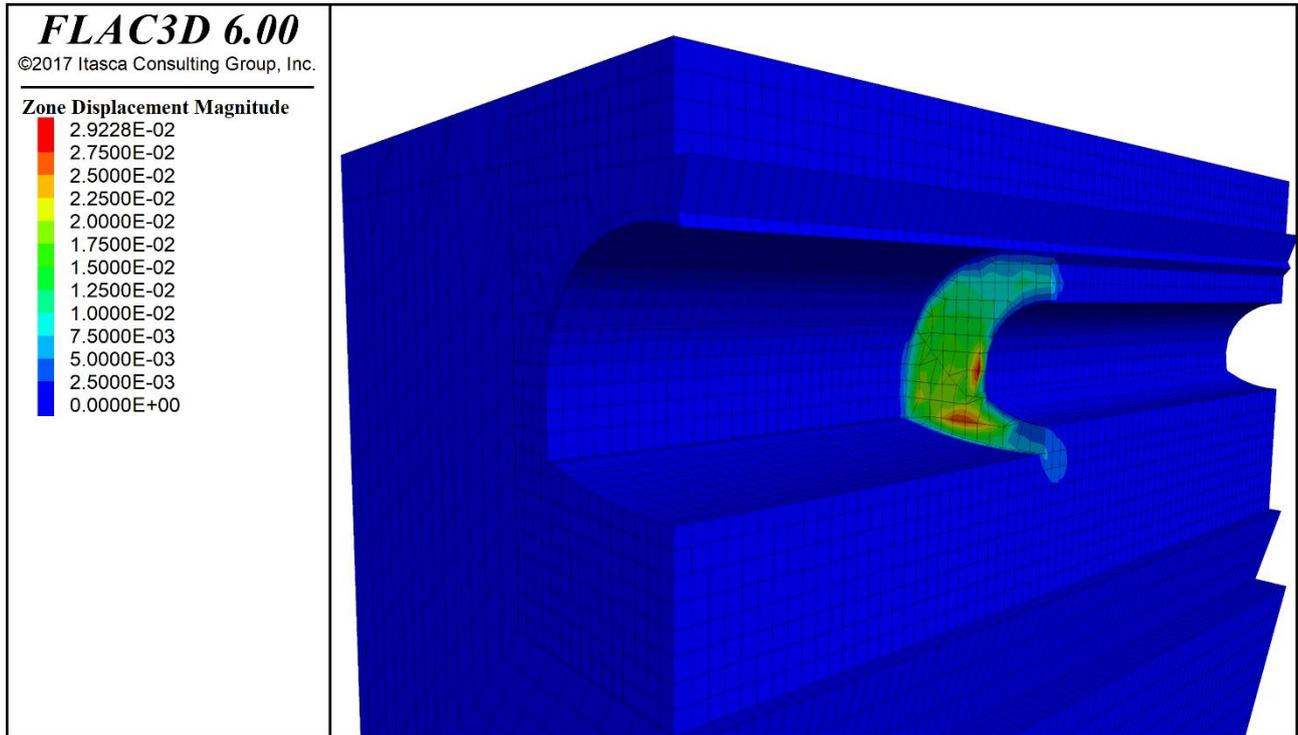


Figura 41 – Estrusione al fronte con consolidamenti VTR – $F_s = 1$ – Sezione tipo 2 (canna ovest)

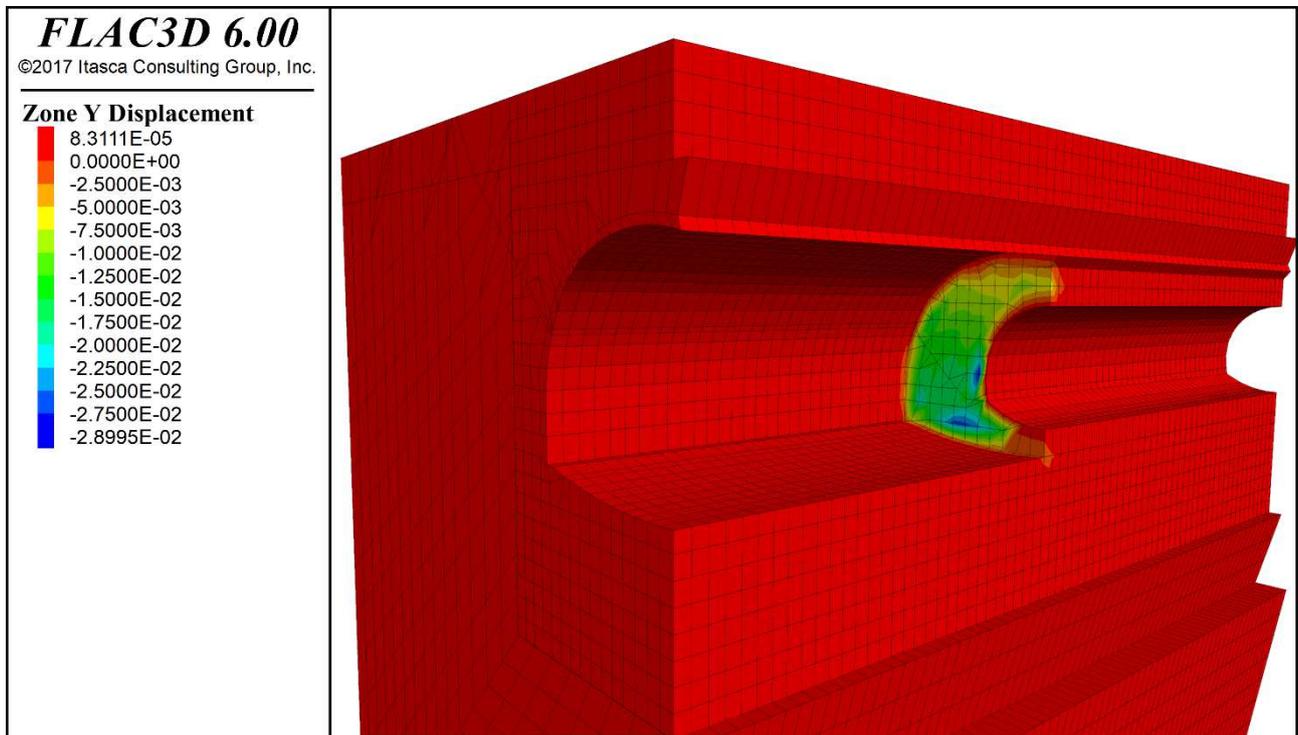


Figura 42 – Spostamenti verticali del terreno – analisi con consolidamenti VTR – $F_s = 1$ – Sezione tipo 2 (canna ovest)

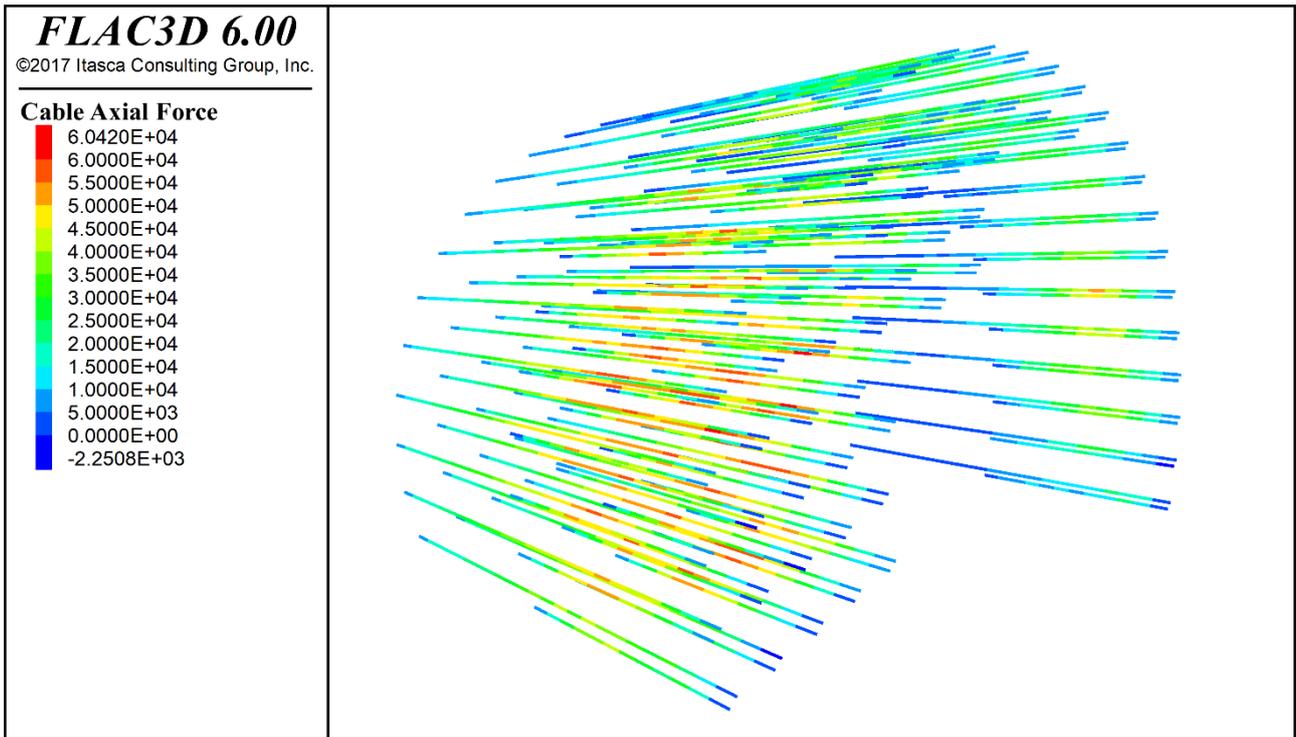


Figura 43 – Azione assiale negli elementi in VTR – $F_s = 1$ – Sezione tipo 2 (canna ovest)

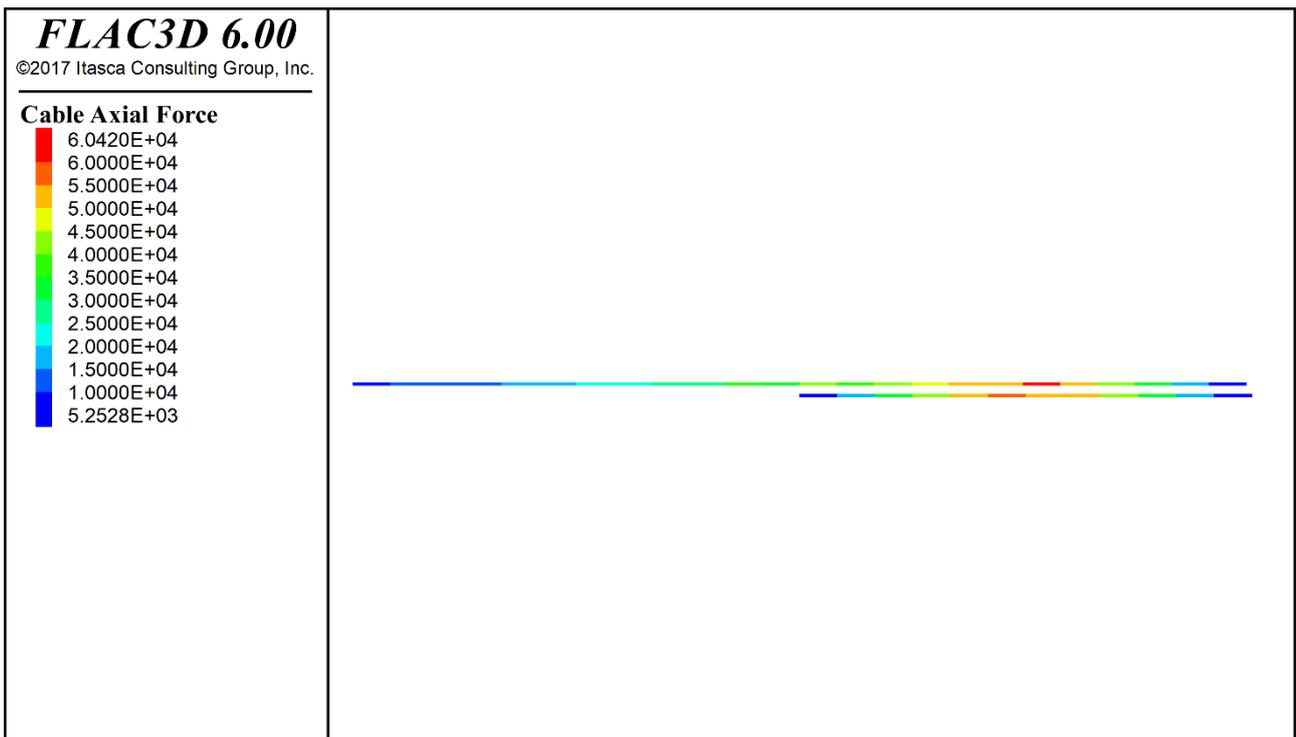


Figura 44 – Azione assiale nell'elemento in VTR maggiormente caricato – $F_s = 1$ – Sezione tipo 2 (canna ovest)

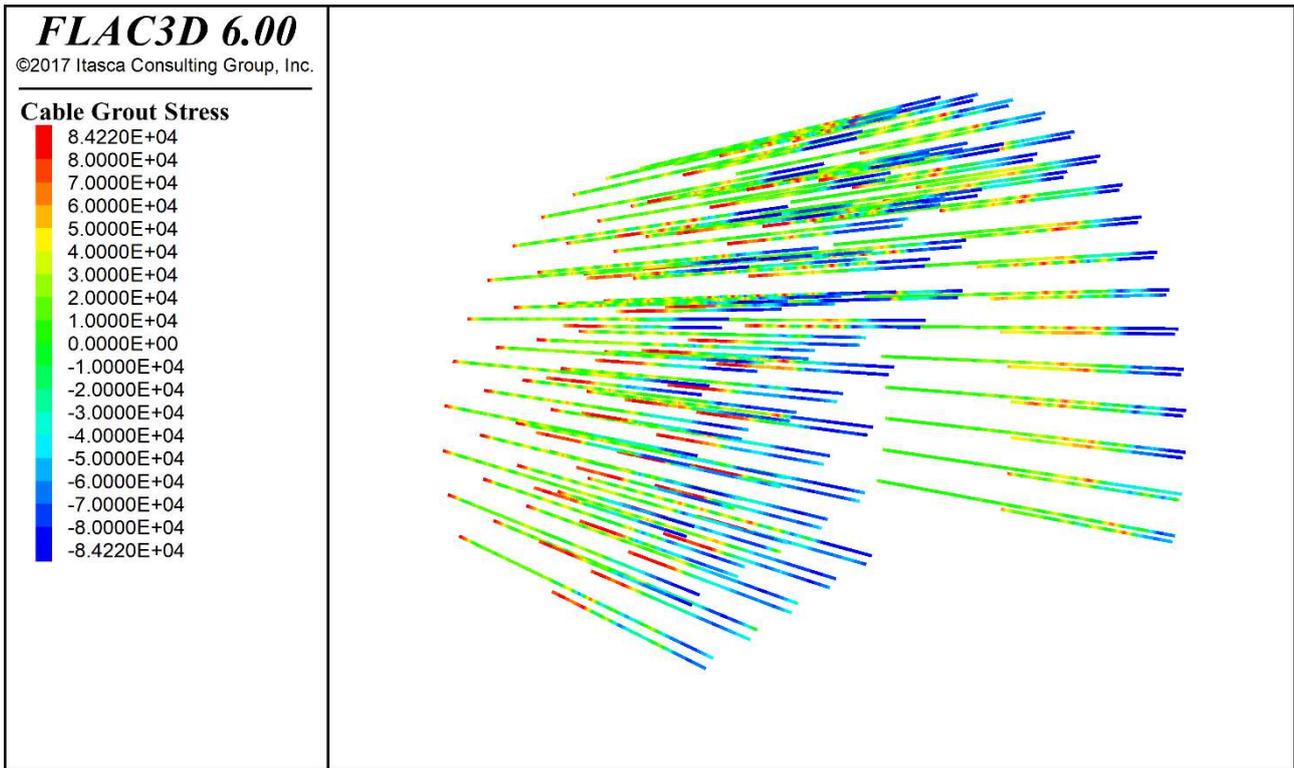


Figura 45 – Sforzo di taglio nella zona di contatto fra terreno e il jet grouting – $F_s = 1$ – Sezione tipo 2 (canna ovest)

7.1.3.2.2 $F_s = 1.37$

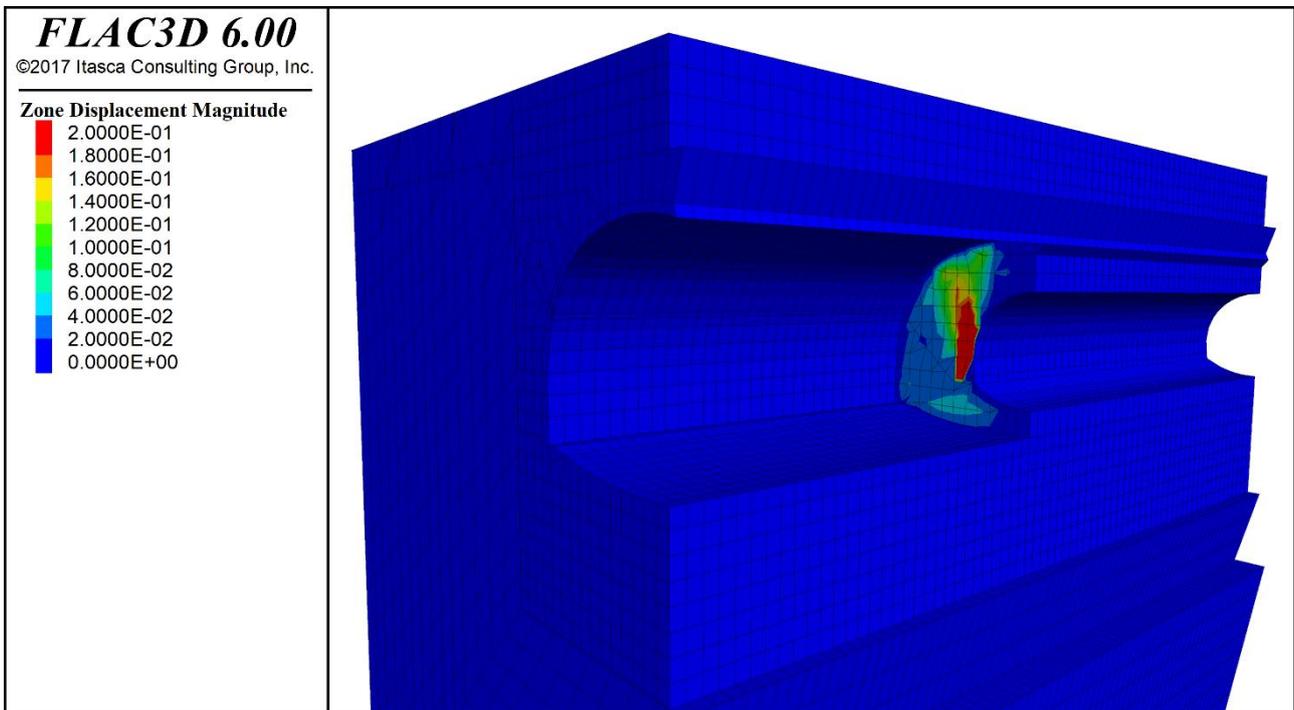


Figura 46 – Estrusione al fronte con consolidamenti VTR – $F_s = 1.37$ – Sezione tipo 2 (canna ovest)

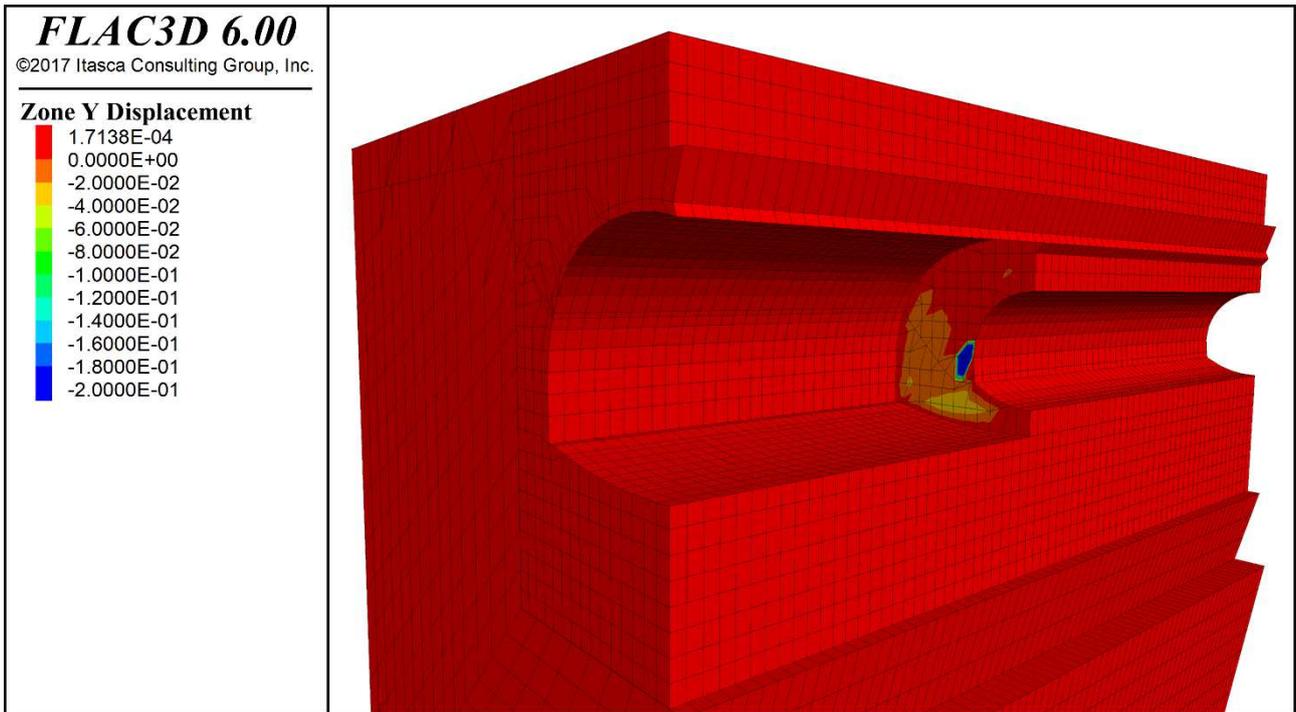


Figura 47 – Spostamenti verticali del terreno – analisi con consolidamenti VTR – $F_s = 1.37$ – Sezione tipo 2 (canna ovest)

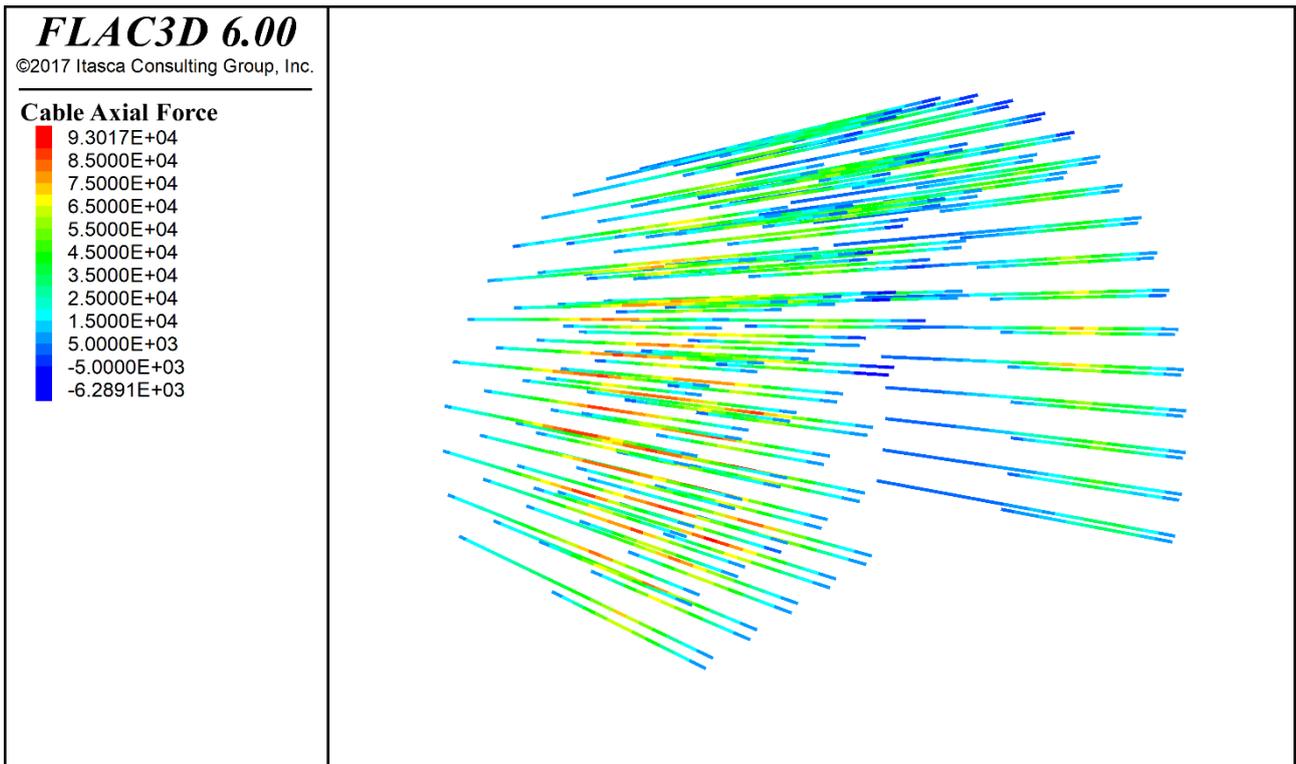


Figura 48 – Azione assiale negli elementi in VTR – $F_s = 1.37$ – Sezione tipo 2 (canna ovest)

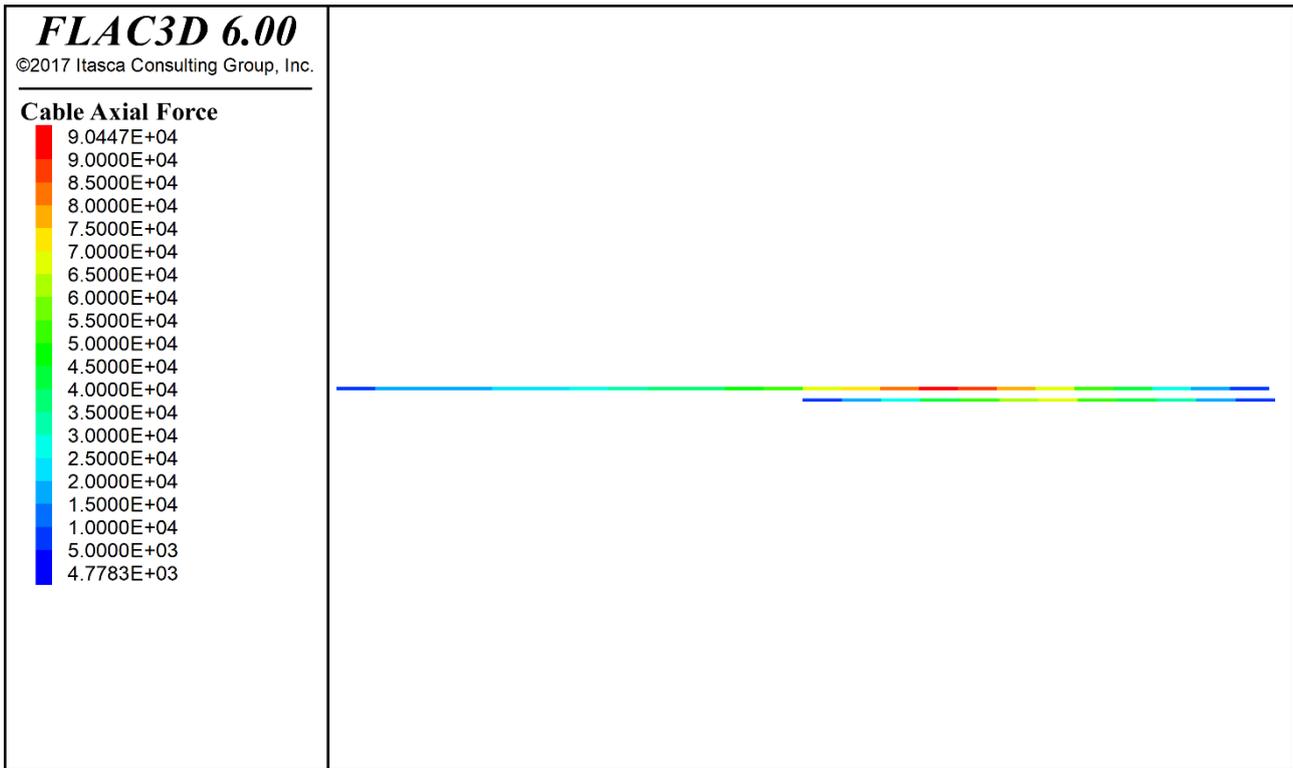


Figura 49 – Azione assiale nell'elemento in VTR maggiormente caricato – $F_s = 1.37$ – Sezione tipo 2 (canna ovest)

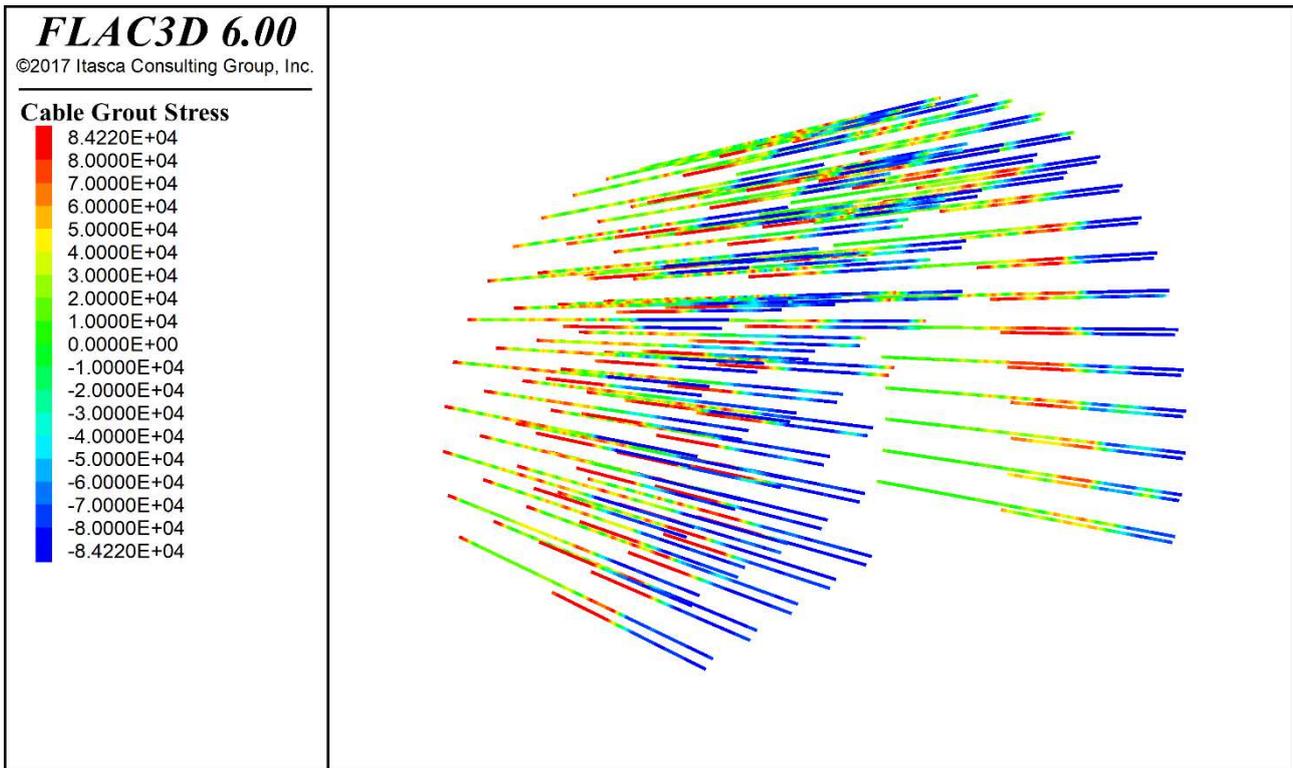


Figura 50 – Sforzo di taglio nella zona di contatto fra terreno e il jet grouting – $F_s = 1.37$ – Sezione tipo 2 (canna ovest)

7.1.3.2.3 $F_s = 2.52$

$F_s=2.52$ è il valore limite del fattore di sicurezza per il quale si ha convergenza dell'analisi ed è ottenuto mediante la procedura automatica di riduzione dei parametri geotecnici del terreno

implementata nel programma di calcolo Flac 3D.

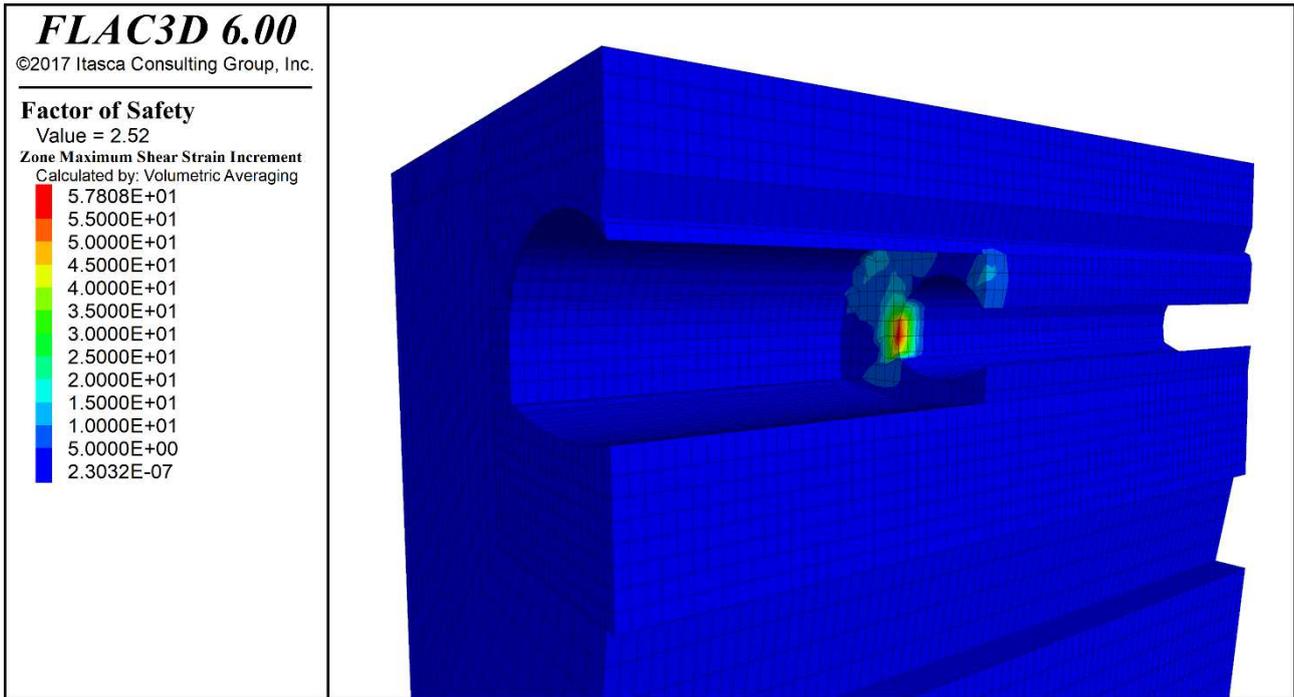


Figura 51 – Analisi di riduzione dei parametri geotecnici del terreno con consolidamenti – $F_s = 2.52$ – Sezione tipo 2 (canna ovest)

7.1.4 Fase di scavo canna est – Sezione Tipo 1

Nel presente paragrafo sono riportati i risultati relativi, con riferimento a quanto descritto al paragrafo 6.1.3.2, allo STEP di calcolo 02 dell'analisi 3D.

Si specifica che tutti i risultati di seguito mostrati fanno riferimento al tratto di scavo compreso fra 19 m e 20 m a partire dall'inizio del modello.

Tale sezione di studio, come mostrato dalla Figura 52, è sufficientemente lontana dai lati del modello; in questo modo i risultati non risentono dell'influenza dagli effetti di bordo.

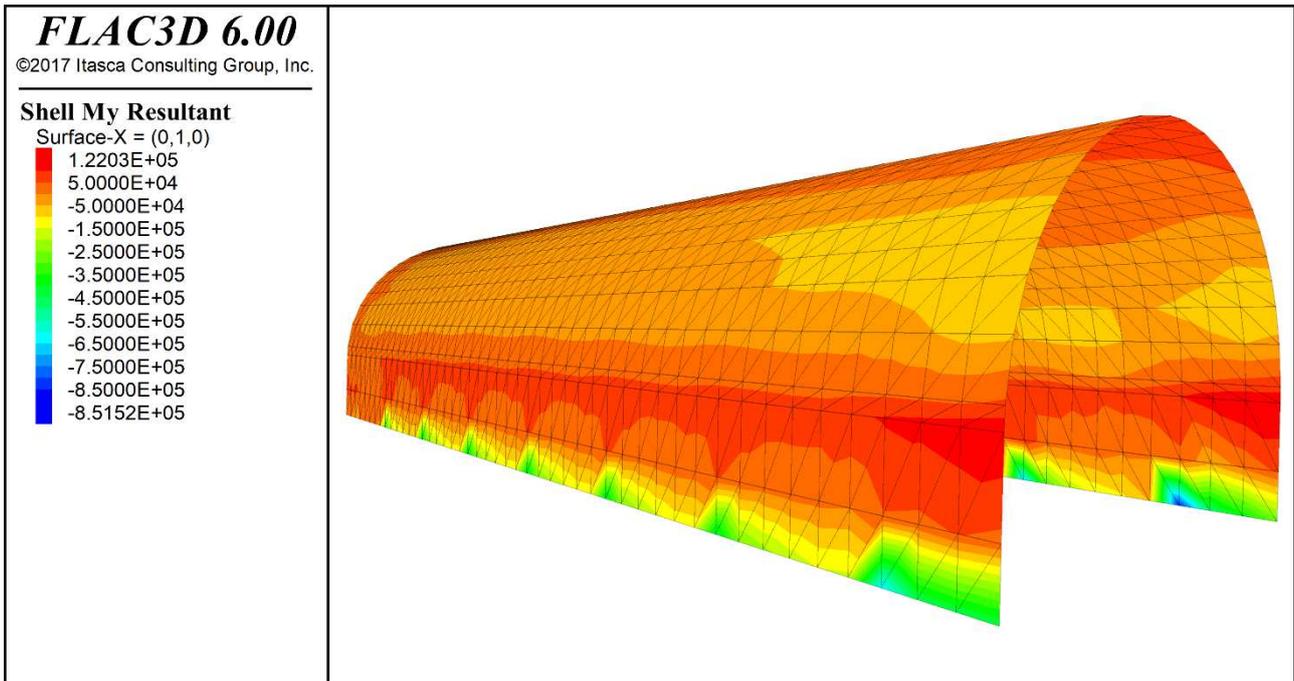


Figura 52 – Andamento del momento flettente nel rivestimento di prima fase su una lunghezza di scavo compresa fra 0 m e 48 m – Sezione tipo 1 (canna est)

Dalla Figura 52 è possibile osservare che l'andamento del momento flettente nel rivestimento di prima fase si ripete ciclicamente ogni campo di scavo (di lunghezza 6 m) e che i risultati alla sezione di studio, compresa fra 19 m e 20 m, non risentono degli effetti di bordo del modello.

7.1.4.1 STEP 02_4 – fronte di scavo a 21 m

Nel seguito si riportano i risultati dell'analisi nel momento in cui il fronte di scavo della sezione tipo 1 (canna est) raggiunge 21 m in termini di spostamento verticale del terreno e plasticizzazioni.

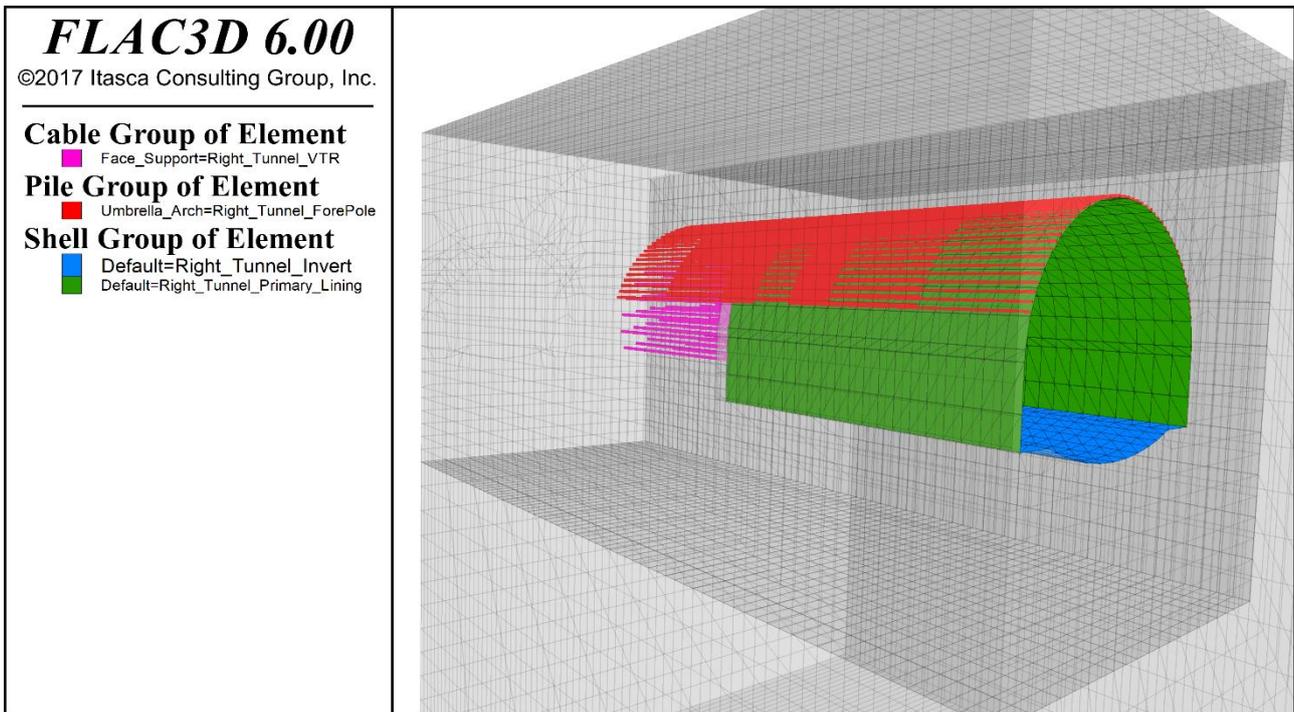


Figura 53 – Vista isotropica del modello 3D; fronte di scavo a 21 m – Sezione tipo 1 (canna est)

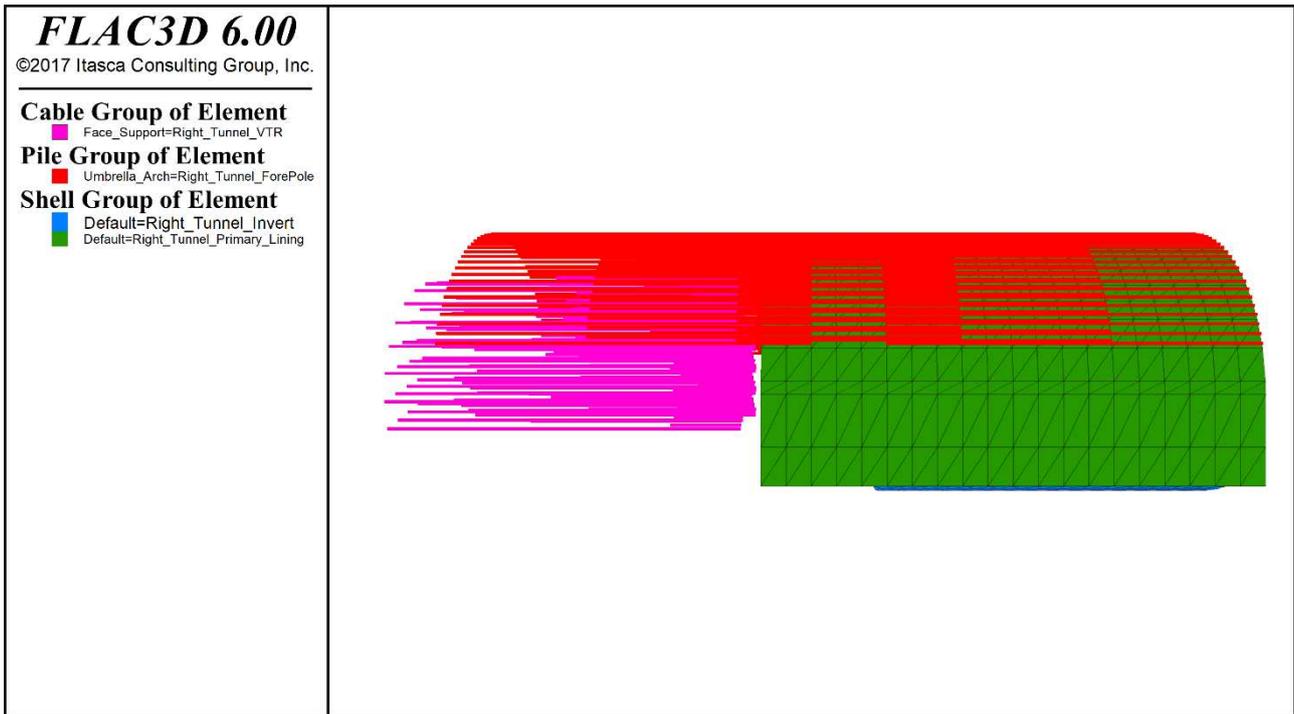


Figura 54 – Vista in profilo del modello 3D; fronte di scavo a 21 m – Sezione tipo 1 (canna est)

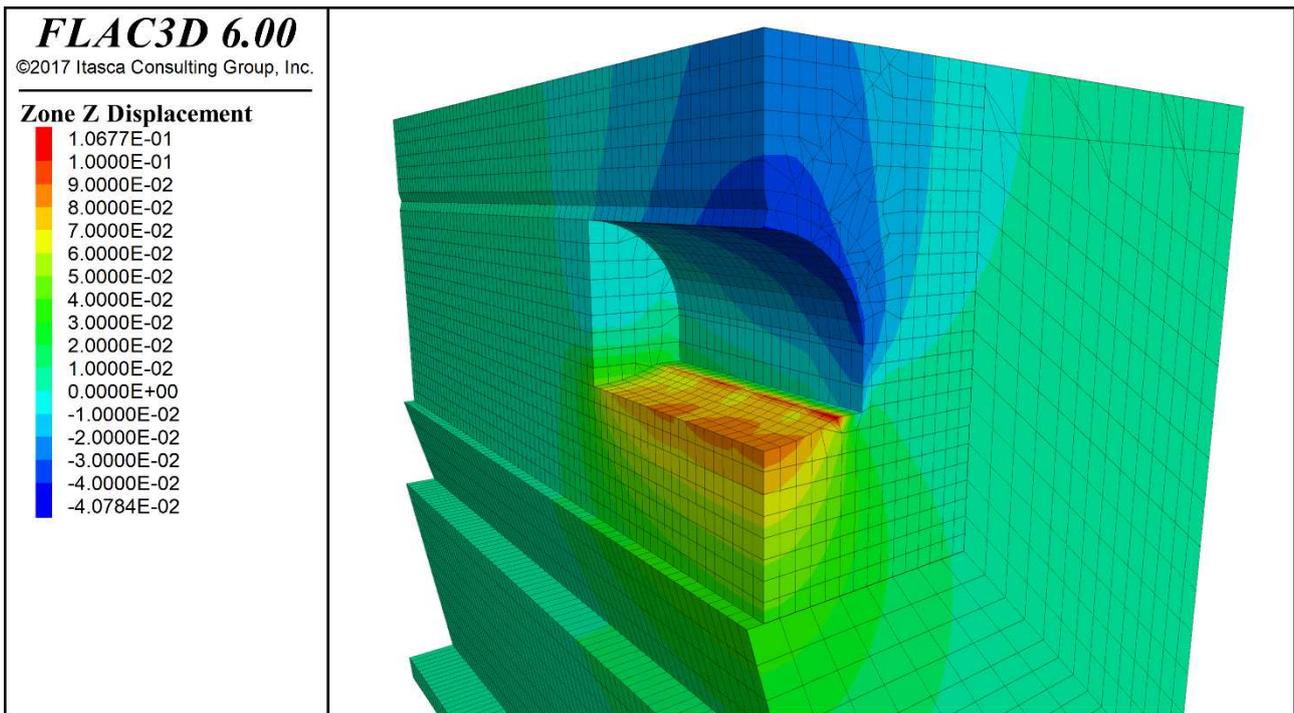


Figura 55 – Vista isotropica dello spostamento verticale del terreno; fronte di scavo a 21 m – Sezione tipo 1 (canna est)

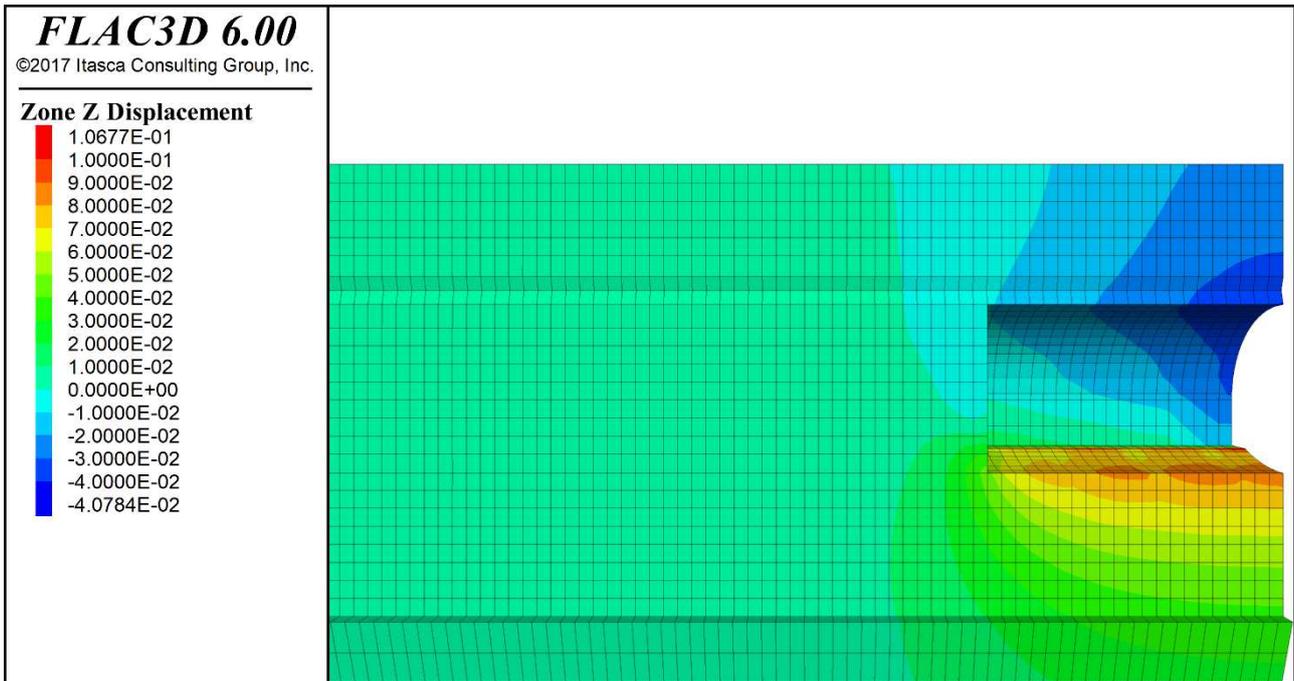


Figura 56 – Vista in profilo dello spostamento verticale del terreno; fronte di scavo a 21 m – Sezione tipo 1 (cana est)

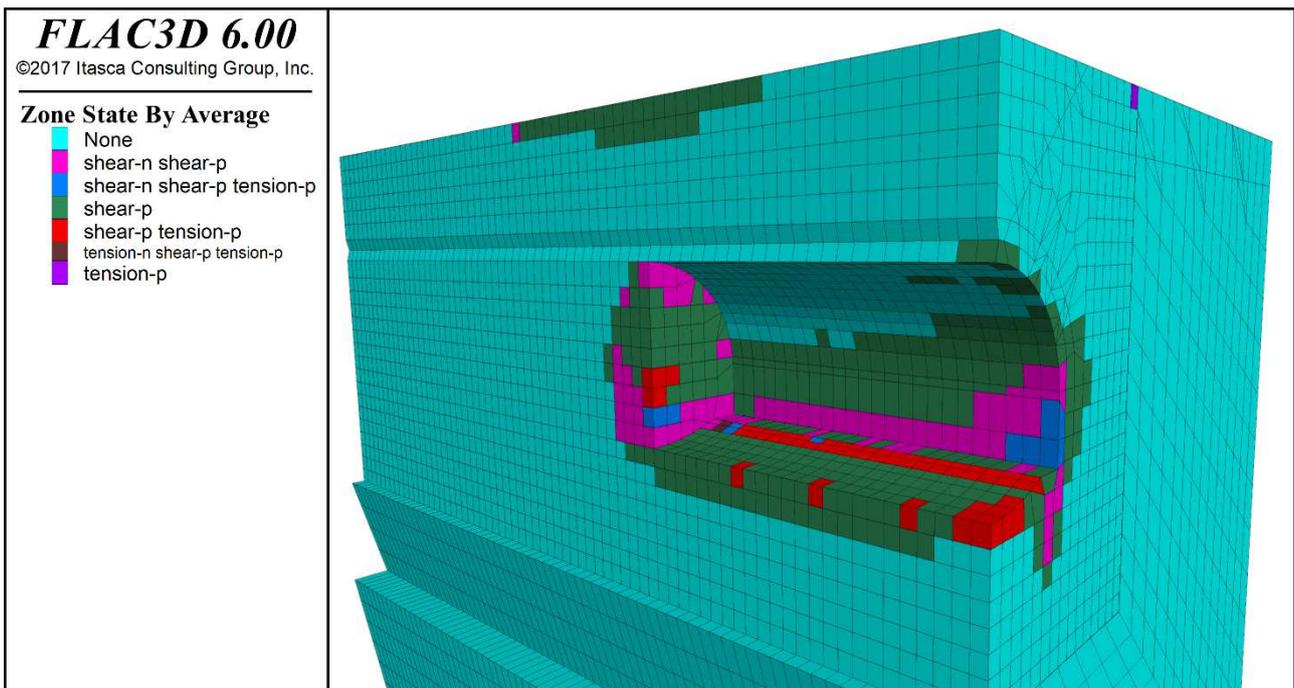


Figura 57 – Vista isotropica dello stato di plasticizzazione nel terreno; fronte di scavo a 21 m – Sezione tipo 1 (cana est)

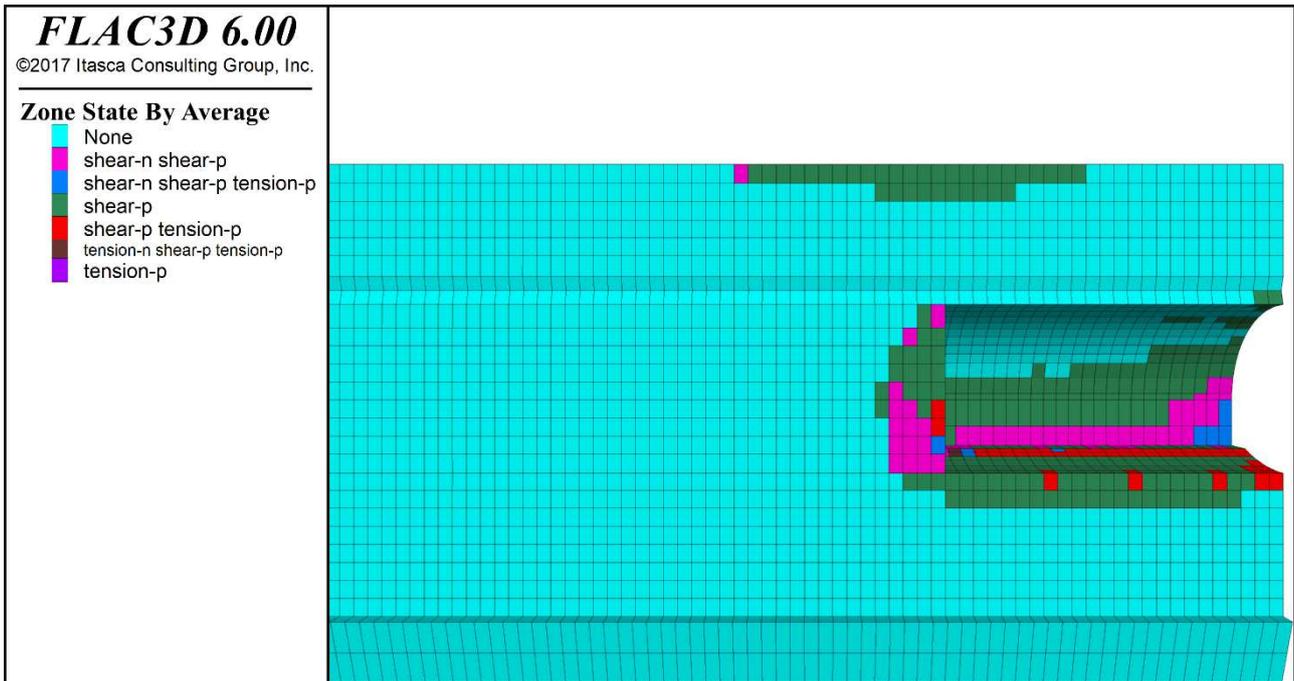


Figura 58 – Vista in profilo dello stato di plasticizzazione nel terreno; fronte di scavo a 21 m – Sezione tipo 1 (canna est)

7.1.4.2 STEP 02_4 – fronte di scavo a 23 m

Nel seguito si riportano i risultati dell'analisi nel momento in cui il fronte di scavo della sezione tipo 1 (canna est) raggiunge 23 m, ovvero allo step che precede l'installazione dell'arco rovescio in corrispondenza della sezione di studio (19 m – 20 m).

In particolare, si forniscono i risultati in termini di sollecitazioni nel rivestimento di prima fase.

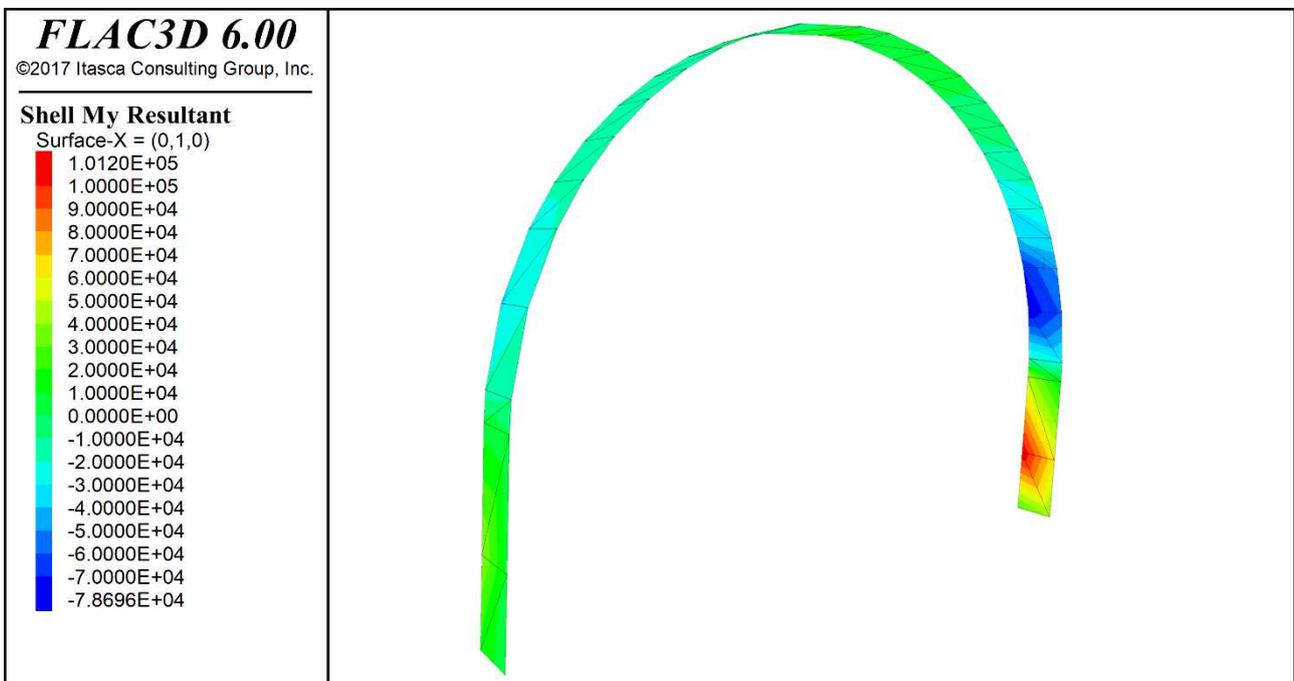


Figura 59 – Momento flettente nel rivestimento di prima fase calcolato alla sezione di studio (19m – 20m); fronte di scavo a 23 m – Sezione tipo 1 (canna est)

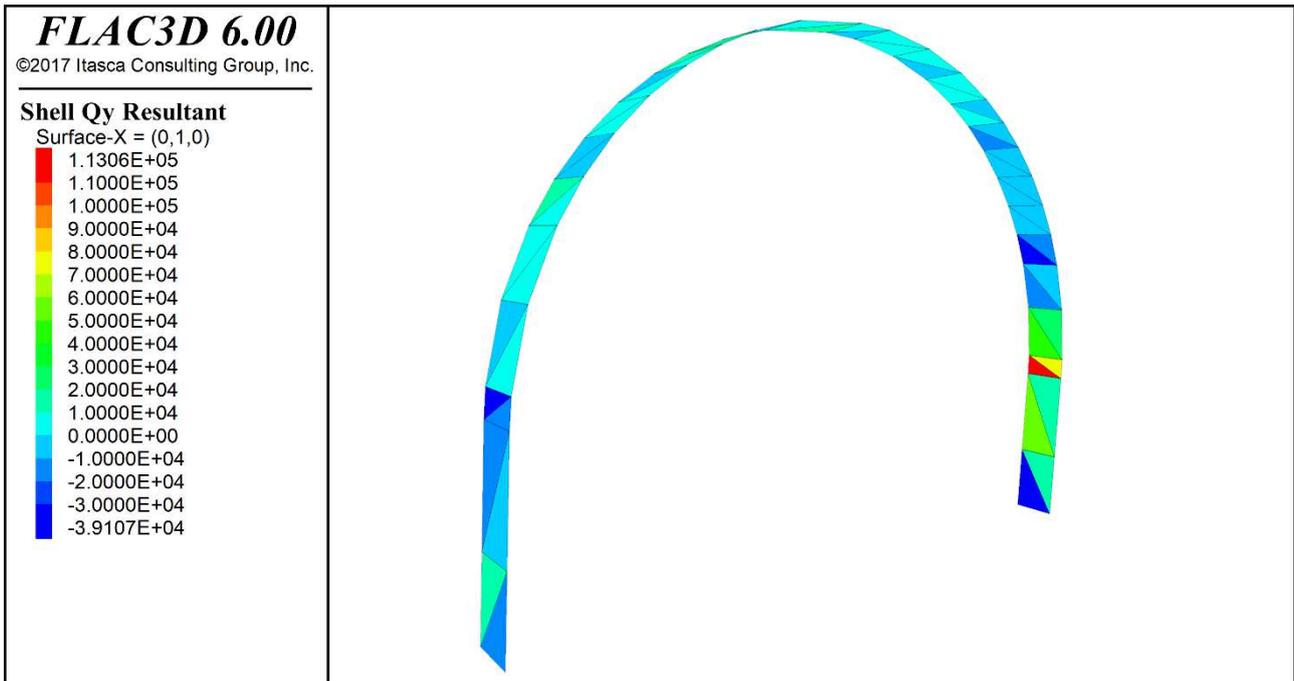


Figura 60 – Azione tagliante nel rivestimento di prima fase calcolata alla sezione di studio (19m – 20m); fronte di scavo a 23 m – Sezione tipo 1 (canna est)



Figura 61 – Azione assiale nel rivestimento di prima fase calcolata alla sezione di studio (19m – 20m); fronte di scavo a 23 m – Sezione tipo 1 (canna est)

7.1.4.3 STEP 02_6 – fronte di scavo a 48 m

Nel seguito si riportano i risultati dell'analisi, in corrispondenza della sezione di studio (19 m – 20 m), nel momento in cui il fronte di scavo della sezione tipo 1 (canna est) raggiunge 48 m. In particolare, si forniscono i risultati relativi agli spostamenti verticali del terreno, alle plasticizzazioni e alle sollecitazioni nel rivestimento di prima fase e nell'arco rovescio.

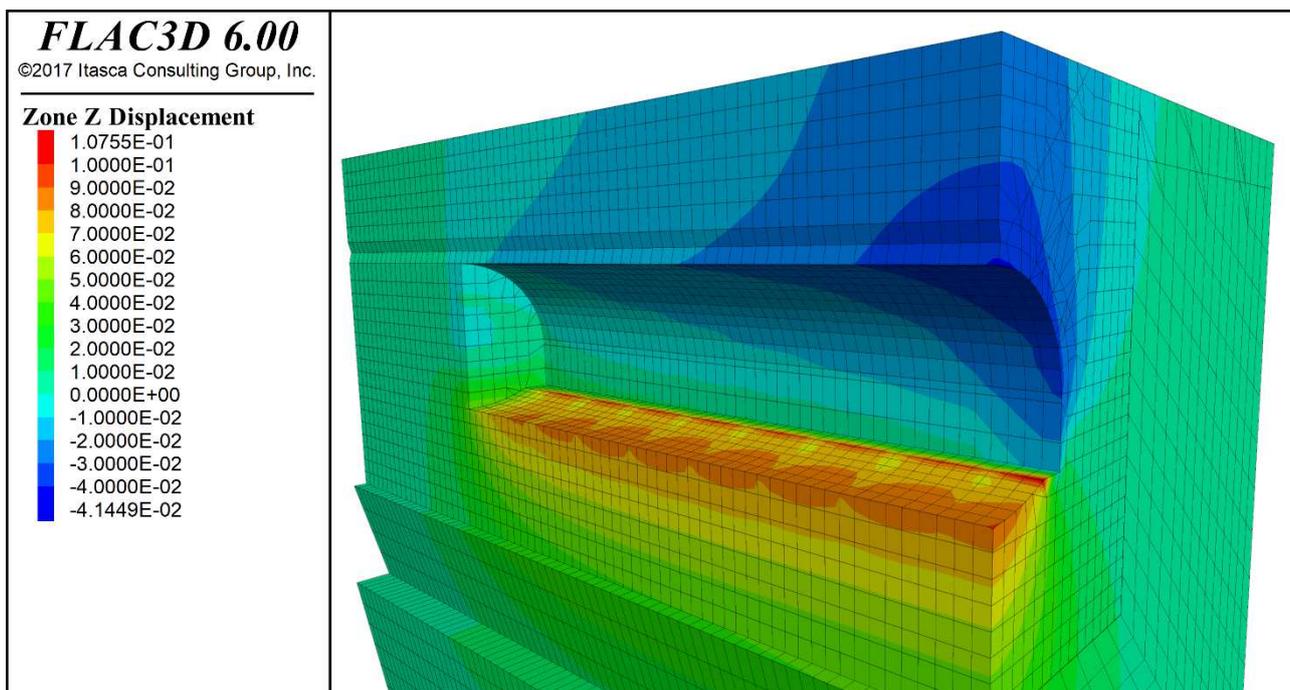


Figura 62 – Vista isotropica dello spostamento verticale del terreno; fronte di scavo a 48 m – Sezione tipo 1 (cana est)

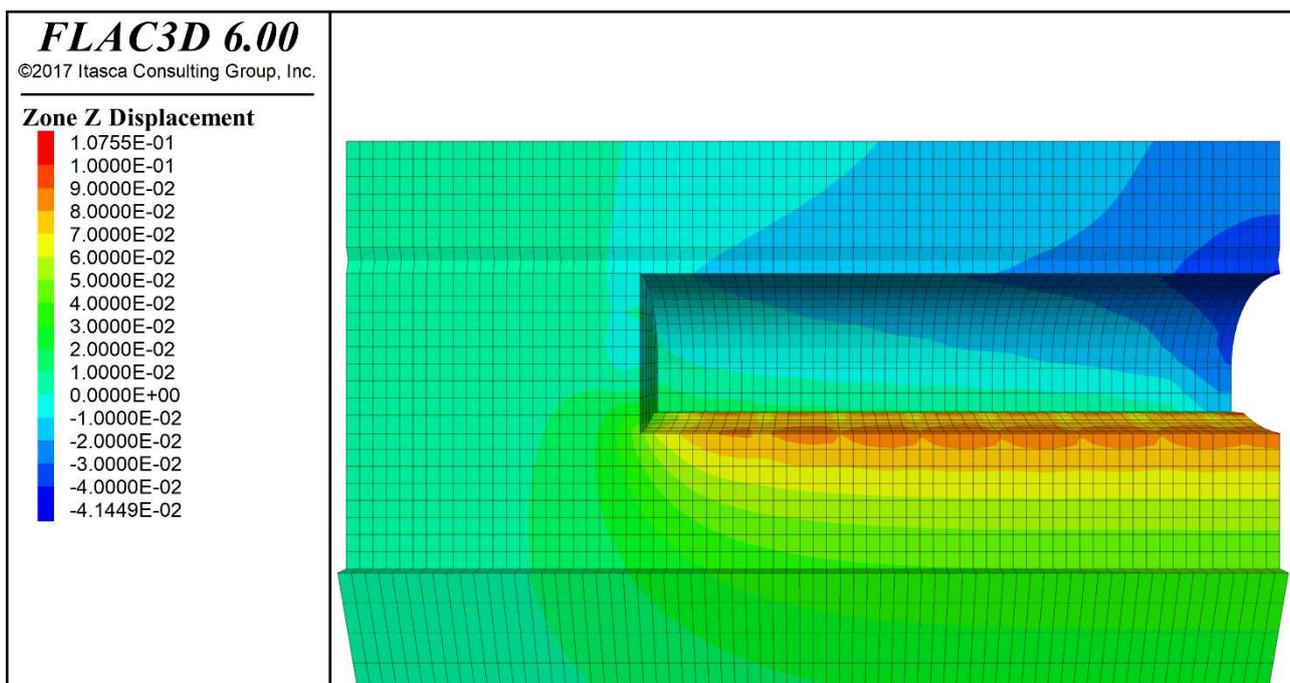


Figura 63 – Vista in profilo dello spostamento verticale del terreno; fronte di scavo a 48 m – Sezione tipo 1 (cana est)

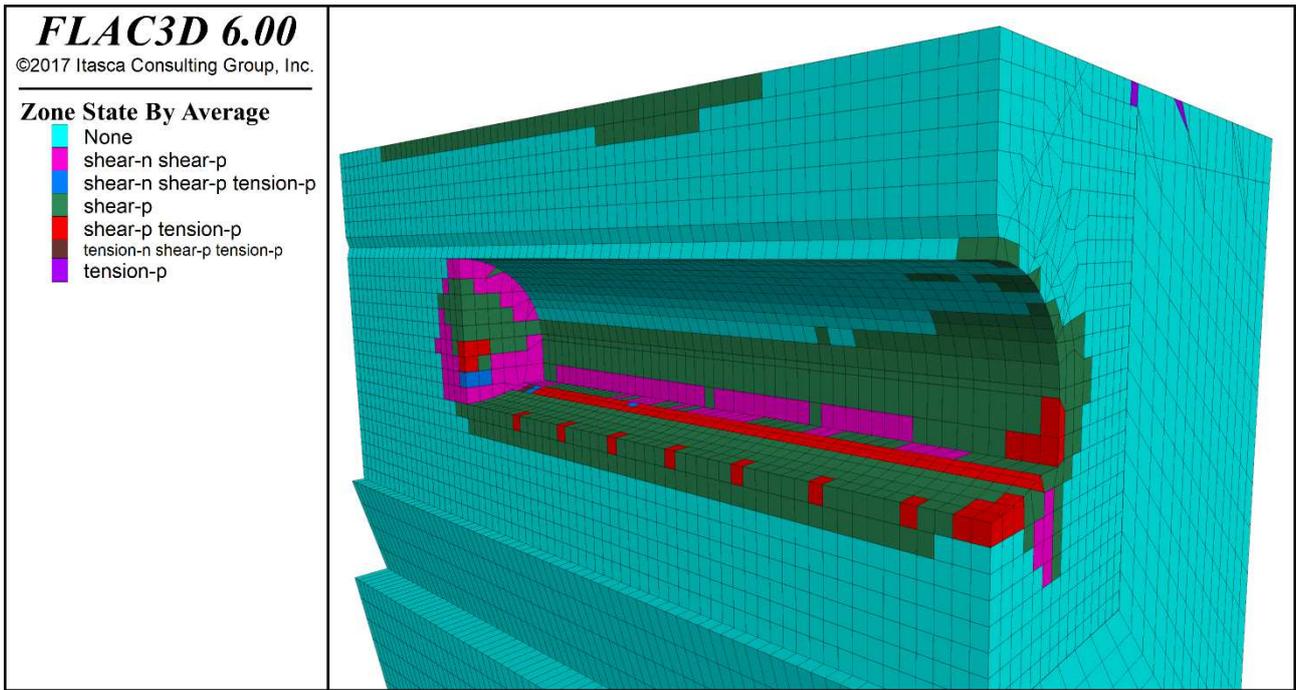


Figura 64 – Vista isotropica dello stato di plasticizzazione nel terreno; fronte di scavo a 48 m – Sezione tipo 1 (canna est)

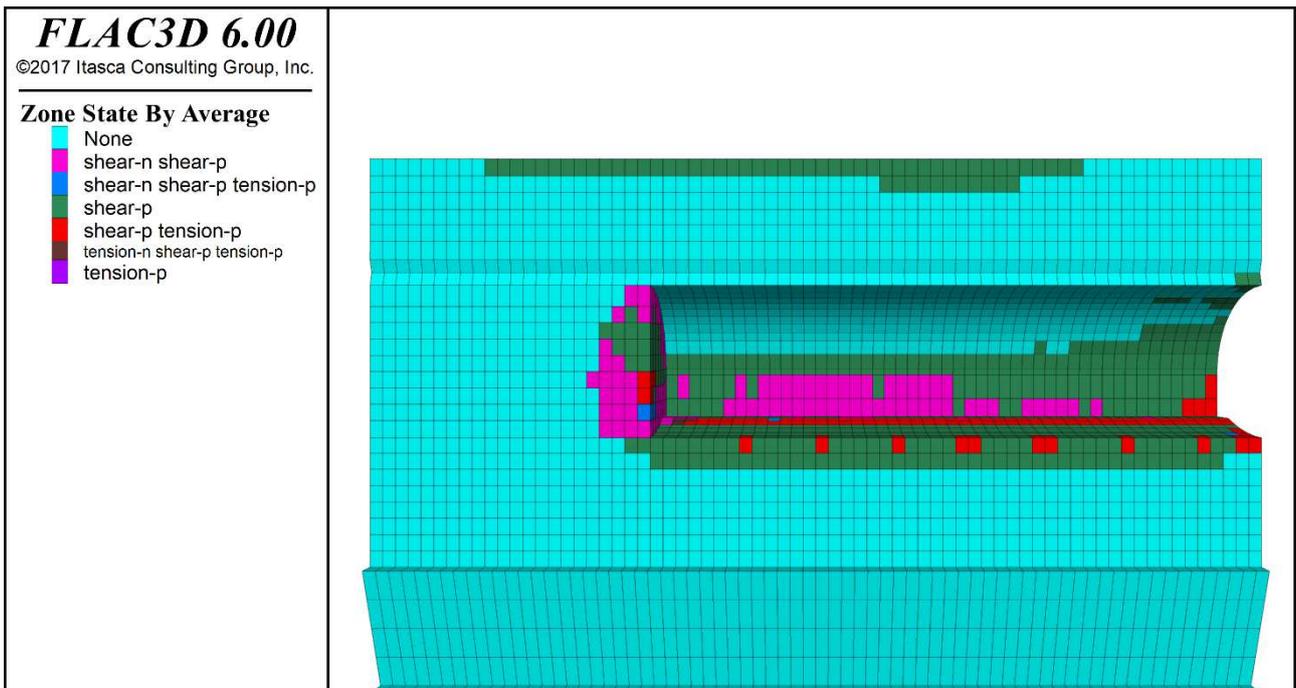


Figura 65 – Vista in profilo dello stato di plasticizzazione nel terreno; fronte di scavo a 48 m – Sezione tipo 1 (canna est)

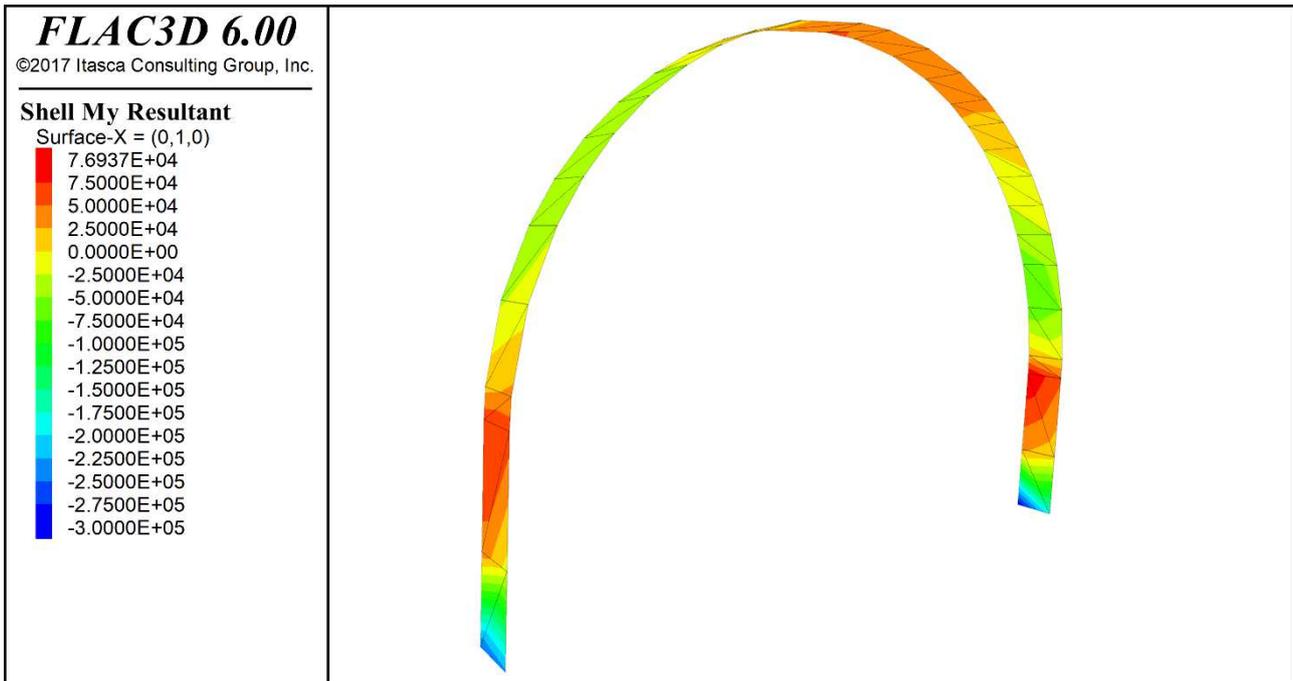


Figura 66 – Momento flettente nel rivestimento di prima fase calcolato alla sezione di studio (19m – 20m); fronte di scavo a 48 m – Sezione tipo 1 (canna est)



Figura 67 – Azione tagliante nel rivestimento di prima fase calcolata alla sezione di studio (19m – 20m); fronte di scavo a 48 m – Sezione tipo 1 (canna est)

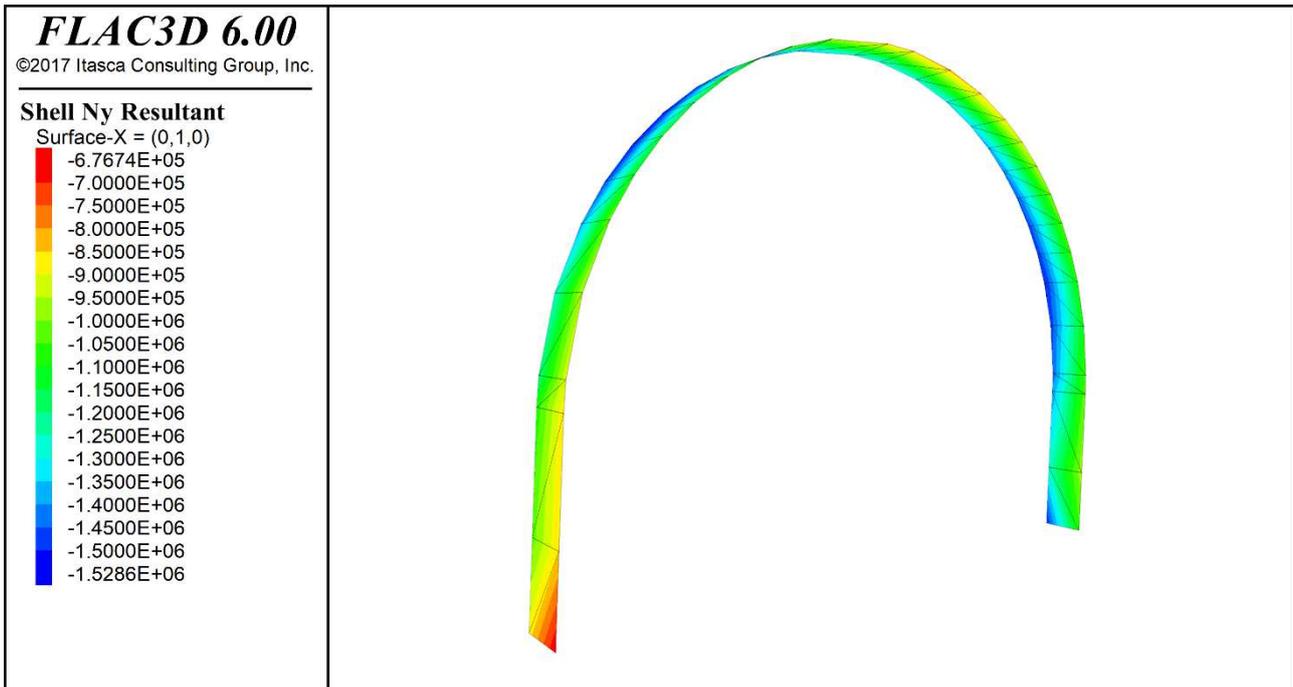


Figura 68 – Azione assiale nel rivestimento di prima fase calcolata alla sezione di studio (19m – 20m); fronte di scavo a 48 m – Sezione tipo 1 (canna est)

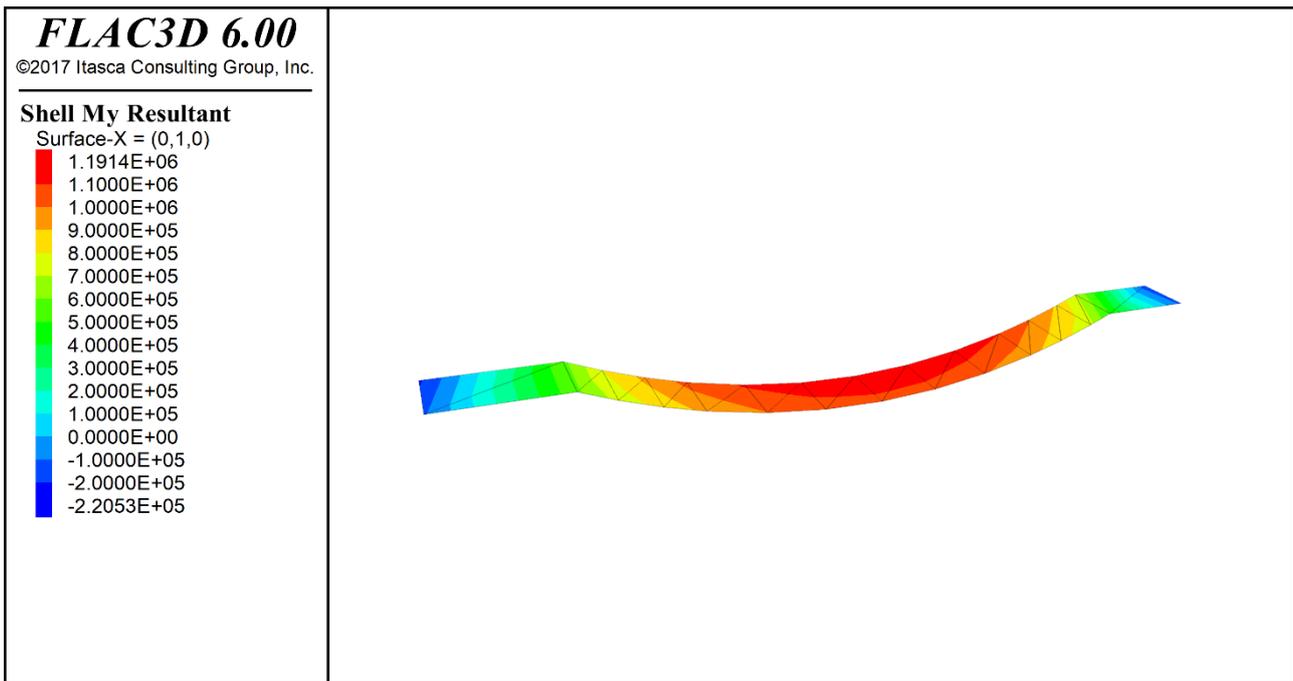


Figura 69 – Momento flettente nell'arco rovescio calcolato alla sezione di studio (19m – 20m); fronte di scavo a 48 m – Sezione tipo 1 (canna est)

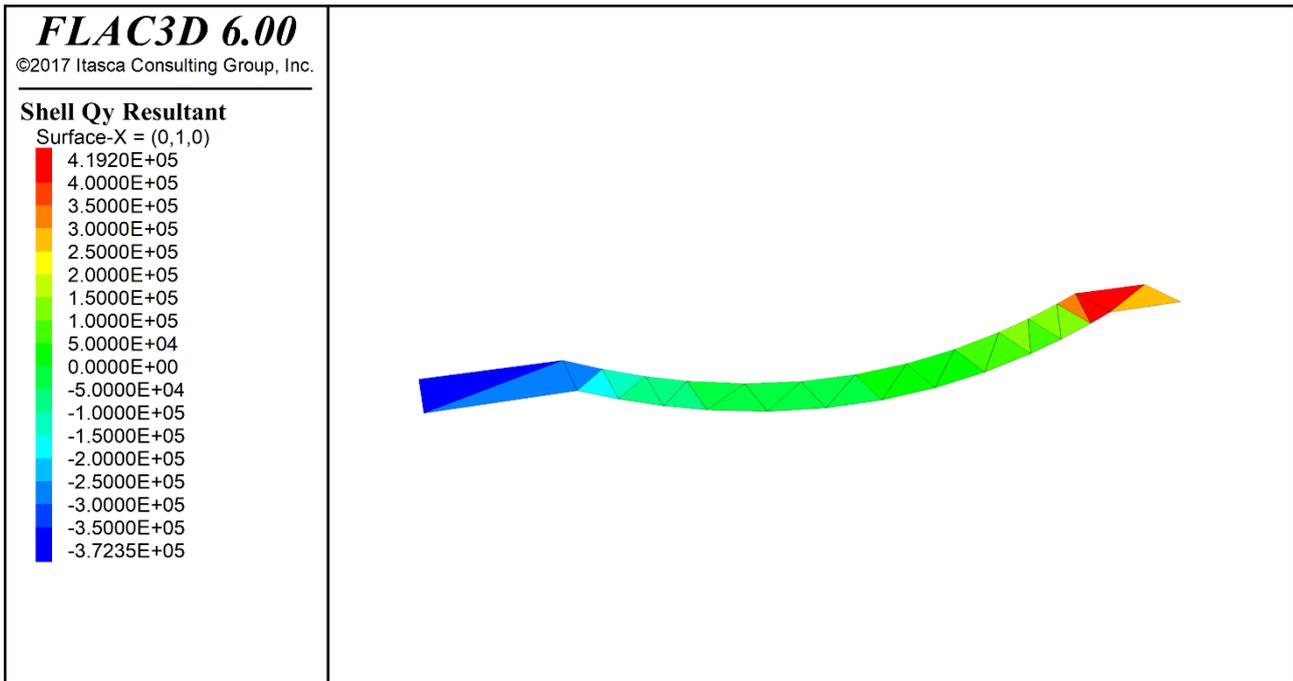


Figura 70 –Azione tagliante nell’arco rovescio calcolata alla sezione di studio (19m – 20m); fronte di scavo a 48 m – Sezione tipo 1 (canna est)

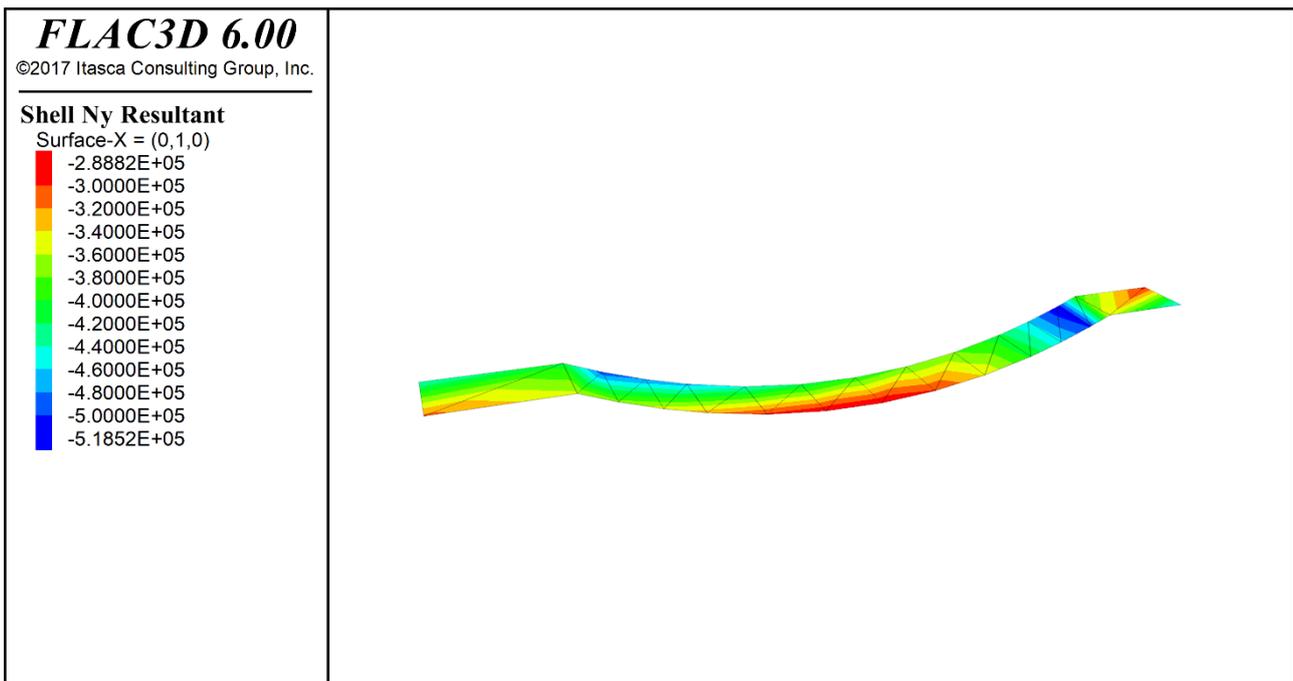


Figura 71 –Azione assiale nell’arco rovescio calcolata alla sezione di studio (19m – 20m); fronte di scavo a 48 m – Sezione tipo 1 (canna est)

7.1.5 Fase di scavo canna ovest - Sezione Tipo 2

Nel presente paragrafo sono riportati i risultati relativi, con riferimento a quanto descritto al paragrafo 6.1.3.2, allo STEP di calcolo 04 dell’analisi 3D.

Si specifica che tutti i risultati di seguito mostrati fanno riferimento al tratto di scavo compreso fra 19 m e 20 m a partire dall’inizio del modello.

Tale sezione di studio, come mostrato dalla Figura 72, è sufficientemente lontana dai lati del modello; in questo modo i risultati non risentono dell’influenza dagli effetti di bordo.

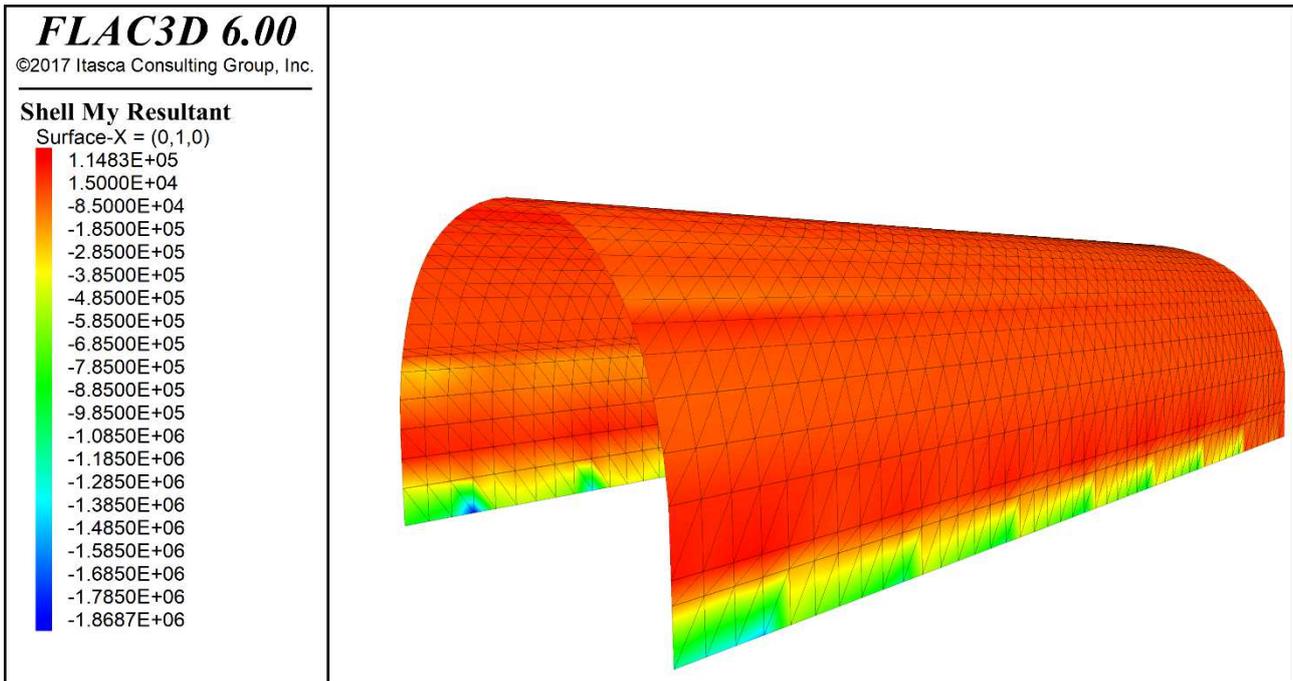


Figura 72 – Andamento del momento flettente nel rivestimento di prima fase su una lunghezza di scavo compresa fra 0 m e 48 m – Sezione tipo 2 (canna ovest)

Dalla Figura 72 è possibile osservare che l'andamento del momento flettente nel rivestimento di prima fase si ripete ciclicamente ogni campo di scavo (di lunghezza 6 m) e che i risultati alla sezione di studio, compresa fra 19 m e 20 m, non risentono degli effetti di bordo del modello.

7.1.5.1 STEP 04_4 – fronte di scavo a 21 m

Nel seguito si riportano i risultati dell'analisi nel momento in cui il fronte di scavo della sezione tipo 2 (canna ovest) raggiunge 21 m in termini di spostamento verticale del terreno e plasticizzazioni.

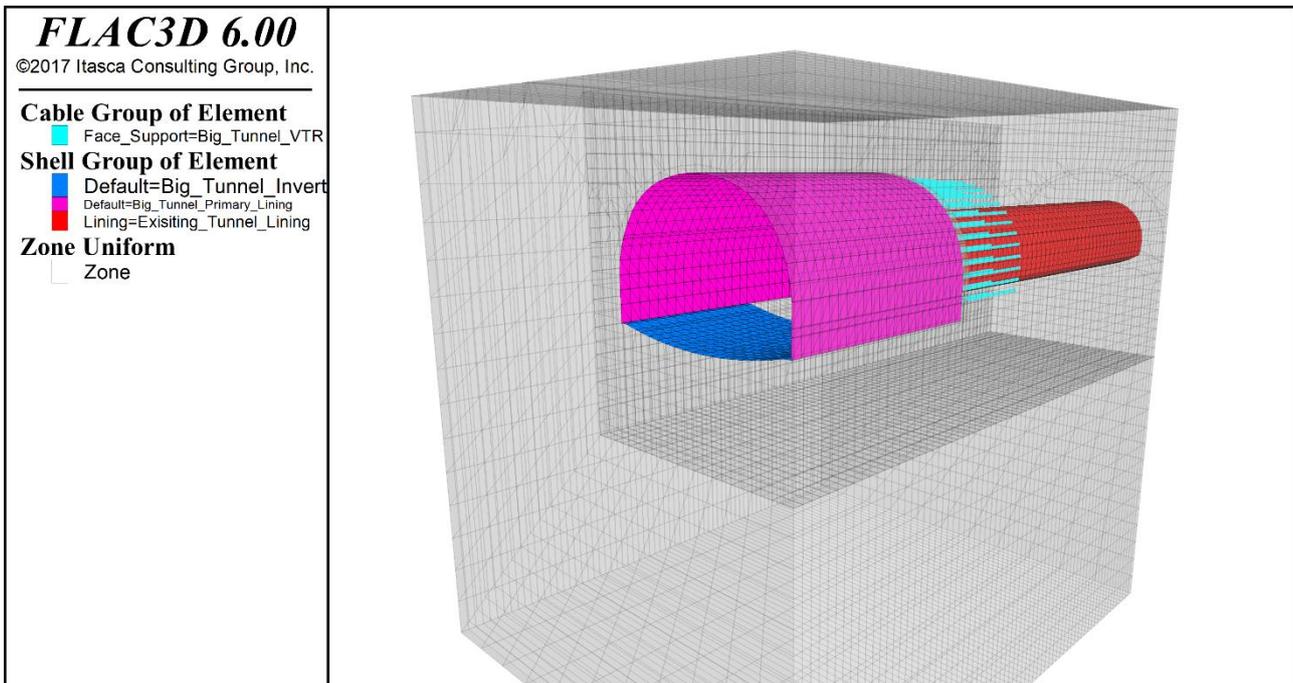


Figura 73 – Vista isotropica del modello 3D; fronte di scavo a 21 m – Sezione tipo 2 (canna ovest)

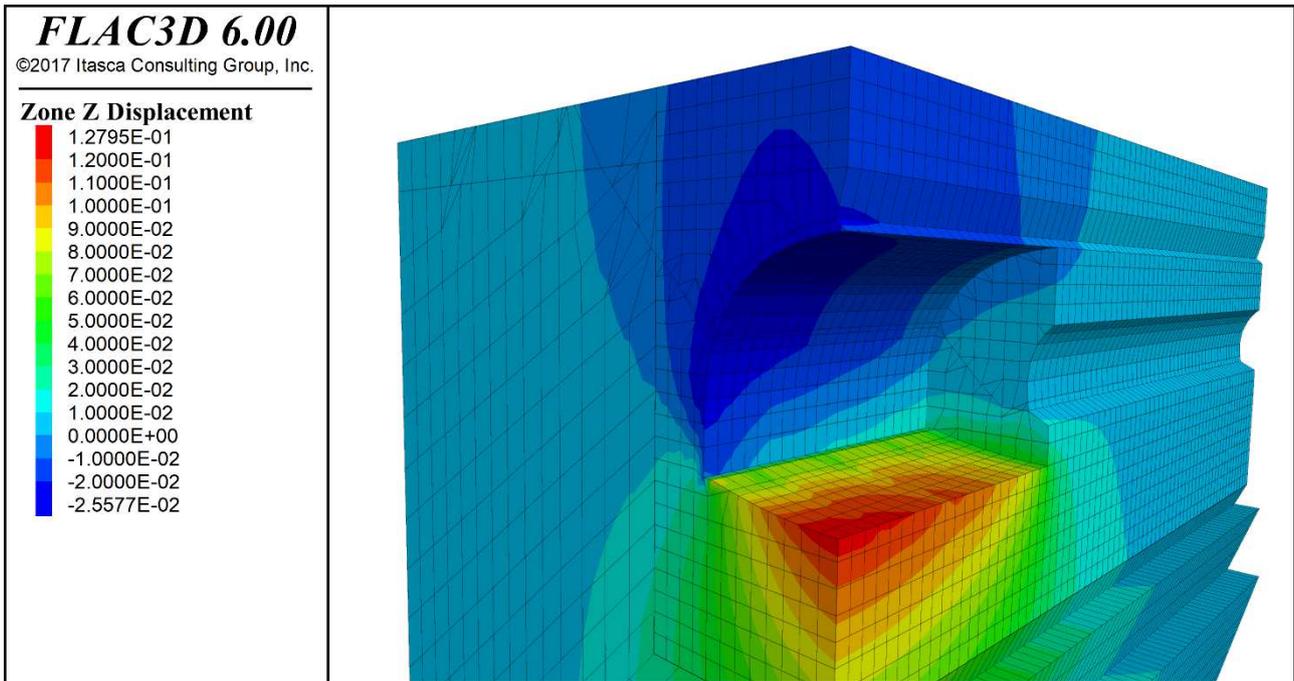


Figura 74 – Vista isotropica dello spostamento verticale del terreno; fronte di scavo a 21 m – Sezione tipo 2 (canna ovest)

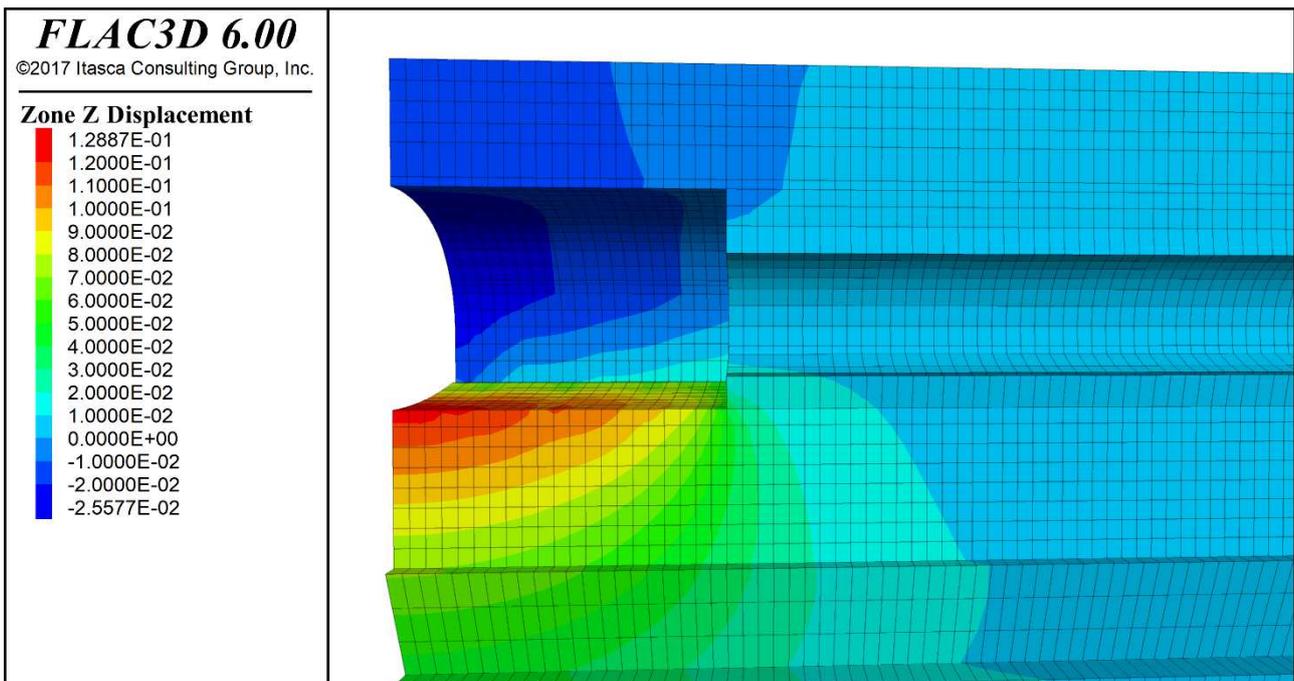


Figura 75 – Vista in profilo dello spostamento verticale del terreno; fronte di scavo a 21 m – Sezione tipo 2 (canna ovest)

7.1.5.2 STEP 04_4 – fronte di scavo a 23 m

Nel seguito si riportano i risultati dell'analisi nel momento in cui il fronte di scavo della sezione tipo 2 (canna ovest) raggiunge 23 m, ovvero allo step che precede l'installazione dell'arco rovescio in corrispondenza della sezione di studio (19 m – 20 m).

In particolare, si forniscono i risultati in termini di sollecitazioni nel rivestimento di prima fase.

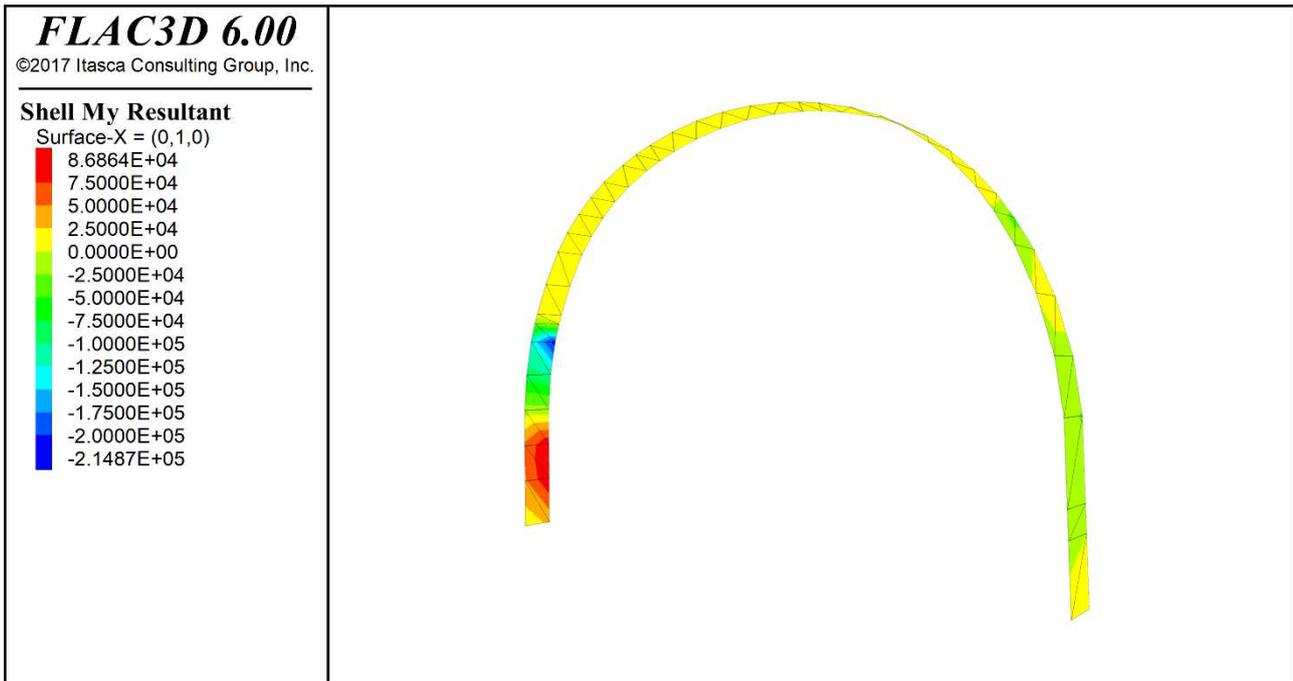


Figura 76 – Momento flettente nel rivestimento di prima fase calcolato alla sezione di studio (19m – 20m); fronte di scavo a 23 m – Sezione tipo 2 (canna ovest)

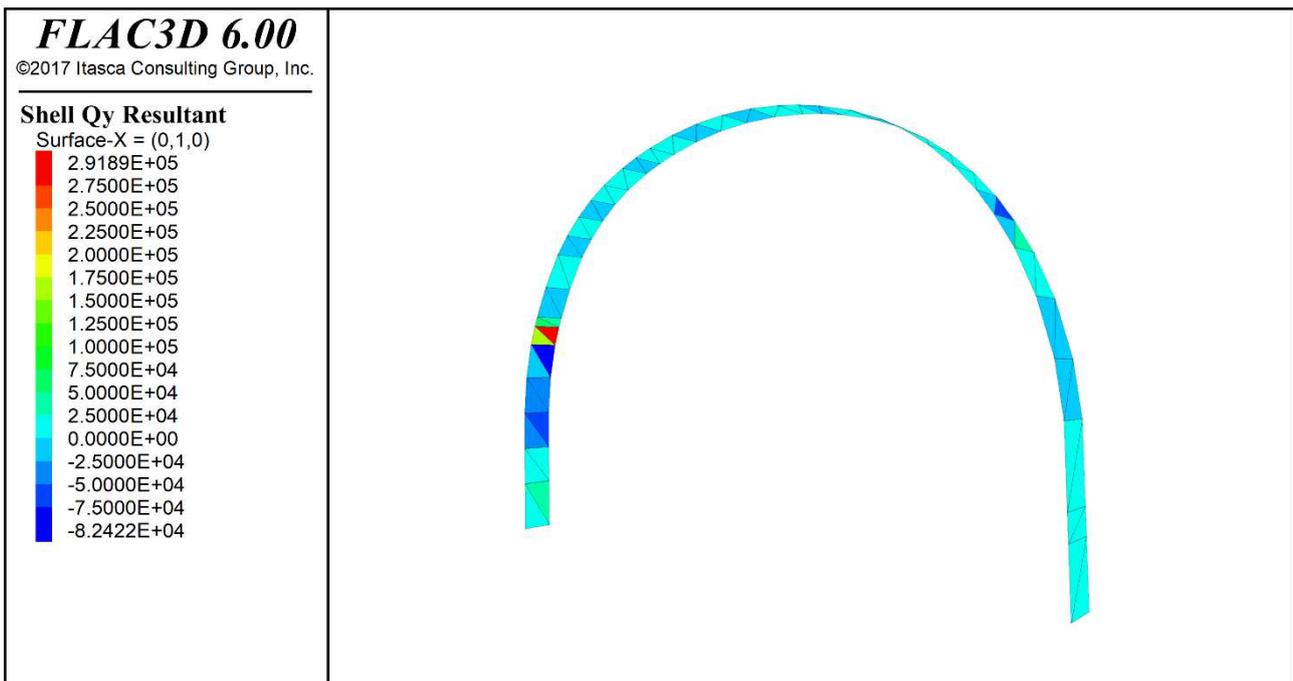


Figura 77 – Azione tagliante nel rivestimento di prima fase calcolata alla sezione di studio (19m – 20m); fronte di scavo a 23 m – Sezione tipo 2 (canna ovest)

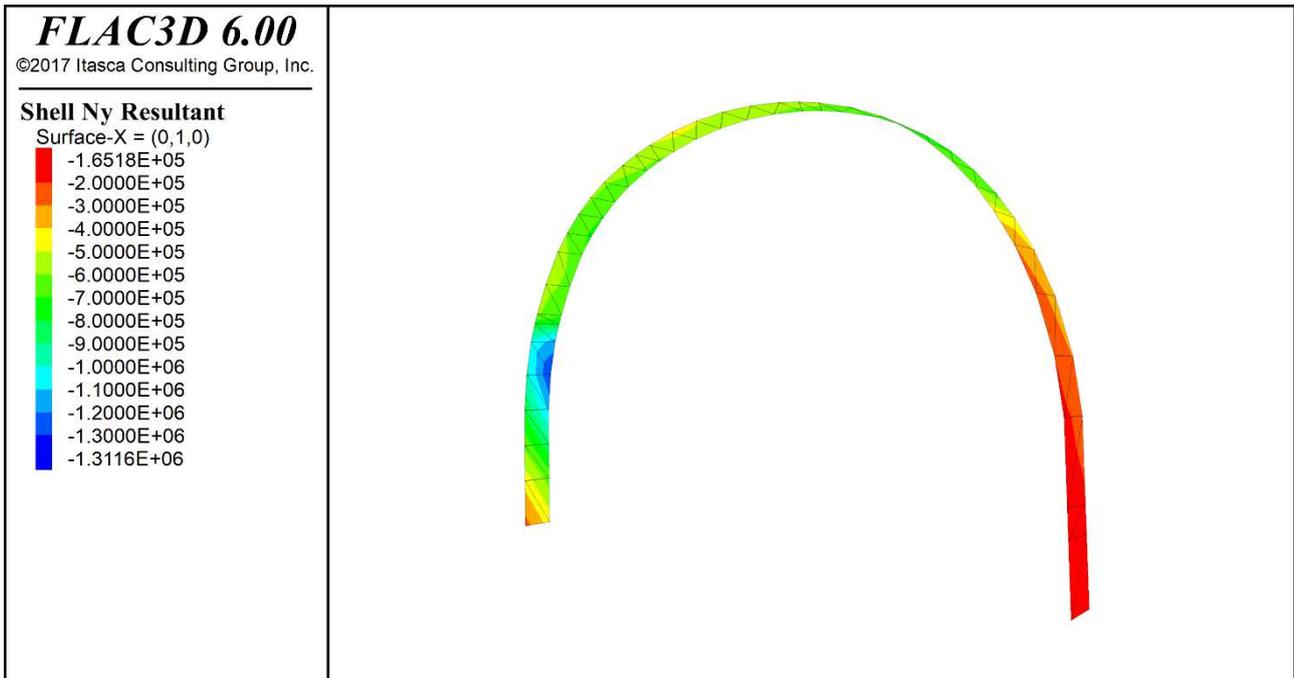


Figura 78 – Azione assiale nel rivestimento di prima fase calcolata alla sezione di studio (19m – 20m); fronte di scavo a 23 m – Sezione tipo 2 (canna ovest)

7.1.5.3 STEP 04_6 – fronte di scavo a 48 m

Nel seguito si riportano i risultati dell’analisi, in corrispondenza della sezione di studio (19 m – 20 m), nel momento in cui il fronte di scavo della sezione tipo 2 (canna ovest) raggiunge 48 m. In particolare, si forniscono i risultati relativi agli spostamenti verticali del terreno, alle plasticizzazioni e alle sollecitazioni nel rivestimento di prima fase e nell’arco rovescio.

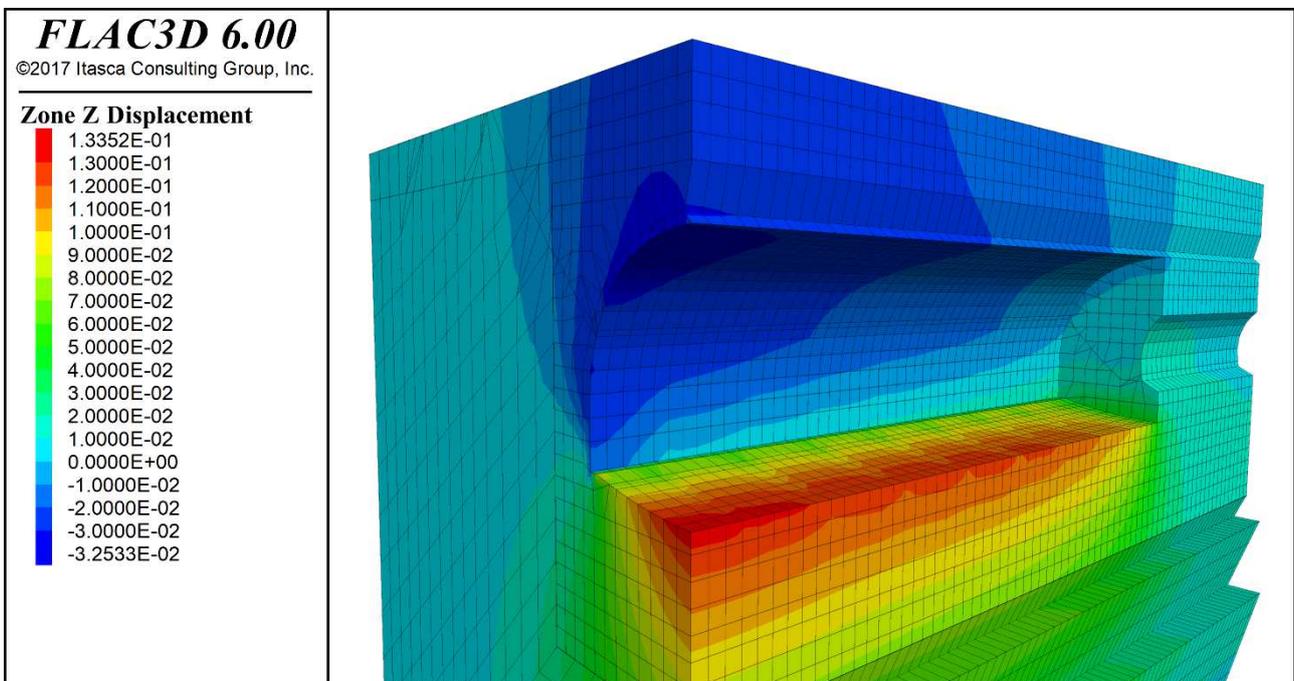


Figura 79 – Vista isotropica dello spostamento verticale del terreno; fronte di scavo a 48 m – Sezione tipo 2 (canna ovest)

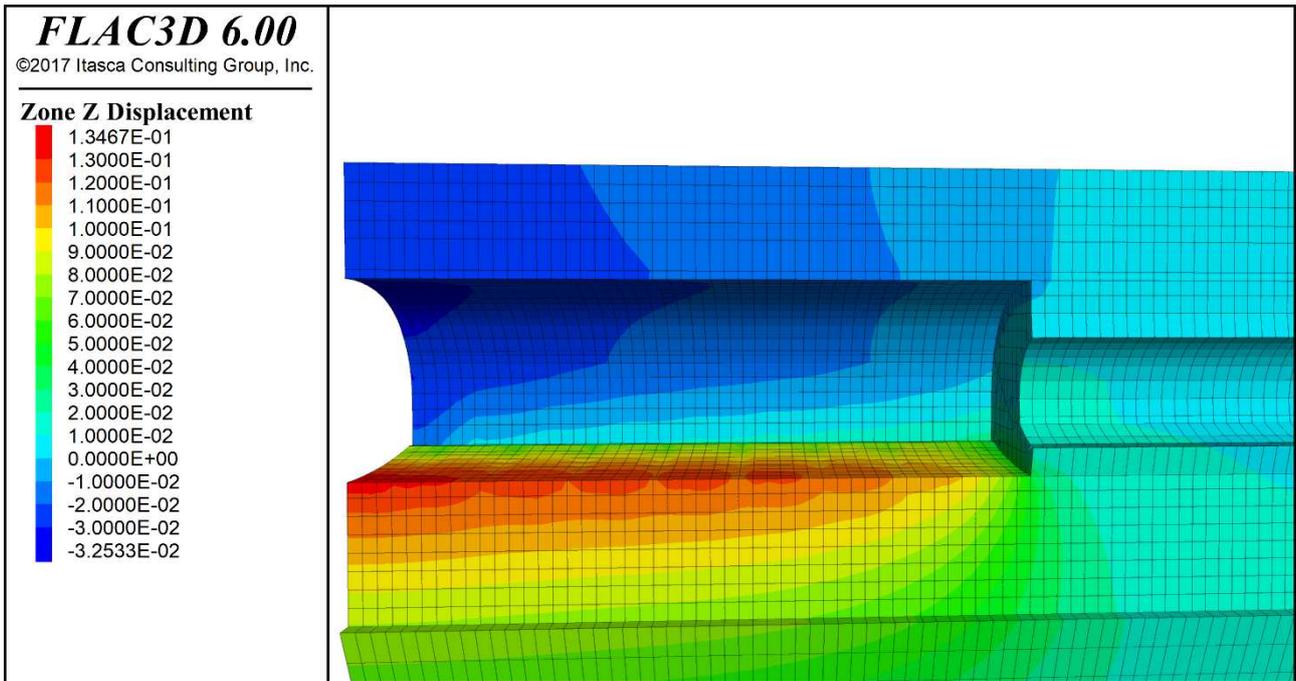


Figura 80 – Vista in profilo dello spostamento verticale del terreno; fronte di scavo a 48 m – Sezione tipo 2 (canna ovest)

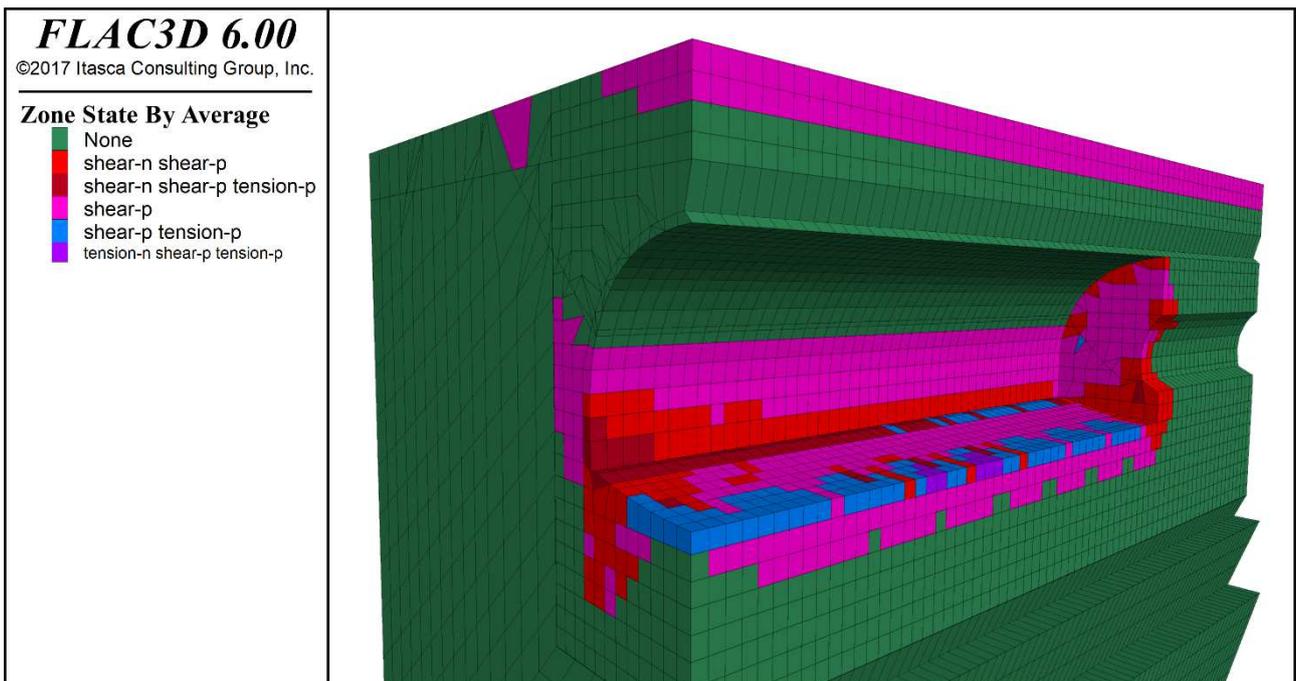


Figura 81 – Vista isotropica dello stato di plasticizzazione nel terreno; fronte di scavo a 48 m – Sezione tipo 2 (canna ovest)

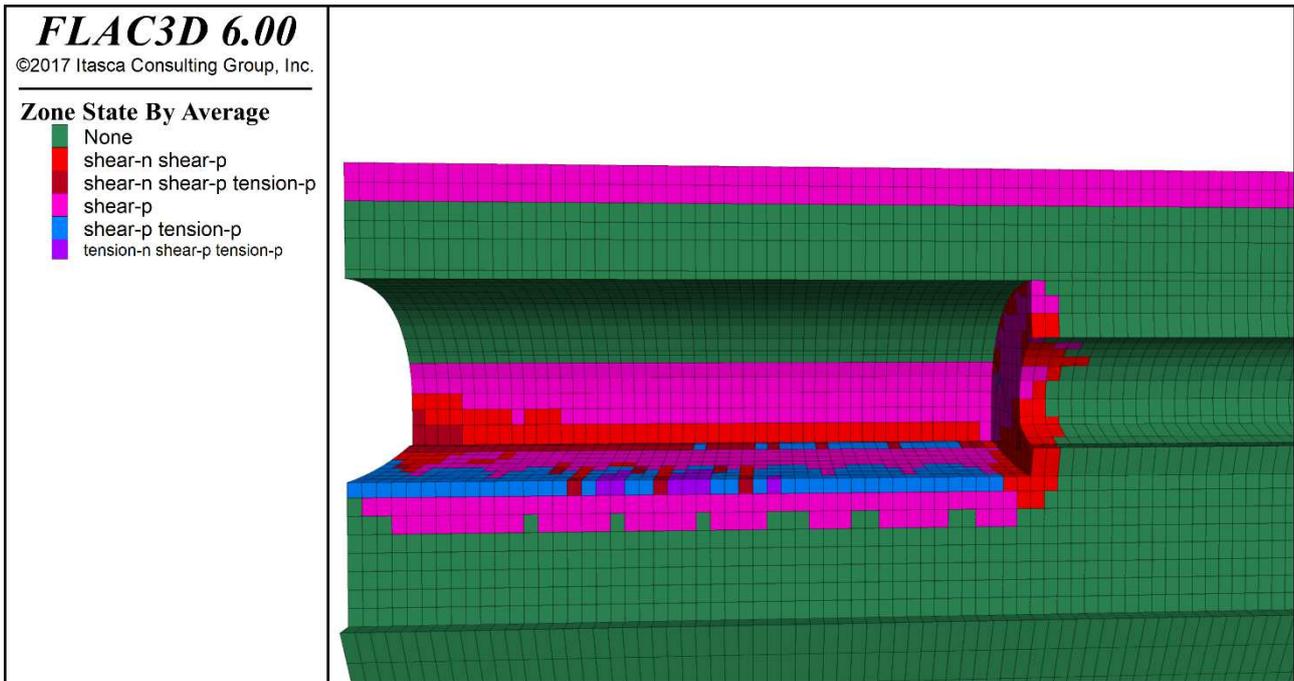


Figura 82 – Vista in profilo dello stato di plasticizzazione nel terreno; fronte di scavo a 48 m – Sezione tipo 2 (canna ovest)

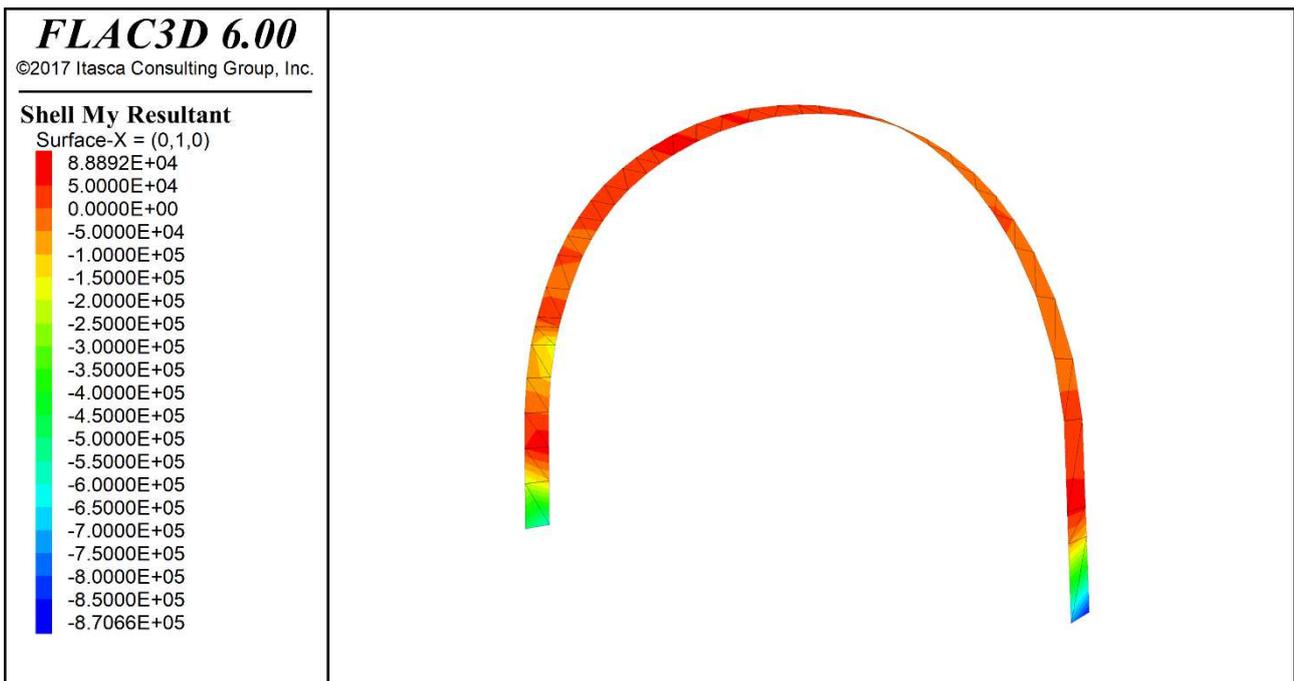


Figura 83 – Momento flettente nel rivestimento di prima fase calcolato alla sezione di studio (19m – 20m); fronte di scavo a 48 m – Sezione tipo 2 (canna ovest)

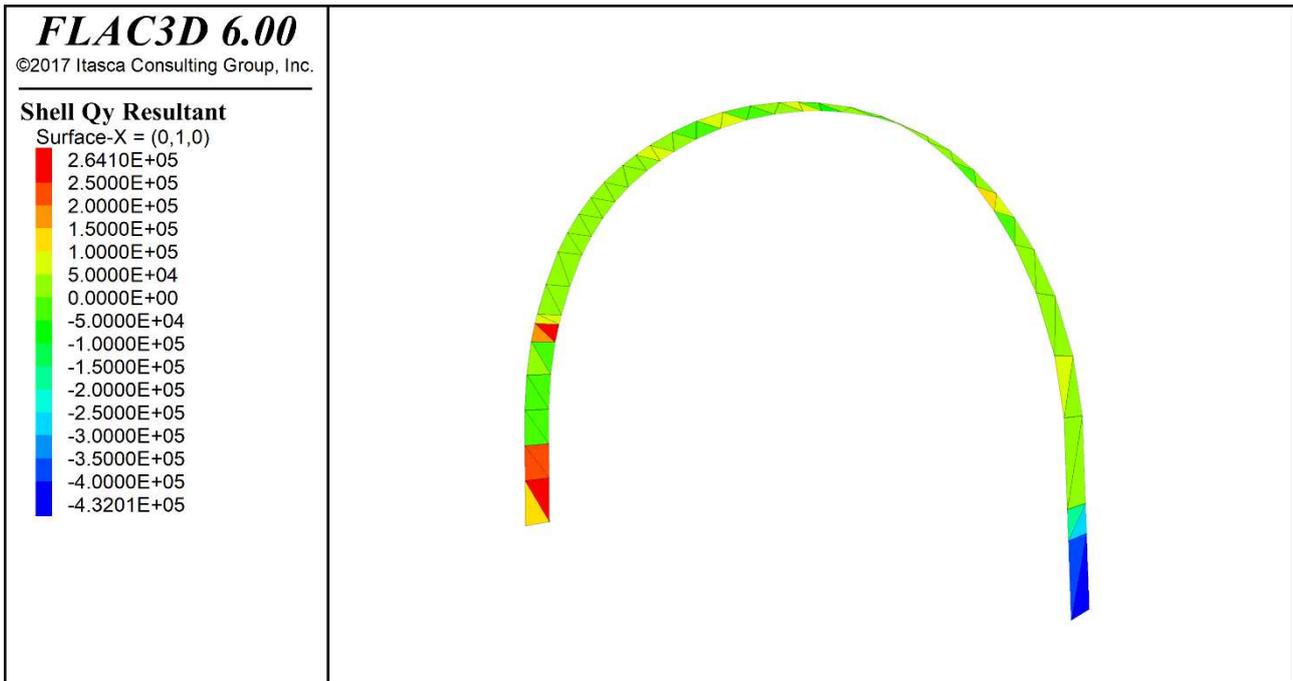


Figura 84 –Azione tagliante nel rivestimento di prima fase calcolata alla sezione di studio (19m – 20m); fronte di scavo a 48 m – Sezione tipo 2 (canna ovest)

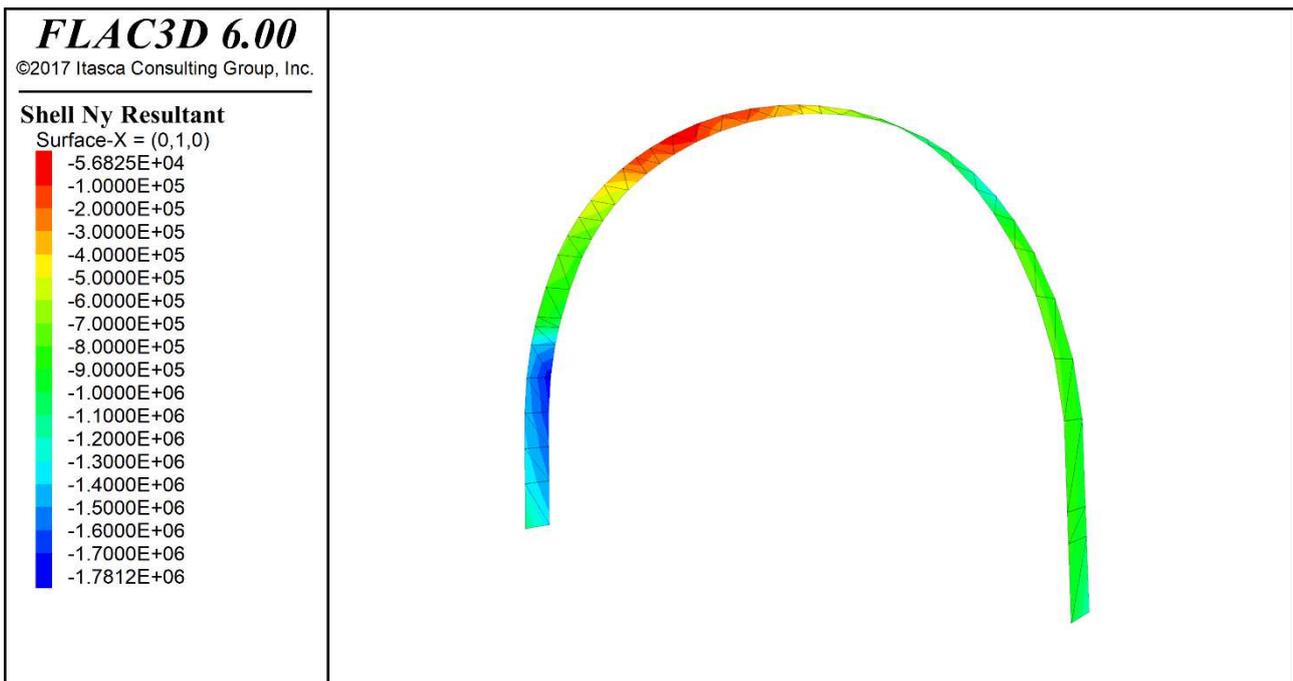


Figura 85 –Azione assiale nel rivestimento di prima fase calcolata alla sezione di studio (19m – 20m); fronte di scavo a 48 m – Sezione tipo 2 (canna ovest)

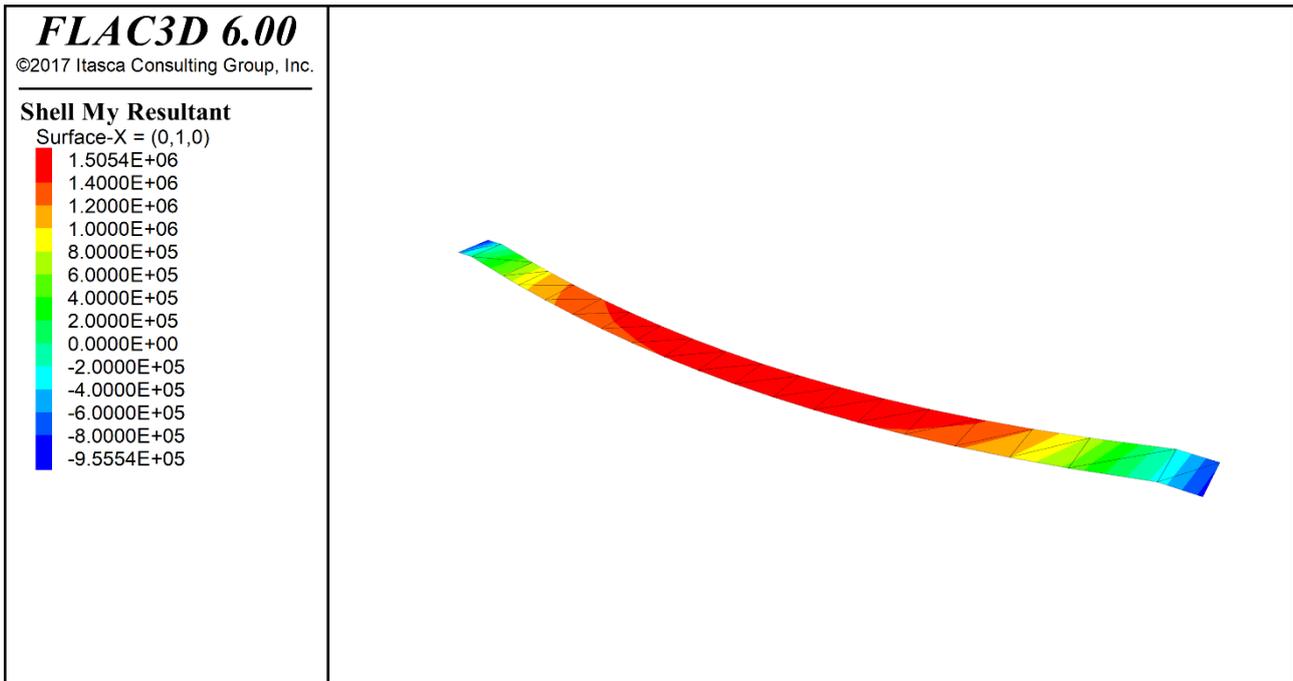


Figura 86 – Momento flettente nell'arco rovescio calcolato alla sezione di studio (19m – 20m); fronte di scavo a 48 m – Sezione tipo 2 (canna ovest)

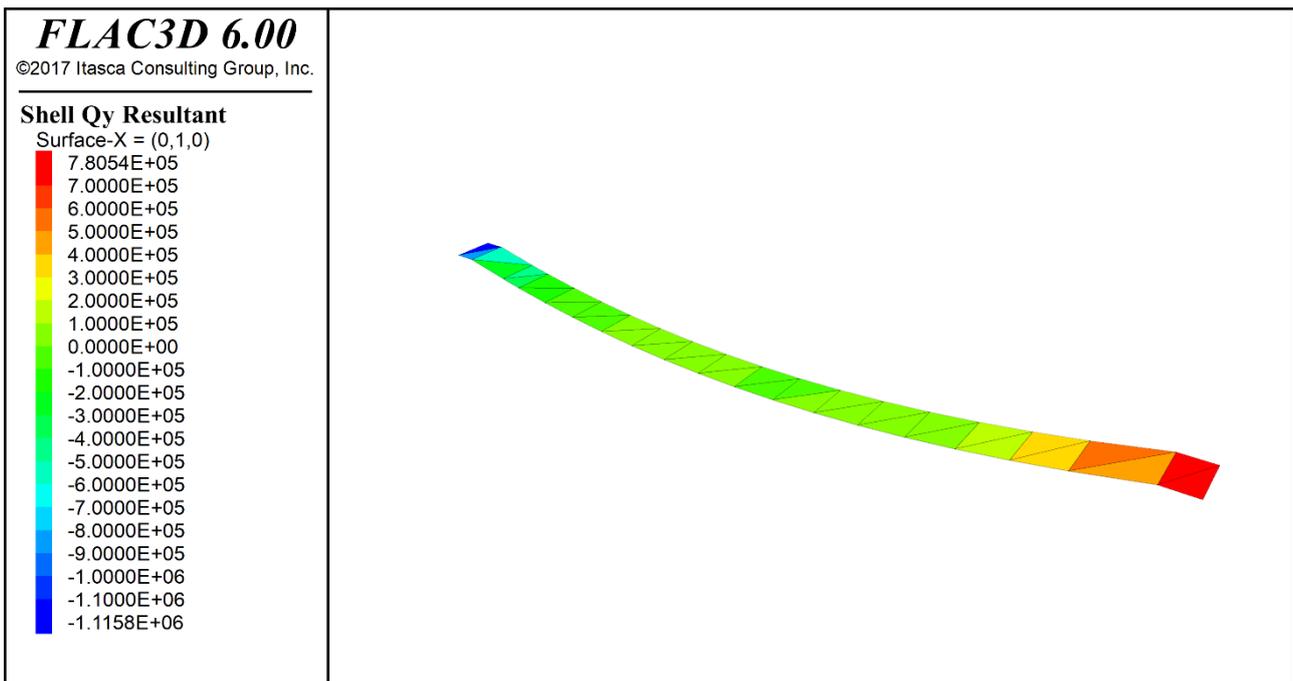


Figura 87 – Azione tagliante nell'arco rovescio calcolata alla sezione di studio (19m – 20m); fronte di scavo a 48 m – Sezione tipo 2 (canna ovest)

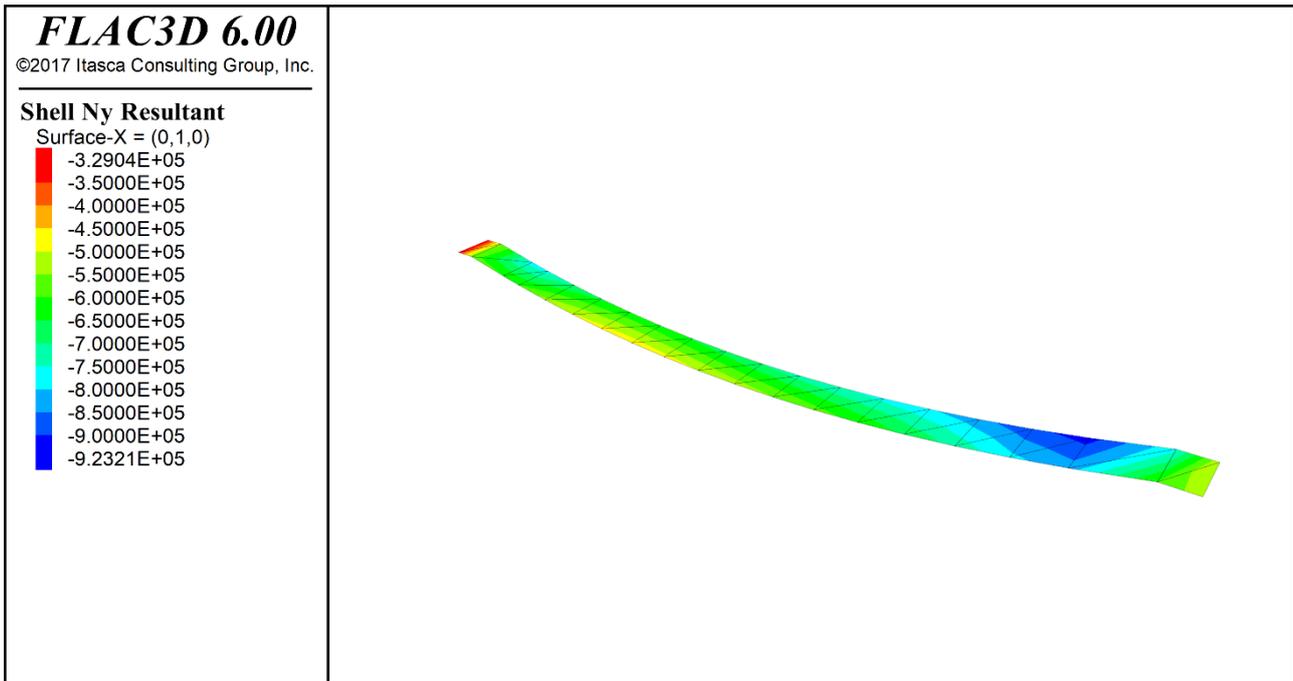


Figura 88 – Azione assiale nell’arco rovescio calcolata alla sezione di studio (19m – 20m); fronte di scavo a 48 m – Sezione tipo 2 (canna ovest)

7.1.6 Fase definitiva – cedimenti del terreno

L’analisi numerica tridimensionale è stata utilizzata anche per la determinazione dei cedimenti del terreno in fase definitiva ovvero dopo la completa realizzazione delle due canne della galleria San Lazzerò.

Si riporta in Figura 89 lo spostamento verticale del terreno in prossimità della galleria nella configurazione definitiva.

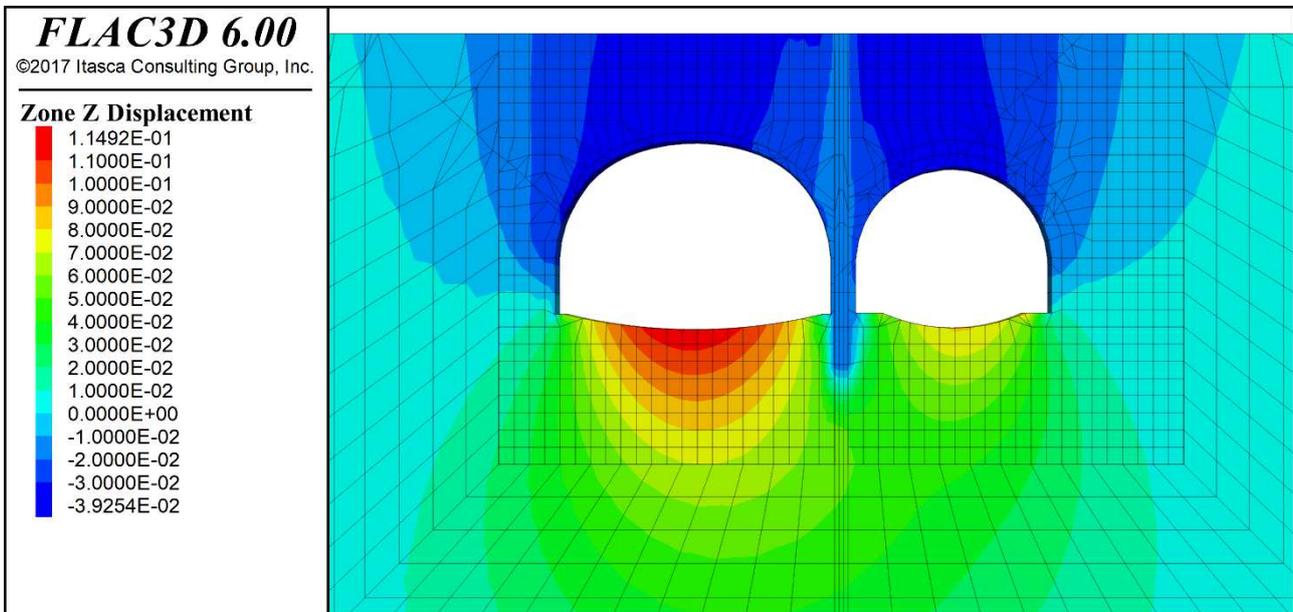


Figura 89 – Spostamento verticale del terreno nella zona in prossimità delle due canne nella configurazione definitiva

Dall’osservazione di Figura 89 si evince che lo spostamento in superficie in corrispondenza delle due canne nella configurazione definitiva risulta compreso fra 3 e 4 cm.

Relativamente all’influenza che tali cedimenti possono comportare sulle interferenze presenti in
 Relazione tecnica e di calcolo galleria naturale 72

superficie (edifici e S.S. Cassia) si riportano le seguenti considerazioni.

Per quanto riguarda gli edifici, la loro distanza dall'asse dello scavo è tale da mantenere il cedimento dell'edificio stesso al di sotto dei limiti accettabili.

Per quanto riguarda i cedimenti attesi sulla S.S.Cassia, il progettista ritiene accettabile il valore massimo di 4 cm (calcolato cautelativamente considerando una carico stradale distribuito uniformemente su tutto il modello e non solo in corrispondenza dell'effettiva sagoma stradale) in quanto risulta inferiore al cedimento limite di 5 cm prescritto dal capitolato ANAS nel caso di cedimenti a lungo termine.

Inoltre, tale cedimento, poiché si sviluppa su un bacino di subsidenza largo circa 60 m, comporta una distorsione longitudinale del piano stradale dell'ordine di $\pm 0.13\%$, valore che in ogni caso garantisce la funzionalità degli elementi marginali di drenaggio della sede stradale.

In aggiunta a quanto sopra, se dovesse risultare necessario, i cedimenti verificatisi potranno essere facilmente recuperati mediante l'esecuzione di una riprofilatura del manto stradale.

7.2 Analisi numerica bidimensionale

In questo paragrafo verranno mostrati i risultati dell'analisi alle differenze finite, svolta con il programma di calcolo Flac 2D, in termini di azione assiale, momento flettente e azione tagliante presenti nel rivestimento definitivo delle due gallerie in oggetto di studio.

Tali sollecitazioni verranno mostrate in riferimento alle seguenti configurazioni:

- Analisi in fase statica – carico del terreno;
- Analisi in fase statica – carico del terreno + pressione dell'acqua;
- Analisi in fase sismica.

Per la descrizione generale dell'analisi svolta (sia in fase statica che in fase sismica), delle caratteristiche del modello utilizzato e per l'identificazione degli step di calcolo considerati si rimanda al paragrafo 6.1.3.

Si riportano rispettivamente nelle Figura 90 e Figura 91 l'identificazione del carico idrostatico applicato ai nodi del rivestimento definitivo e il modello sismico in cui si evidenzia lo spostamento orizzontale imposto.

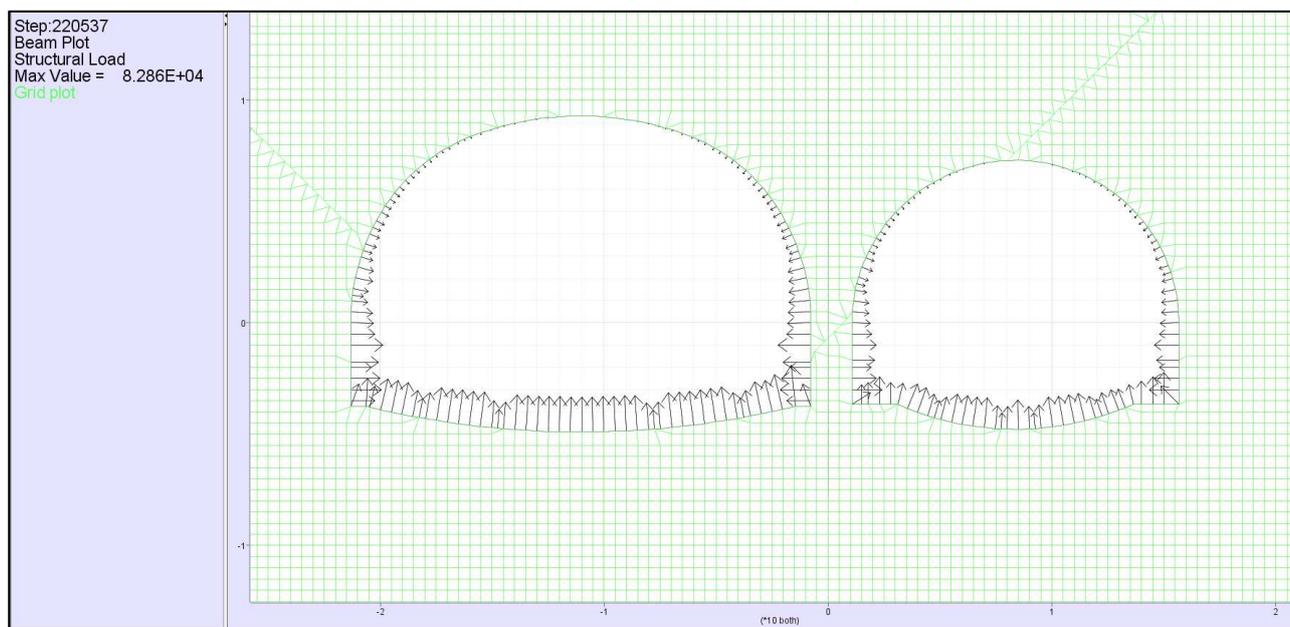


Figura 90 – Modello 2D configurazione in fase statica – Applicazione della pressione dell'acqua sul rivestimento definitivo

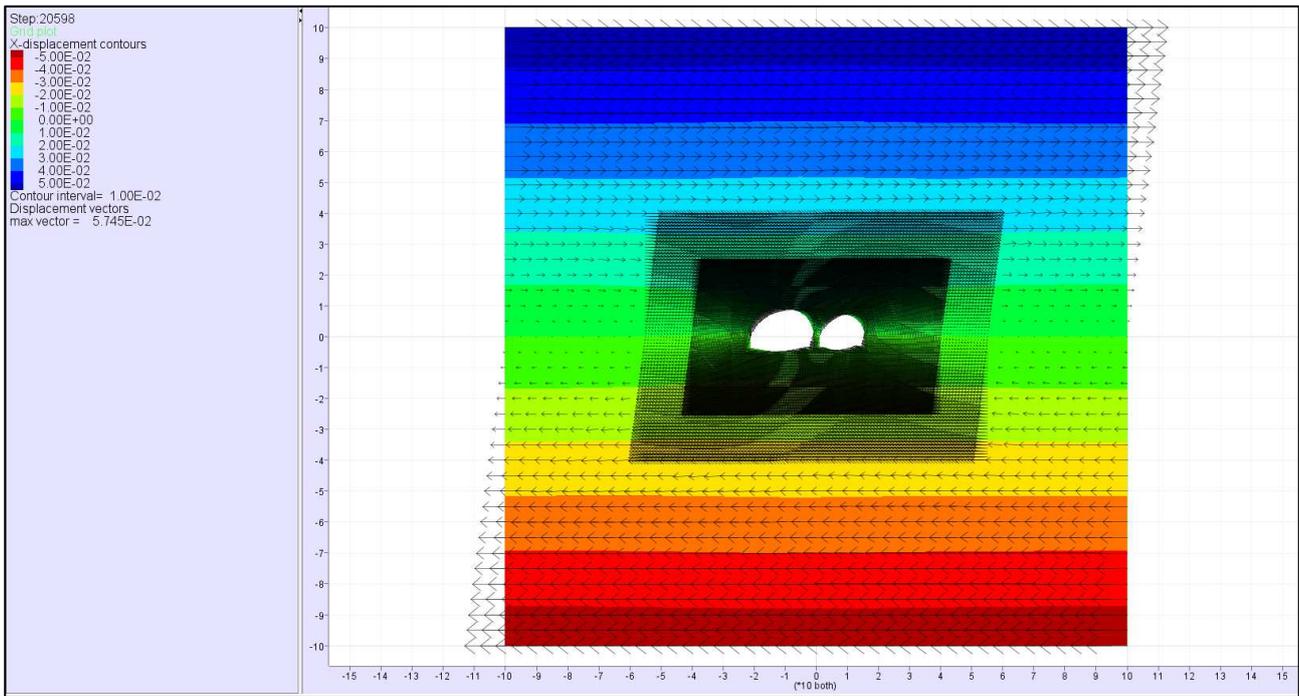


Figura 91 – Modello 2D configurazione in fase sismica – Spostamento orizzontale imposto

7.2.1 Rivestimento di seconda fase – analisi statica - Sezione tipo 1

Nel seguito si riportano i risultati dell'analisi 2D relativi alla sezione tipo 1 (canna est) nella configurazione definitiva.

Configurazione statica – carico del terreno

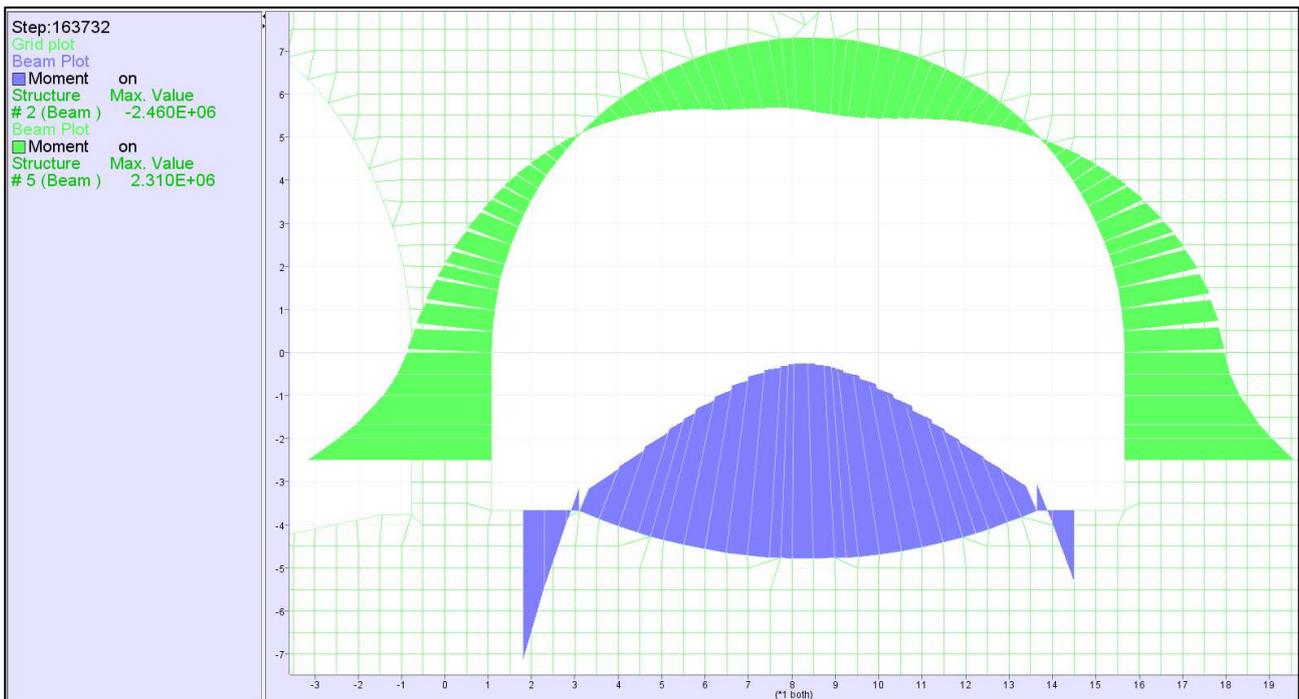


Figura 92 – Momento flettente in calotta e in arco rovescio; configurazione statica, carico del terreno – Sezione tipo 1 (canna est)

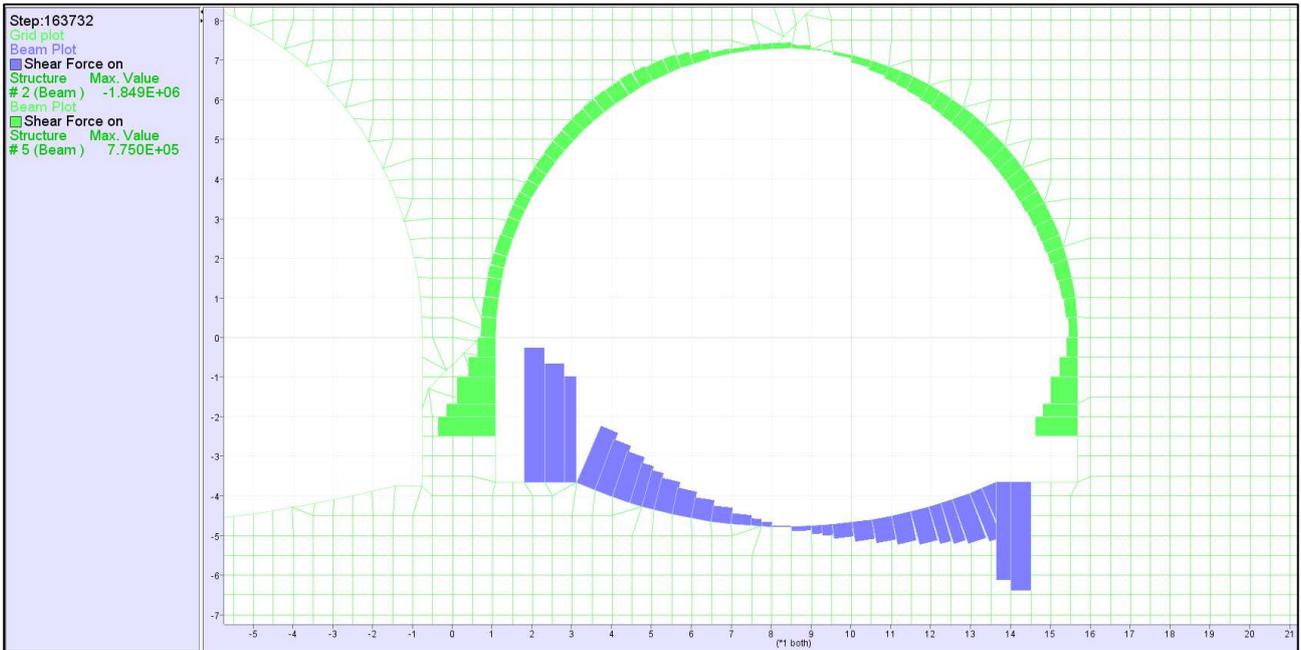


Figura 93 – Azione tagliante in calotta e in arco rovescio; configurazione statica, carico del terreno – Sezione tipo 1 (canna est)

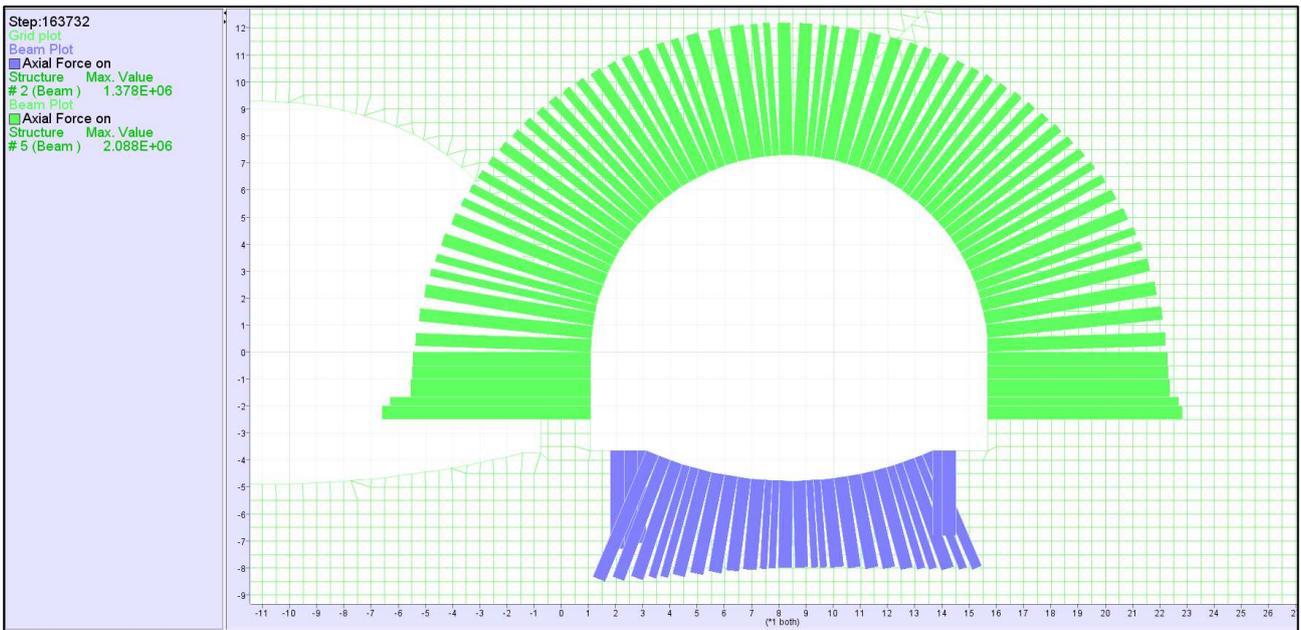


Figura 94 – Azione assiale in calotta e in arco rovescio; configurazione statica, carico del terreno – Sezione tipo 1 (canna est)

Configurazione statica – carico del terreno + pressione dell'acqua

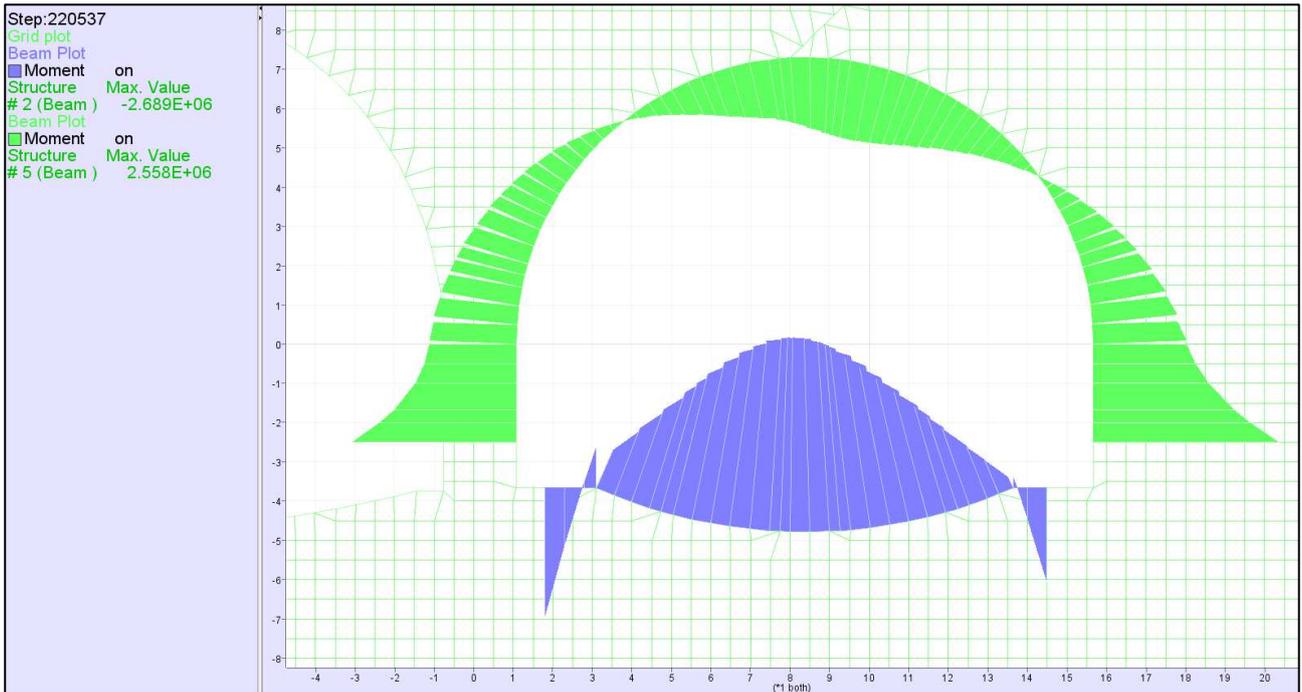


Figura 95 – Momento flettente in calotta e in arco rovescio; configurazione statica, carico del terreno + pressione dell'acqua – Sezione tipo 1 (canna est)

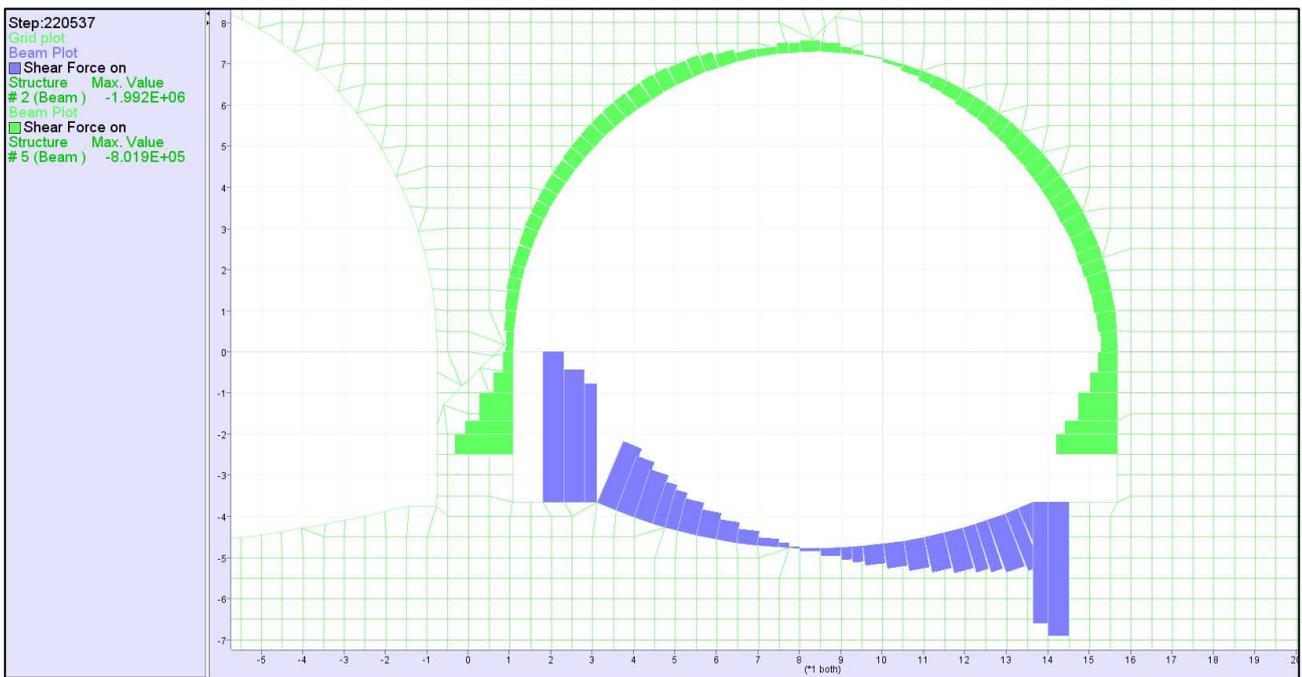


Figura 96 – Azione tagliante in calotta e in arco rovescio; configurazione statica, carico del terreno + pressione dell'acqua – Sezione tipo 1 (canna est)

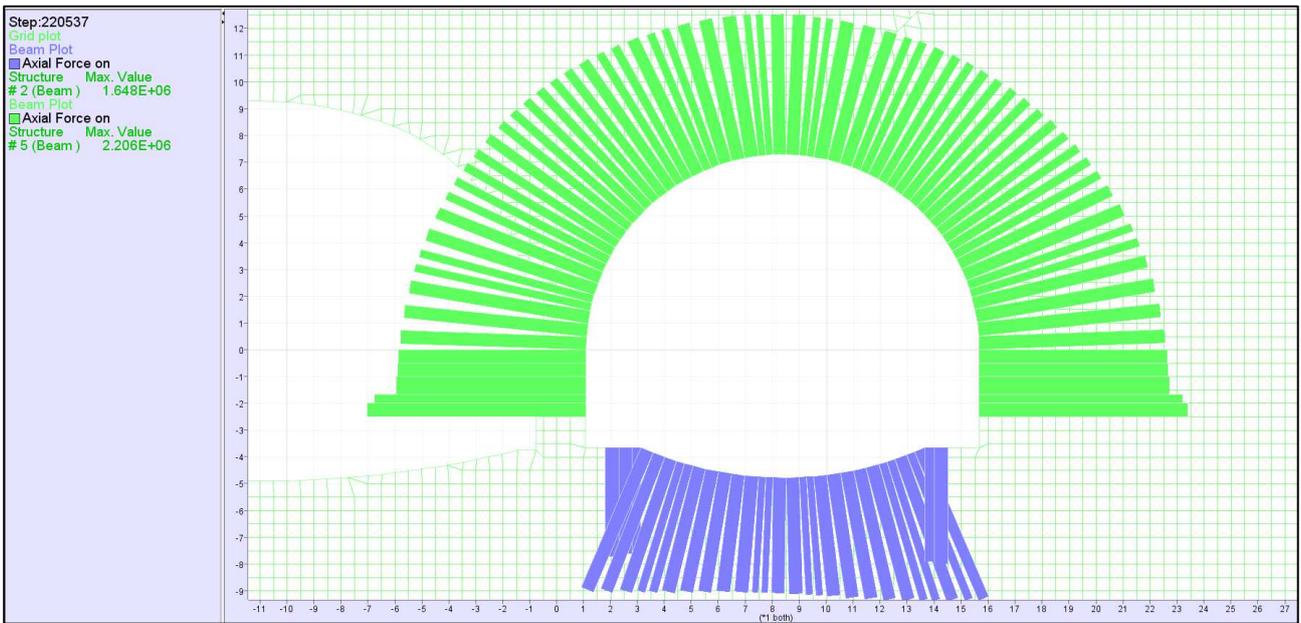


Figura 97 – Azione assiale in calotta e in arco rovescio; configurazione statica, carico del terreno + pressione dell'acqua – Sezione tipo 1 (canna est)

7.2.2 Rivestimento di seconda fase – analisi statica - Sezione tipo 2

Nel seguito si riportano i risultati dell'analisi 2D relativi alla sezione tipo 2 (canna ovest) nella configurazione definitiva.

Configurazione statica – carico del terreno

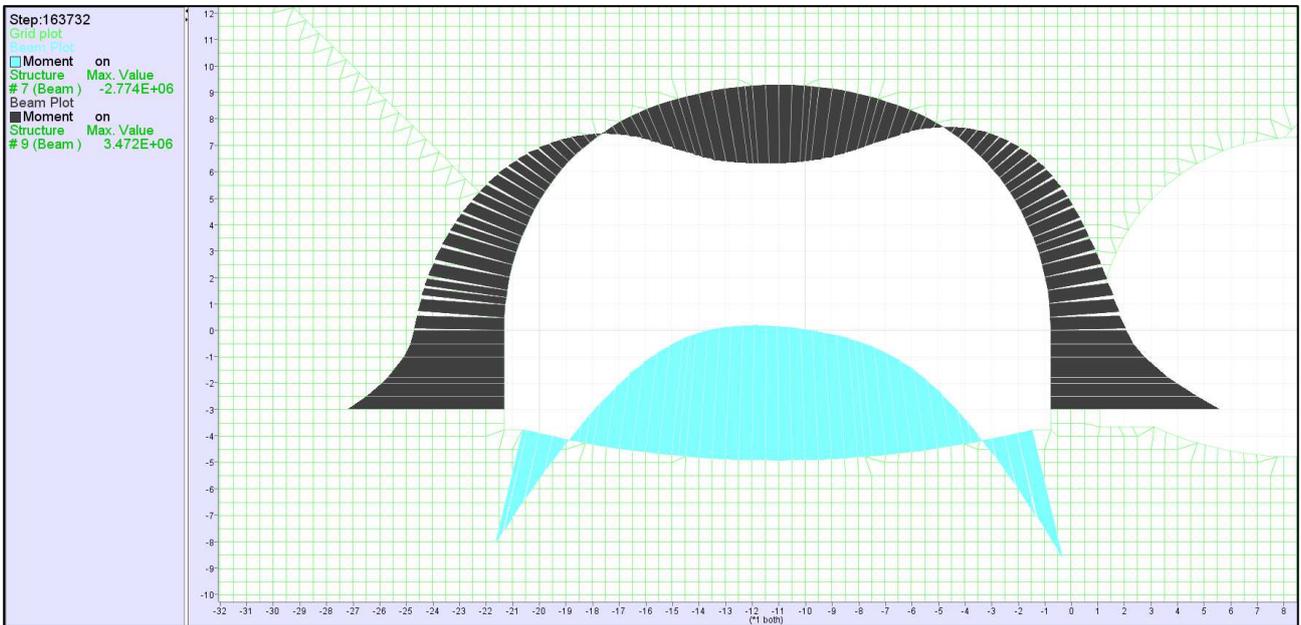


Figura 98 – Momento flettente in calotta e in arco rovescio; configurazione statica, carico del terreno – Sezione tipo 2 (canna ovest)

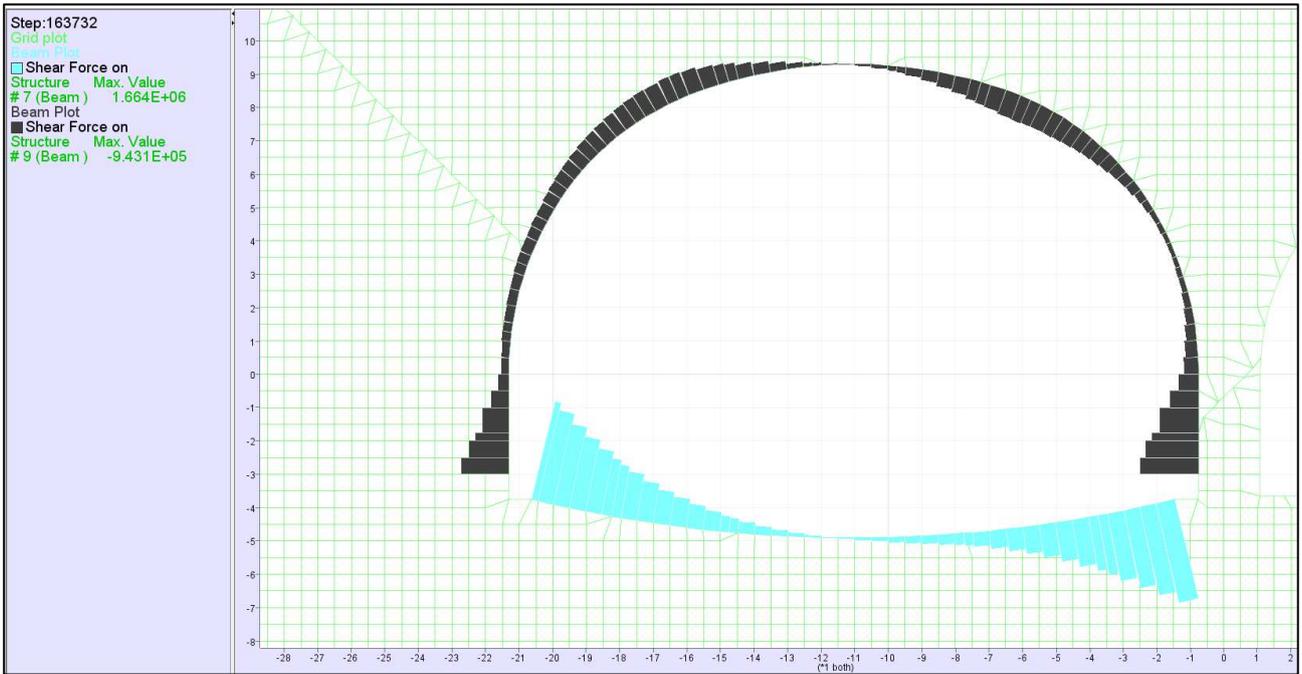


Figura 99 – Azione tagliante in calotta e in arco rovescio; configurazione statica, carico del terreno – Sezione tipo 2 (canna ovest)

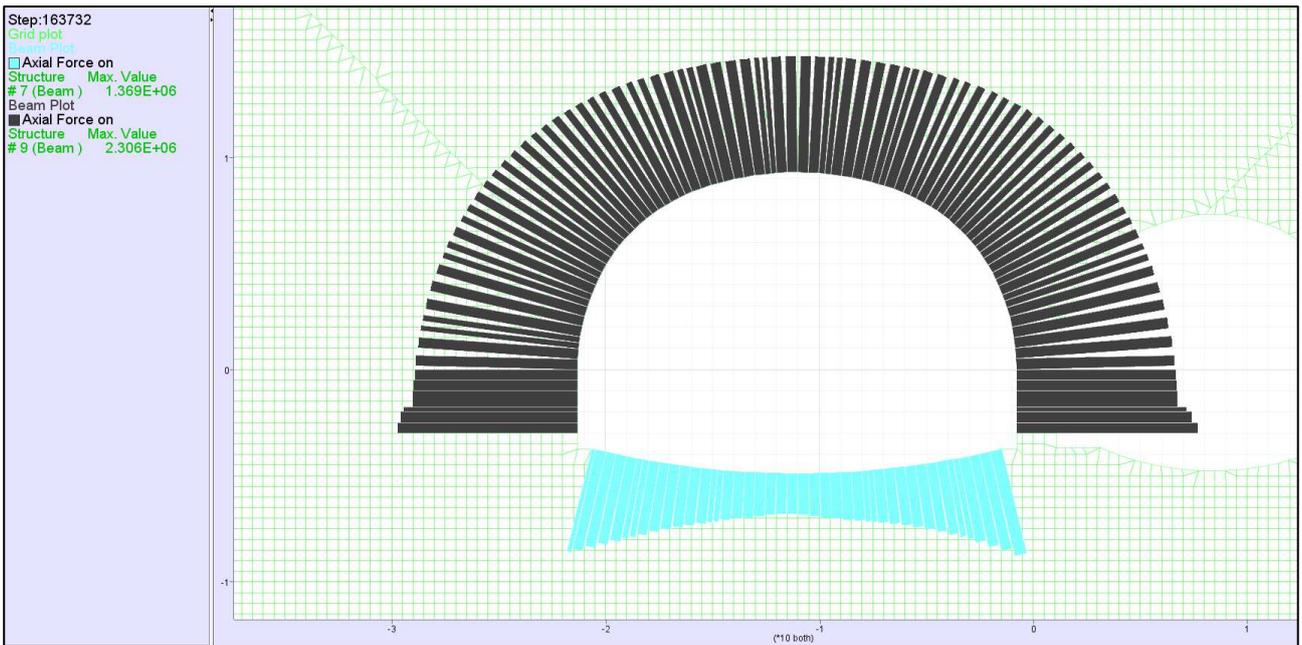


Figura 100 – Azione assiale in calotta e in arco rovescio; configurazione statica, carico del terreno – Sezione tipo 2 (canna ovest)

Configurazione statica – carico del terreno + pressione dell'acqua

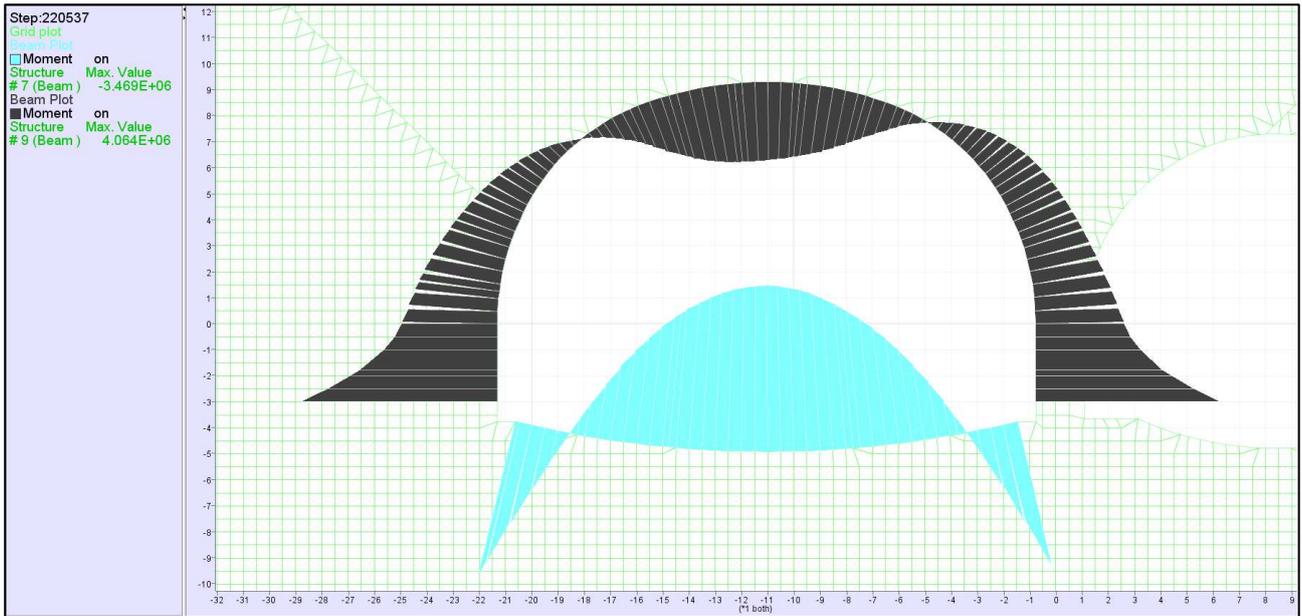


Figura 101 – Momento flettente in calotta e in arco rovescio; configurazione statica, carico del terreno + pressione dell'acqua – Sezione tipo 2 (canna ovest)

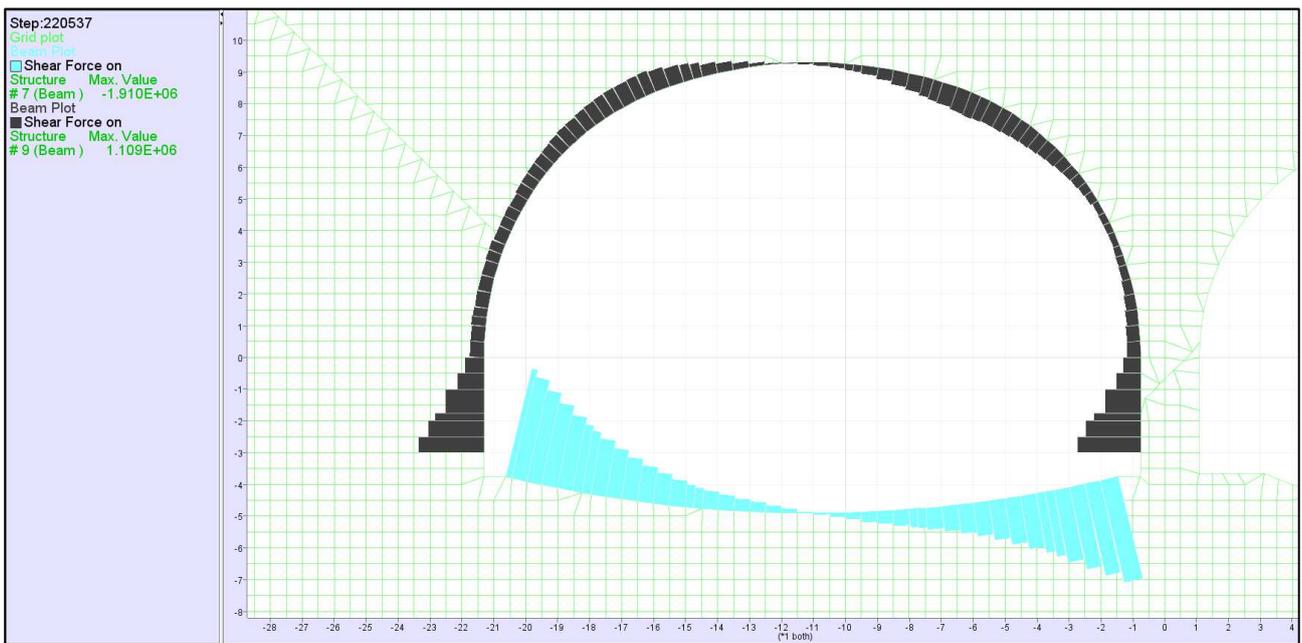


Figura 102 – Azione tagliante in calotta e in arco rovescio; configurazione statica, carico del terreno + pressione dell'acqua – Sezione tipo 2 (canna ovest)

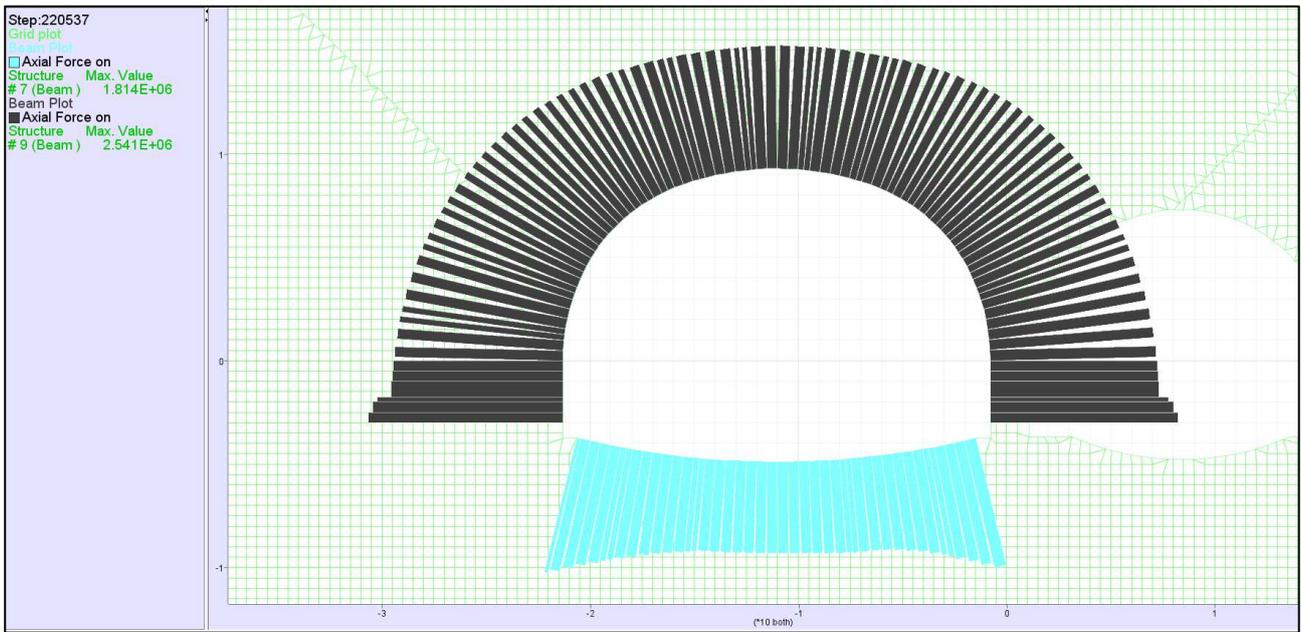


Figura 103 – Azione assiale in calotta e in arco rovescio; configurazione statica, carico del terreno + pressione dell'acqua – Sezione tipo 2 (canna ovest)

7.2.3 Rivestimento di seconda fase – analisi sismica - Sezioni tipo 1 e tipo 2

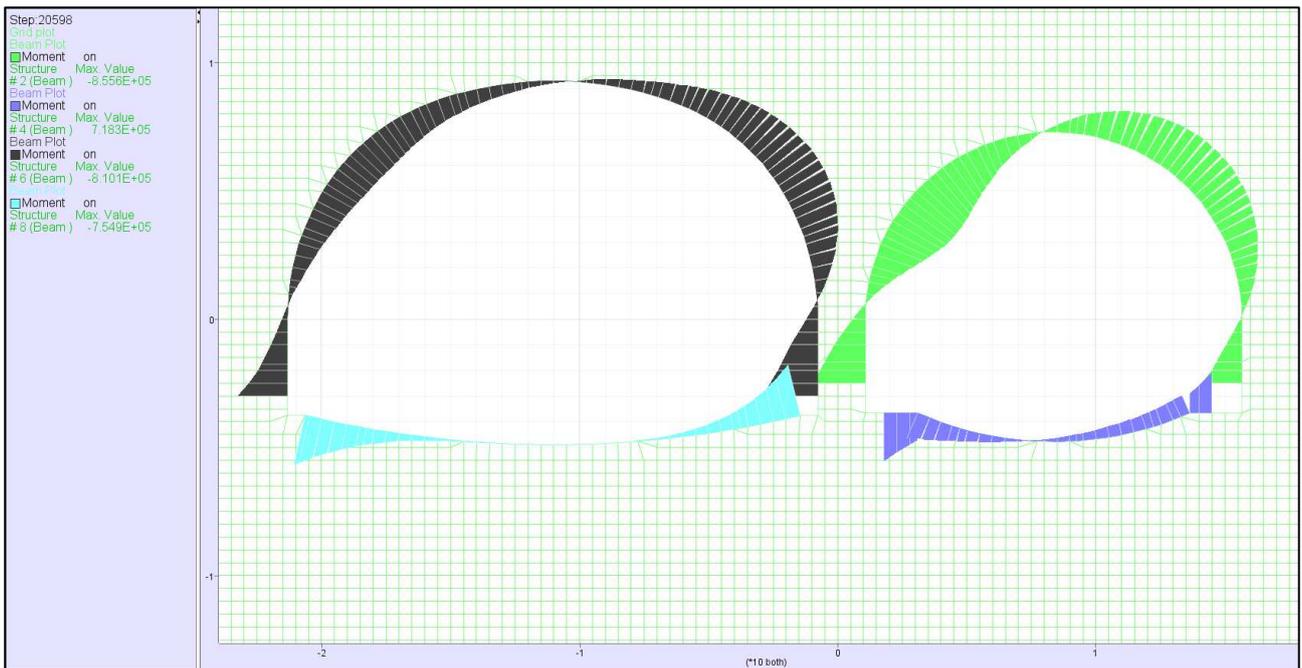


Figura 104 – Momento flettente in calotta e in arco rovescio; configurazione sismica – Sezione tipo 1 e tipo 2

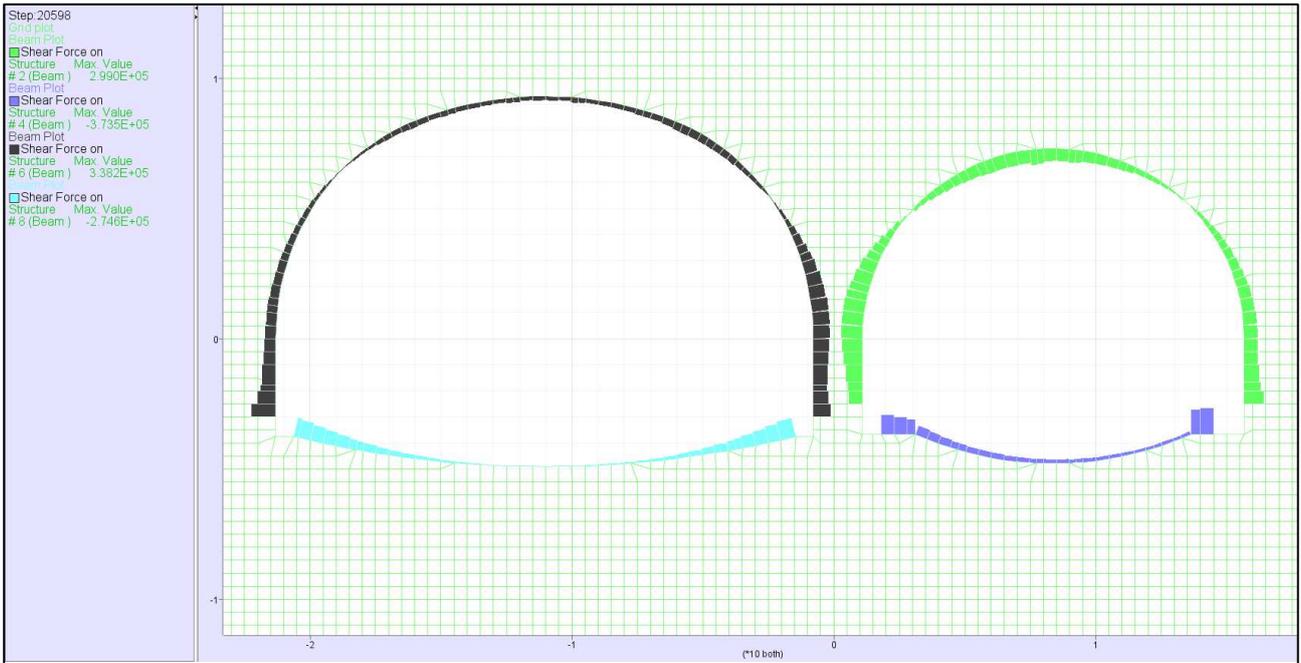


Figura 105 – Azione tagliante in calotta e in arco rovescio; configurazione sismica – Sezione tipo 1 e tipo 2

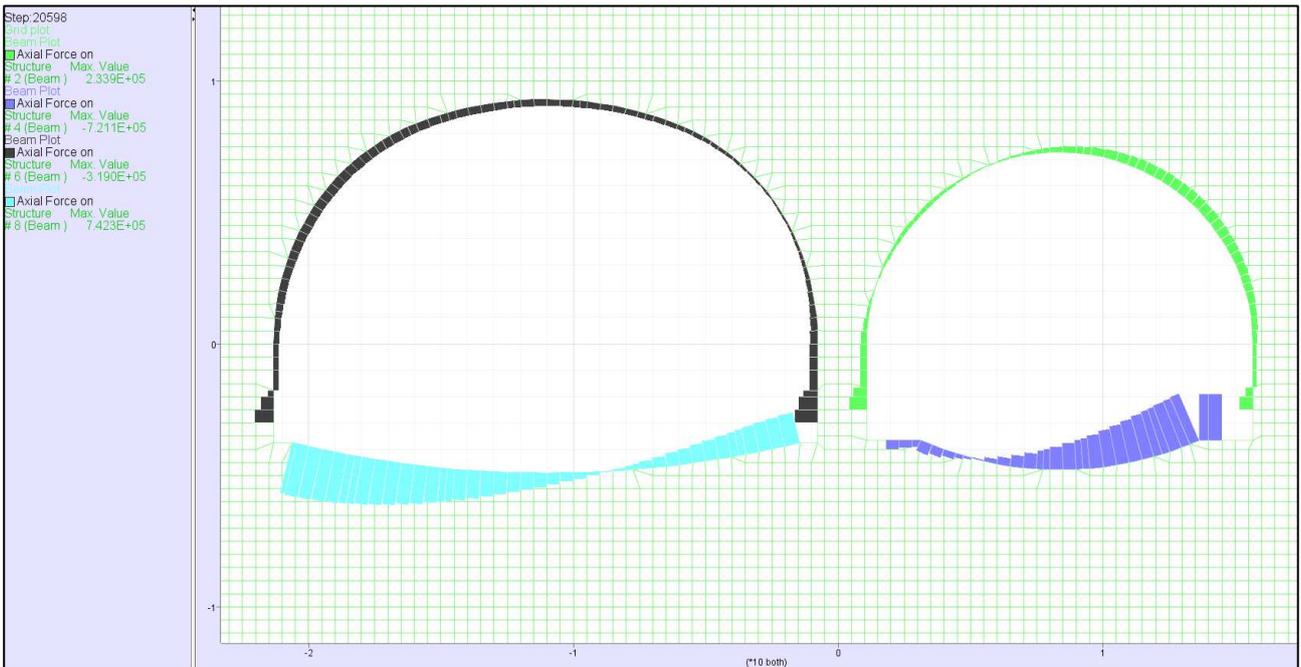


Figura 106 – Azione assiale in calotta e in arco rovescio; configurazione sismica – Sezione tipo 1 e tipo 2

8 VERIFICA DELLE SEZIONI TIPO

8.1 Stabilità del fronte di scavo e dimensionamento consolidamenti in VTR – analisi 3D

Per la verifica di stabilità del fronte di scavo le NTC 2018 al paragrafo 6.8.2 prescrivono l'utilizzo della combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1. Tale approccio prevede quindi la riduzione dei valori caratteristici dei parametri geotecnici del terreno secondo le seguenti formule:

$$(\tan \phi)_d = \frac{(\tan \phi)_k}{1.25}$$
$$c_d = \frac{c_k}{1.25}$$

Per quanto riguarda il coefficiente parziale per le verifiche di sicurezza si deve utilizzare:

$$\gamma_r = 1.1$$

Dal momento che le analisi sono state svolte con i parametri geotecnici caratteristici del terreno al fine di verificare lo stato limite ultimo di stabilità del fronte si è ritenuto necessario verificare la condizione di stabilità considerando un valore del fattore di sicurezza $F_s = 1.37$.

$$F_s = 1.1 \times 1.25 = 1.37$$

Con riferimento ai risultati riportati ai paragrafi 7.1.2.2.2, Figura 34 e 7.1.3.2.2, si osserva che l'estrusione massima al fronte vale 10cm e 20cm rispettivamente per la sezione tipo 1 (canna est) e per la sezione tipo 2 (canna ovest). Tali valori sono ritenuti accettabili.

In condizioni di esercizio ($F_s = 1$) l'estrusione massima al fronte delle due sezioni sopra citate vale rispettivamente 4.3 cm (canna est - Figura 29, paragrafo 7.1.2.2.1) e 2.9 cm (canna ovest - Figura 41 paragrafo 7.1.3.2.1). Tali valori di estrusioni se rapportati ai rispettivi raggi equivalenti di scavo (6.8 m e 9.1 m) risultano essere 0.63% e 0.32% e sono ritenuti accettabili per di stabilità del fronte di scavo.

Per il dimensionamento degli elementi in VTR si fa riferimento alla massima azione assiale di trazione fornita dall'analisi amplificando tale valore per il coefficiente 1.3 secondo quanto previsto dalle NTC 2018.

Le resistenze dei materiali vengono ridotte per il coefficiente di sicurezza 1.5.

Elementi in VTR sezione tipo 1 (con riferimento ai risultati riportati in Figura 37 al paragrafo 7.1.2.2.2)

$$N_{Ed} = 150 \text{ kN} \cdot 1.3 = 195 \text{ kN} \leq N_{Rd} = \frac{600 \text{ MPa} \cdot 1570 \text{ mm}^2}{100 \cdot 1.5} = 628.3 \text{ kN}$$

Elementi in VTR sezione tipo 2 (con riferimento ai risultati riportati in Figura 49 al paragrafo 7.1.3.2.2)

$$N_{Ed} = 84 \text{ kN} \cdot 1.3 = 109.2 \text{ kN} \leq N_{Rd} = \frac{600 \text{ MPa} \cdot 1570 \text{ mm}^2}{100 \cdot 1.5} = 628.3 \text{ kN}$$

8.2 Dimensionamento dei rivestimenti di prima fase

Nel seguito si riportano le verifiche allo Stato Limite Ultimo del rivestimento di prima fase delle due canne in oggetto di studio.

8.2.1 Verifiche SLU – rivestimento di prima fase Sezione tipo 1

Di seguito si riportano le caratteristiche del rivestimento di prima fase della sezione tipo 1 considerato nei calcoli svolti:

- Centine ZIPN 180 a passo 1 m, S275JR
- Betoncino proiettato con spessore totale 25 cm, C25/30.

In conformità alle NTC 2018 [1] [2] le azioni ricavate dal modello FDM sui rivestimenti sono incrementate di $\gamma_G=1.30$ e le resistenze della sezione strutturale sono ridotte di $\gamma_c=1.50$ per il betoncino proiettato e di $\gamma_s=1.15$ per le centine.

Le verifiche risultano soddisfatte se è verificata la seguente disuguaglianza:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

- E_d = Valore di progetto dell'effetto delle azioni.
- R_d = Valore di progetto della resistenza.

8.2.1.1 Verifica a presso/tenso-flessione (SLU)

Con riferimento alla generica sezione in c.a. la verifica di resistenza allo SLU si esegue controllando che:

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

dove:

- M_{Rd} è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{Ed} ;
- N_{Ed} è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;
- M_{Ed} è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

Si riporta il diagramma del dominio resistente M – N per il rivestimento di prima fase della sezione tipo 1 e le relative sollecitazioni ottenute nei seguenti step di calcolo dell'analisi 3D (paragrafo 7.1.4):

- Step 02_4 – fronte di scavo a 23 m, sezione di studio compresa fra 19 m e 20 m (Momento flettente Figura 59, azione assiale Figura 61);
- Step 02_6 – fronte di scavo a 48 m, sezione di studio compresa fra 19 m e 20 m (Momento flettente Figura 66, azione assiale Figura 68).

Si specifica che il diagramma del momento resistente M – N è stato ottenuto considerando una sezione in calcestruzzo armato con l'area delle armature in zona tesa e in zona compressa equivalente all'area delle ali delle centine.

Nel calcolo sono state utilizzate le seguenti resistenze di progetto:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck} \cdot 0.85}{\gamma_c} = \frac{24.9MPa \cdot 0.85}{1.5} = 14.11MPa$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{275MPa}{1.15} = 239.13MPa$$

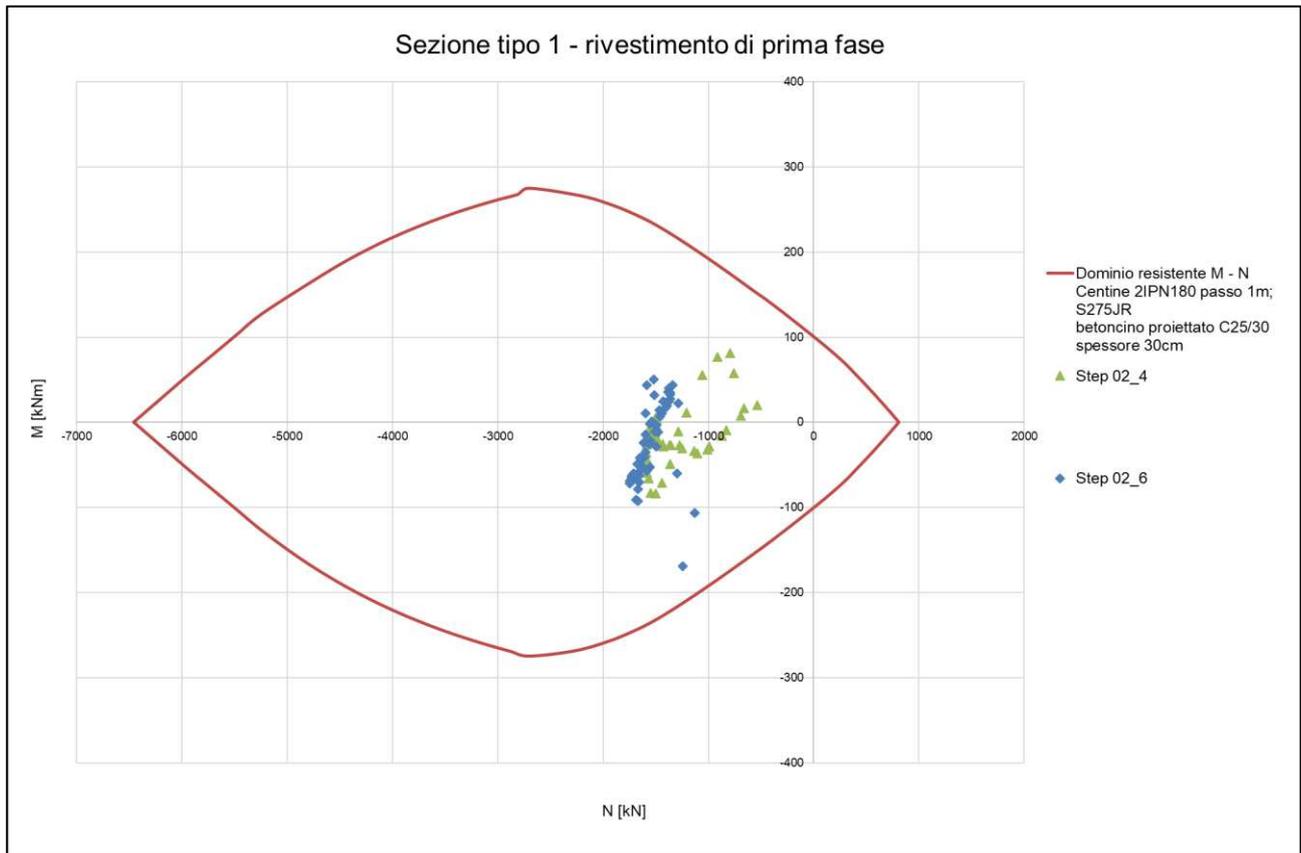


Figura 107 – Verifiche SLU rivestimento di prima fase – Sezione tipo 1 (canna est)

8.2.1.2 Verifica a taglio (SLU)

Le verifiche a taglio del rivestimento di prima fase sono state cautelativamente svolte considerando la sola resistenza a taglio delle centine 2IPN 180 passo 1m S275JR.

La verifica a taglio risulta soddisfatta se vale la seguente disuguaglianza:

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

V_{Rd} è la resistenza a taglio delle centine e vale:

$$V_{Rd} = 2 \cdot 253.7 \text{ kN} = 507.4 \text{ kN}$$

$V_{Ed, \max}$ è la massima sollecitazione tagliante ottenuta dall'analisi 3D (Step 02_6, paragrafo 7.1.4.3, Figura 67):

$$V_{Ed \max} = 180.98 \cdot 2 \text{ kN} = 361.96 \text{ kN} \leq V_{Rd} = 507.4 \text{ kN}$$

La verifica risulta soddisfatta.

8.2.2 Verifiche SLU – rivestimento di prima fase Sezione tipo 2

Di seguito si riportano le caratteristiche del rivestimento di prima fase della sezione tipo 2 considerato nei calcoli svolti:

- Centine 2IPN 200 a passo 1 m, S275JR
- Betoncino proiettato con spessore totale 30 cm, C25/30.

In conformità alle NTC 2018 [1] [2] le azioni ricavate dal modello FDM sui rivestimenti sono incrementate di $\gamma_G=1.30$ e le resistenze della sezione strutturale sono ridotte di $\gamma_c=1.50$ per il betoncino proiettato e di $\gamma_s=1.15$ per le centine.

Le verifiche risultano soddisfatte se è verificata la seguente disuguaglianza:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

- E_d = Valore di progetto dell'effetto delle azioni.
- R_d = Valore di progetto della resistenza.

8.2.2.1 Verifica a presso/tenso-flessione (SLU)

Con riferimento alla generica sezione in c.a. la verifica di resistenza allo SLU si esegue controllando che:

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

dove:

- M_{Rd} è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{Ed} ;
- N_{Ed} è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;
- M_{Ed} è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

Si riporta il diagramma del dominio resistente M – N per il rivestimento di prima fase della sezione tipo 1 e le relative sollecitazioni ottenute nei seguenti step di calcolo dell'analisi 3D (paragrafo 7.1.5):

- Step 04_4 – fronte di scavo a 23 m, sezione di studio compresa fra 19 m e 20 m (Momento flettente Figura 76, azione assiale Figura 78);
- Step 04_6 – fronte di scavo a 48 m, sezione di studio compresa fra 19 m e 20 m (Momento flettente Figura 83, azione assiale Figura 85).

Si specifica che il diagramma del momento resistente M – N è stato ottenuto considerando una sezione in calcestruzzo armato con l'area delle armature in zona tesa e in zona compressa equivalente all'area delle ali delle centine.

Nel calcolo sono state utilizzate le seguenti resistenze di progetto:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck} \cdot 0.85}{\gamma_c} = \frac{24.9MPa \cdot 0.85}{1.5} = 14.11MPa$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk} \cdot 0.85}{\gamma_s} = \frac{275MPa}{1.15} = 239.13MPa$$

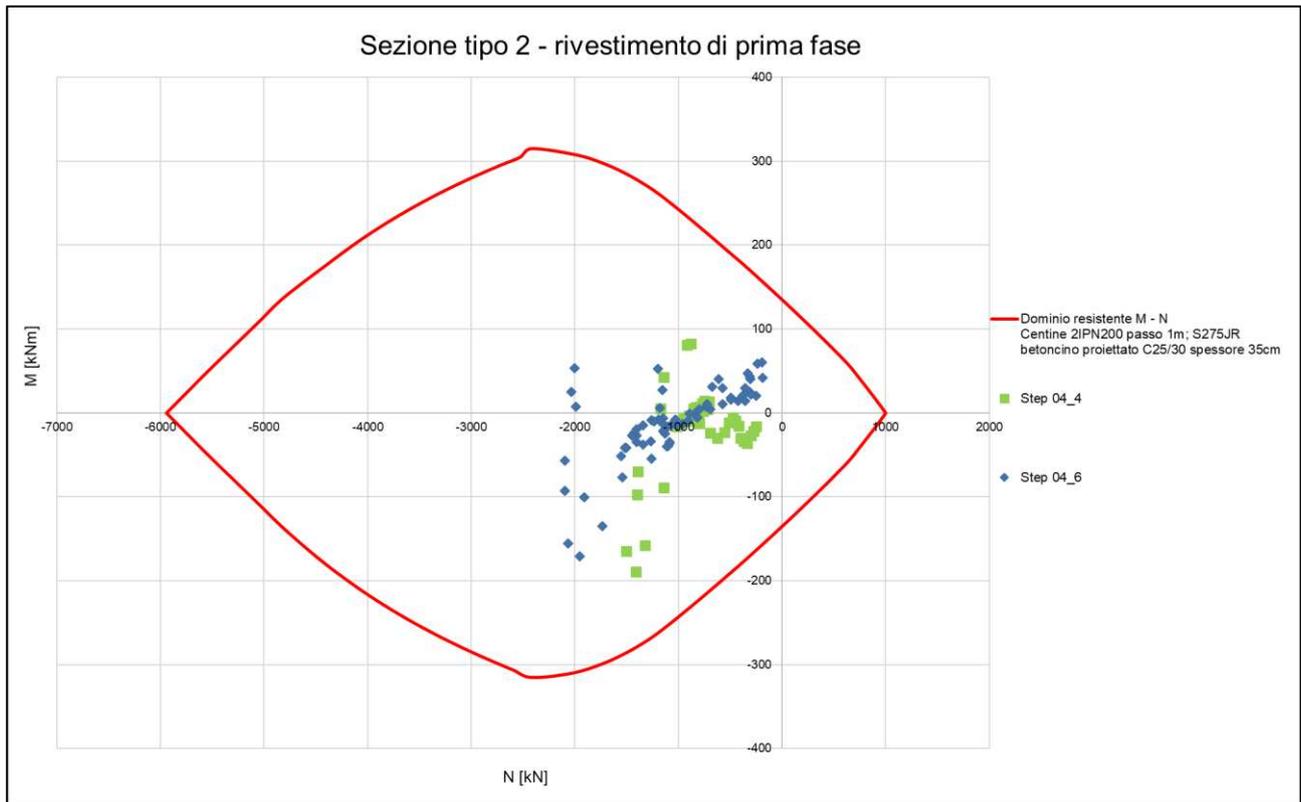


Figura 108 – Verifiche SLU rivestimento di prima fase – Sezione tipo 2 (canna ovest)

8.2.2.2 Verifica a taglio (SLU)

Le verifiche a taglio del rivestimento di prima fase sono state cautelativamente svolte considerando la sola resistenza a taglio delle centine 2IPN 180 passo 1m S275JR.

La verifica a taglio risulta soddisfatta se vale la seguente disuguaglianza:

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

V_{Rd} è la resistenza a taglio delle centine e vale:

$$V_{Rd} = 2 \cdot 304.6 \text{ kN} = 609.2 \text{ kN}$$

$V_{Ed, \max}$ è la massima sollecitazione tagliante ottenuta dall'analisi 3D (Step 02_6, paragrafo 7.1.5.3, Figura 84):

$$V_{Ed \max} = 264.1 \text{ kN} \cdot 1.3 = 343.33 \text{ kN} \leq V_{Rd} = 609.2 \text{ kN}$$

La verifica risulta soddisfatta.

8.3 Dimensionamento dei rivestimenti definitivi

Nel seguito si riportano le verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU) e agli Stati Limite di Esercizio (SLE) dei rivestimenti definitivi delle due canne in oggetto di studio.

8.3.1 Verifiche SLU – rivestimento definitivo Sezione tipo 1

Di seguito si riportano le caratteristiche del rivestimento definitivo della sezione tipo 1 considerato nei calcoli svolti. Si specifica che essendo la sezione in oggetto troncoconica, per le verifiche si è fatto riferimento agli spessori del rivestimento in corrispondenza della sezione media.

Sezione tipo 1	Spessore	Armatura
Calotta	Variabile da 50 cm nella sezione minima a 130 cm nella massima Sezione di calcolo 90 cm	Φ26 passo 10 cm in estradosso Φ26 passo 10 cm in intradosso
Arco rovescio	90 cm	Doppia fili di Φ26 passo 10 cm in estradosso Doppia fila di Φ26 passo 10 cm in intradosso

Le armature a taglio verranno previste:

- in arco rovescio per un tratto di 2.5 m a partire dalla muretta, φ16 passo 20 cm, 2 bracci per metro lineare di galleria;
- nei piedritti per un tratto di 1 m a partire dalla muretta, φ16 passo 20 cm, 2 bracci per metro lineare di galleria.

In conformità alle NTC 2018 [1] [2] le azioni ricavate dal modello FDM sui rivestimenti sono incrementate di $\gamma_G=1.30$ e le resistenze della sezione strutturale sono ridotte di $\gamma_c=1.50$ per il calcestruzzo e di $\gamma_s=1.15$ per le armature.

Le verifiche risultano soddisfatte se è verificata la seguente disuguaglianza:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

- E_d = Valore di progetto dell'effetto delle azioni.
- R_d = Valore di progetto della resistenza.

8.3.1.1 *Verifica a presso/tenso-flessione (SLU)*

Con riferimento alla generica sezione in c.a. la verifica di resistenza allo SLU si esegue controllando che:

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

dove:

- M_{Rd} è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{Ed} ;
- N_{Ed} è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;
- M_{Ed} è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

Nel calcolo sono state utilizzate le seguenti resistenze di progetto:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck} \cdot 0.85}{\gamma_c} = \frac{24.9MPa \cdot 0.85}{1.5} = 14.11MPa$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk} \cdot 0.85}{\gamma_s} = \frac{275MPa}{1.15} = 239.13MPa$$

8.3.1.1.1 Arco rovescio

Si riportano di seguito le verifiche a pressoflessione dell'arco rovescio della sezione tipo 1 considerando le sollecitazioni fornite dall'analisi 3D per quanto riguarda la fase di scavo e dall'analisi 2D per la fase definitiva.

Con riferimento all'analisi 3D sono state verificate le azioni interne all'arco rovescio nella sezione di studio compresa fra 19 m e 20 m con il fronte di scavo a 48 m (paragrafo 7.1.4.3 momento flettente Figura 69, azione assiale Figura 71).

Con riferimento all'analisi 2D (paragrafo 7.2) sono state verificate le azioni interne all'arco rovescio considerando le seguenti configurazioni:

- Configurazione statica – carico del terreno;
- Configurazione statica – carico del terreno + spinta dell'acqua;
- Configurazione sismica – carico del terreno;
- Configurazione sismica – carico del terreno + spinta dell'acqua

Si precisa che nelle verifiche non sono stati considerati gli elementi in corrispondenza delle murette in quanto la schematizzazione semplificata di questi elementi strutturali presente nei modelli numerici utilizzati causa un'eccessiva concentrazione non realistica di sollecitazioni localizzate.

Le sollecitazioni relative alle configurazioni sismiche con solo carico del terreno e con carico del terreno + spinta dell'acqua, sono state ottenute sommando alle sollecitazioni ottenute dalle rispettive analisi in fase statica i valori delle sollecitazioni forniti dall'analisi in fase sismica.

Nel caso statico è stato considerato coefficiente amplificativo delle azioni pari a 1.3, mentre nel caso sismico tale coefficiente è stato assunto unitario, così come prescritto dalle NTC 2018.

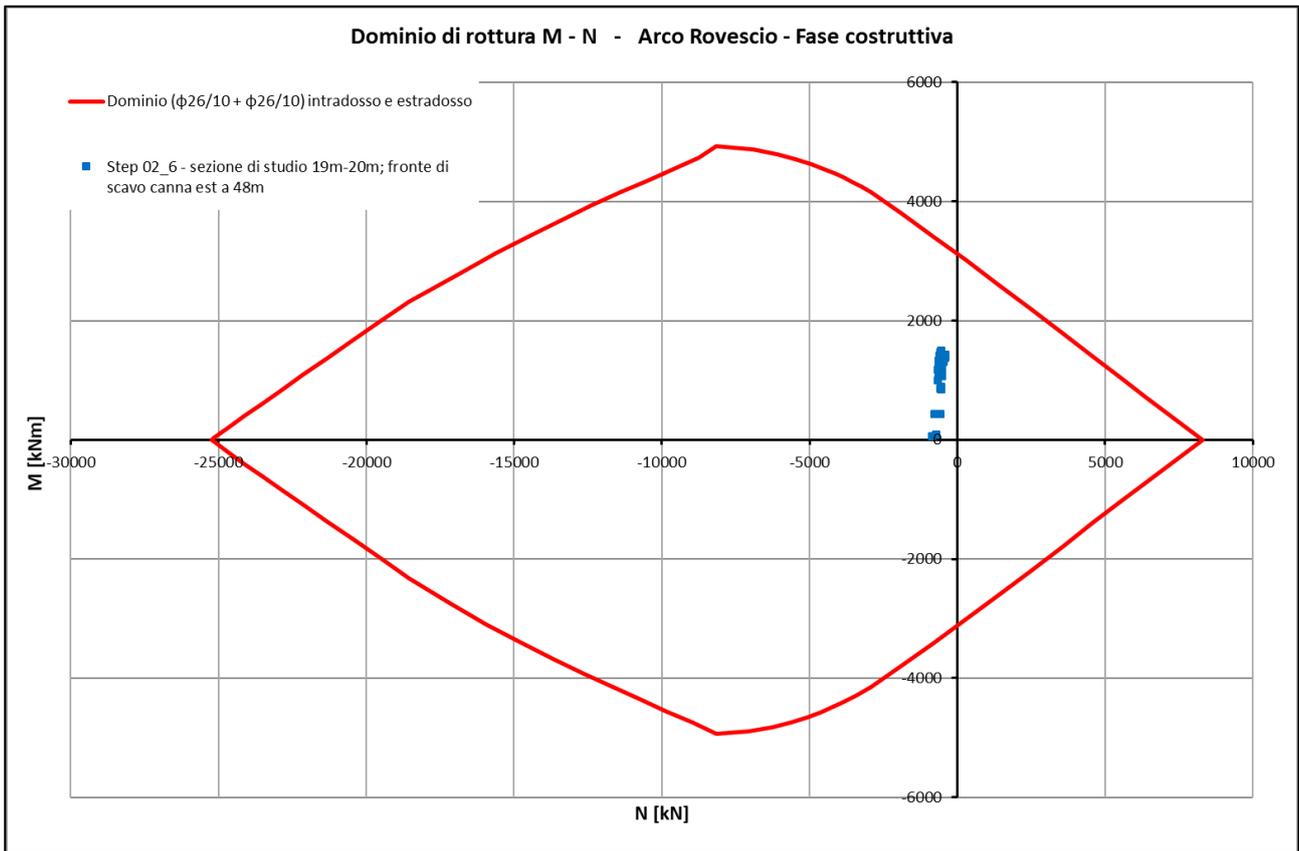


Figura 109 – Verifiche SLU - SLV arco rovescio fase di scavo (analisi 3D) – Sezione tipo 1 (canna est)

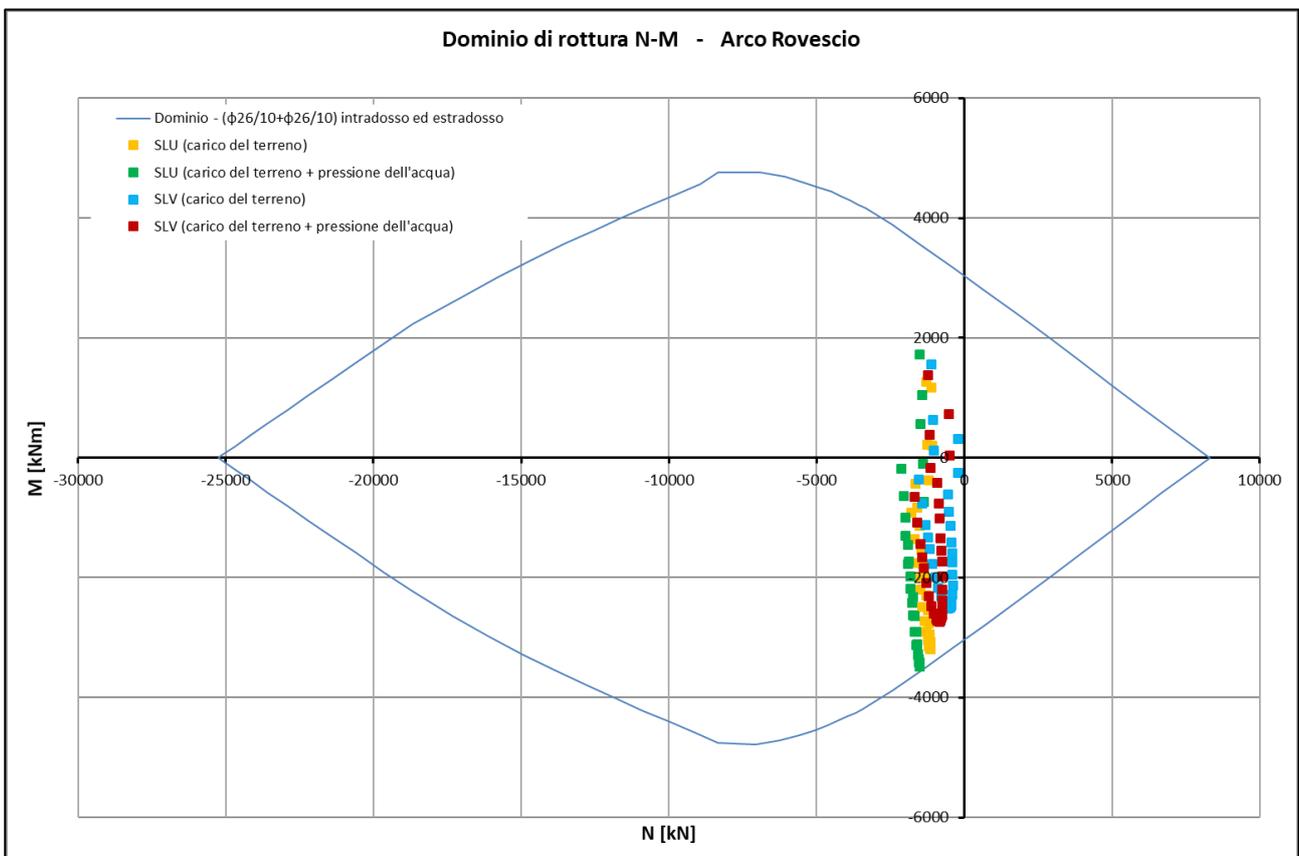


Figura 110 – Verifiche SLU - SLV arco rovescio fase definitiva (analisi 2D) – Sezione tipo 1 (canna est)

8.3.1.1.2 Calotta

Si riportano di seguito le verifiche a pressoflessione della calotta della sezione tipo 1 in fase definitiva considerando le sollecitazioni fornite dall'analisi 2D.

Con riferimento all'analisi 2D (paragrafo 7.2) sono state verificate le azioni interne alla calotta considerando le seguenti configurazioni:

- Configurazione statica – carico del terreno;
- Configurazione statica – carico del terreno + spinta dell'acqua;
- Configurazione sismica – carico del terreno;
- Configurazione sismica – carico del terreno + spinta dell'acqua

Si precisa che nelle verifiche non sono stati considerati gli elementi in corrispondenza delle murette in quanto la schematizzazione semplificata di questi elementi strutturali presente nei modelli numerici utilizzati causa un'eccessiva concentrazione non realistica di sollecitazioni localizzate.

Le sollecitazioni relative alle configurazioni sismiche con solo carico del terreno e con carico del terreno + spinta dell'acqua, sono state ottenute sommando alle sollecitazioni ottenute dalle rispettive analisi in fase statica i valori delle sollecitazioni forniti dall'analisi in fase sismica.

Nel caso statico è stato considerato coefficiente amplificativo delle azioni pari a 1.3, mentre nel caso sismico tale coefficiente è stato assunto unitario, così come prescritto dalle NTC 2018.

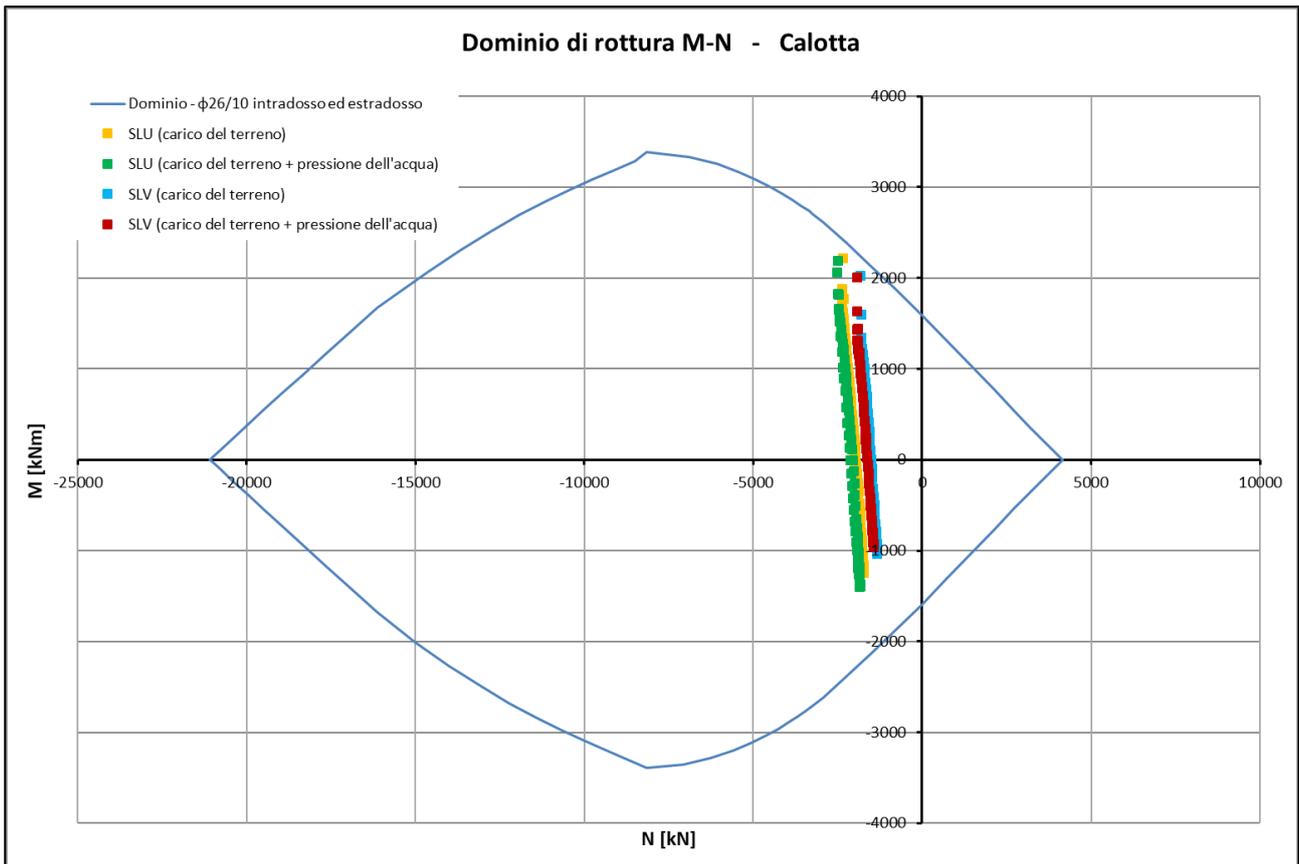


Figura 111 – Verifiche SLU - SLV calotta fase definitiva (analisi 2D) – Sezione tipo 1 (canna est)

8.3.1.2 Verifica a Taglio (SLU)

Per la verifica a taglio si esegue dapprima la verifica degli elementi nell'ipotesi di assenza di armature resistenti a taglio. Indicato con V_{Ed} il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente allo SLU e con V_{Rd} la resistenza, la verifica è soddisfatta se risulta:

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

V_{Rd} si calcola con la seguente espressione:

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left(0.18 \cdot k \cdot \frac{\sqrt[3]{100 \cdot \rho_\ell \cdot f_{ck}}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d ; \left(v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d \right\}$$

In cui:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \quad \text{con "d" altezza utile della sezione espressa in [mm]}$$

$$v_{\min} = 0.035 \cdot \sqrt{k^3} \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad \text{con "b}_w\text{" larghezza minima della sezione espressa in [mm]}$$

$$\rho_\ell = \frac{A_{s\ell}}{b_w \cdot d} \leq 0.02 \quad \text{è il rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0.2 \cdot f_{cd} \quad \text{tensione media di compressione nella sezione.}$$

La resistenza di progetto a taglio $V_{Rd,sw}$ nel caso di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \theta \leq 2.5$$

La verifica di resistenza si pone ancora una volta controllando che:

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

Si distinguono i due contributi resistenti dovuti all'armatura trasversale e al calcestruzzo d'anima. Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a taglio-trazione si calcola con:

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

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a taglio-compressione si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}' \cdot \frac{\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \vartheta}{1 + \text{ctg}^2 \vartheta}$$

La resistenza a taglio dell'elemento strutturale è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd,sw} = \min (V_{Rsd}; V_{Rcd})$$

Nel calcolo dei contributi sopra definiti, si indica:

θ	inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse dell'elemento
α	inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse dell'elemento
A_{sw}	area dell'armatura trasversale
s	interasse tra due armature trasversali consecutive

$f'_{cd}=0.5f_{cd}$	resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima
α_c	coefficiente maggiorativo pari a:
1	per membrature non compresse
$1 + \sigma_{cp} / f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0.25 f_{cd}$
1.25	per $0.25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0.5 f_{cd}$
$2.5 (1 - \sigma_{cp} / f_{cd})$	per $0.5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$.

Si riportano di seguito le verifiche a taglio della calotta e dell'arco rovescio della sezione tipo 1 considerando le sollecitazioni in fase definitiva fornite dall'analisi 2D.

Con riferimento all'analisi 2D (paragrafo 7.2) sono state verificate le azioni interne al rivestimento definitivo considerando le seguenti configurazioni:

- Configurazione statica – carico del terreno;
- Configurazione statica – carico del terreno + spinta dell'acqua;
- Configurazione sismica – carico del terreno;
- Configurazione sismica – carico del terreno + spinta dell'acqua

Si precisa che nelle verifiche non sono stati considerati gli elementi in corrispondenza delle murette in quanto la schematizzazione semplificata di questi elementi strutturali presente nei modelli numerici utilizzati causa un'eccessiva concentrazione non realistica di sollecitazioni localizzate.

Le sollecitazioni relative alle configurazioni sismiche con solo carico del terreno e con carico del terreno + spinta dell'acqua, sono state ottenute sommando alle sollecitazioni ottenute dalle rispettive analisi in fase statica i valori delle sollecitazioni forniti dall'analisi in fase sismica.

Nel caso statico è stato considerato coefficiente amplificativo delle azioni pari a 1.3, mentre nel caso sismico tale coefficiente è stato assunto unitario, così come prescritto dalle NTC 2018.

Le verifiche a taglio dell'arco rovescio in fase di scavo sono state omesse in quanto le sollecitazioni in tale fase sono meno gravose rispetto a quelle in fase definitiva.

Nei grafici di seguito presentati sull'asse delle x è riportato il numero identificativo del nodo strutturale dell'analisi 2D. Si specifica che l'andamento della numerazione dei nodi è stato definito a partire dalla muretta di destra in senso orario.

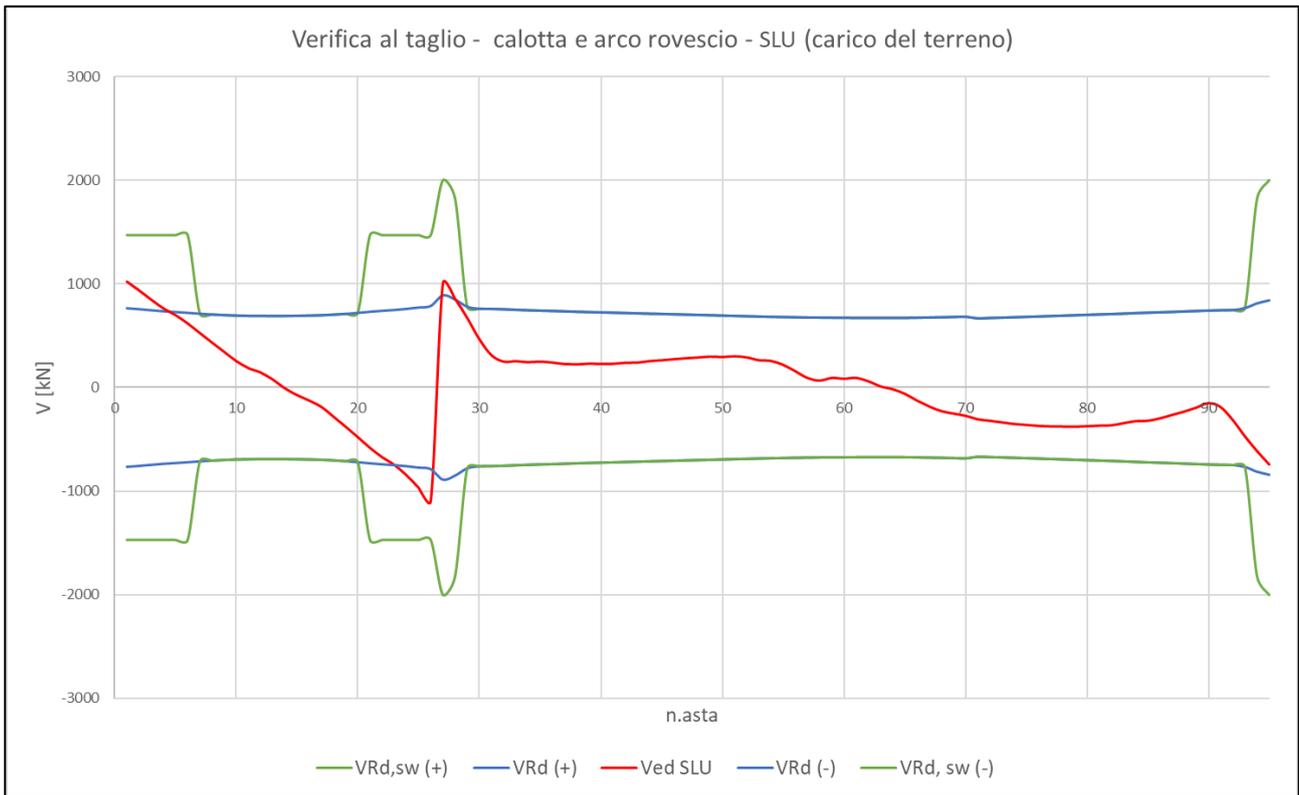


Figura 112 – Verifiche a taglio SLU (carico del terreno) – calotta e arco rovescio – Sezione tipo 1 (canna est)

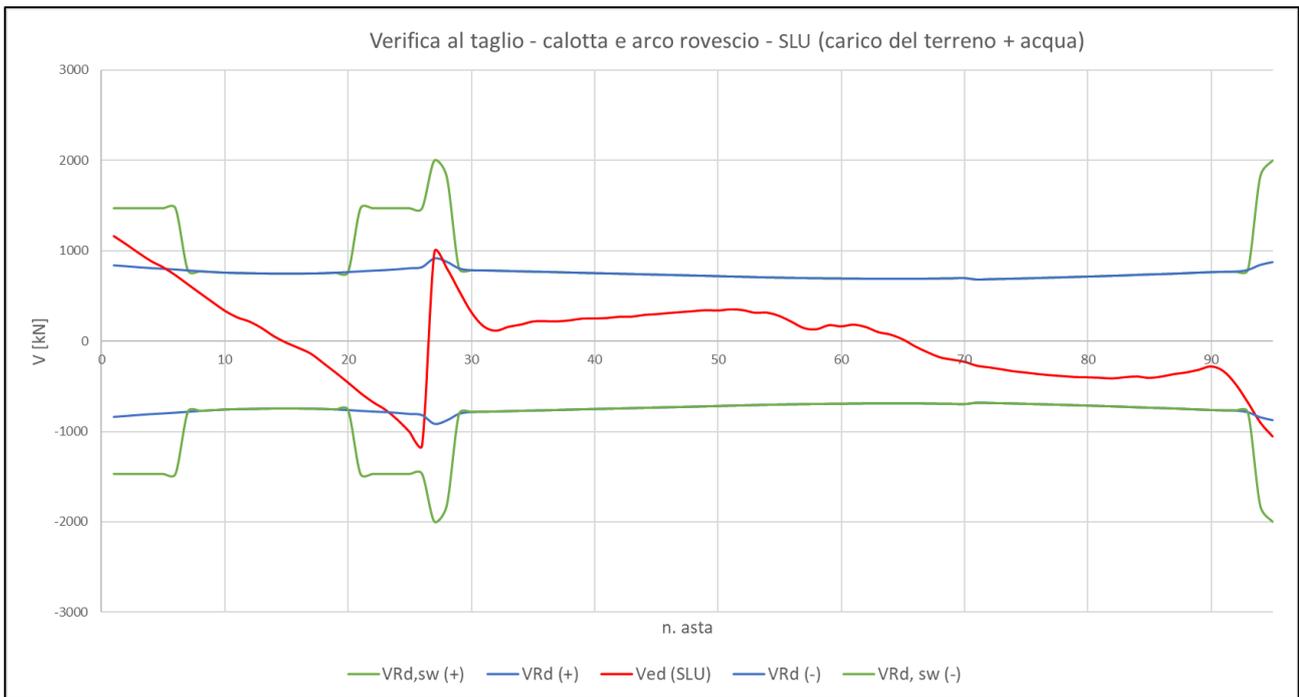


Figura 113 – Verifiche a taglio SLU (carico del terreno + pressione dell'acqua) – calotta e arco rovescio – Sezione tipo 1 (canna est)

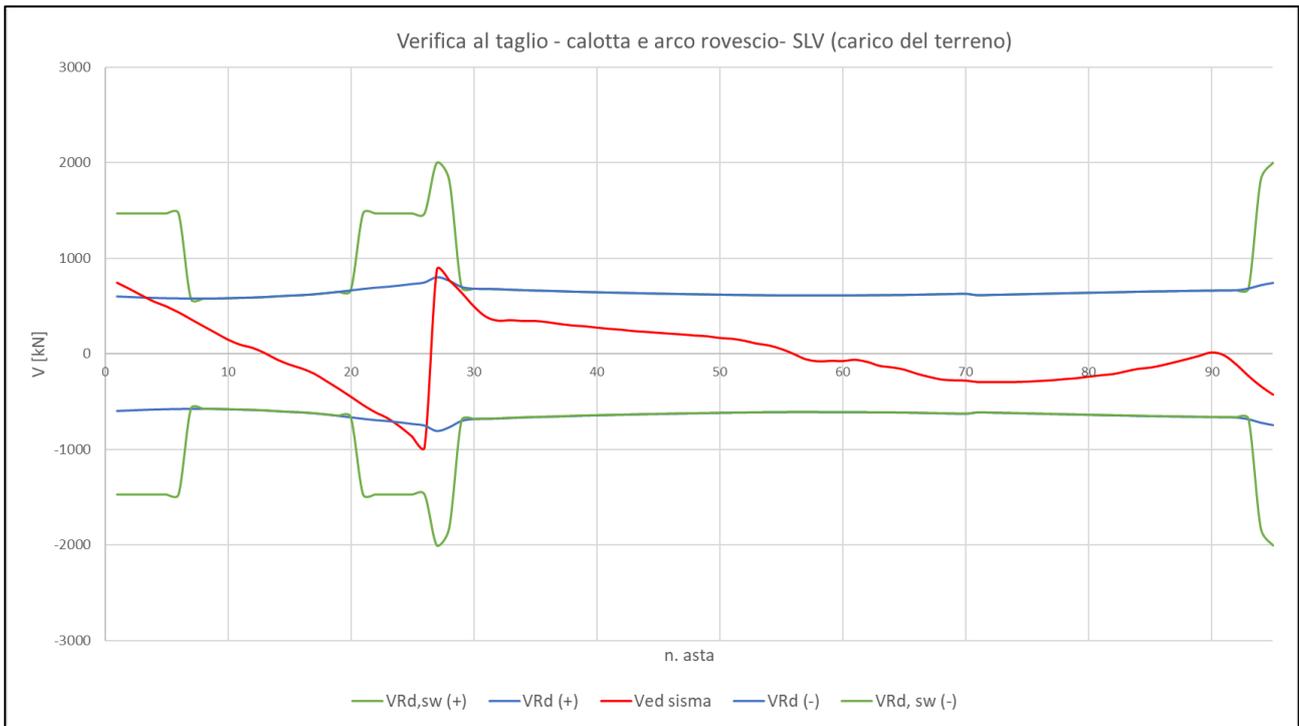


Figura 114 – Verifiche a taglio SLV (carico del terreno) – calotta e arco rovescio – Sezione tipo 1 (canna est)

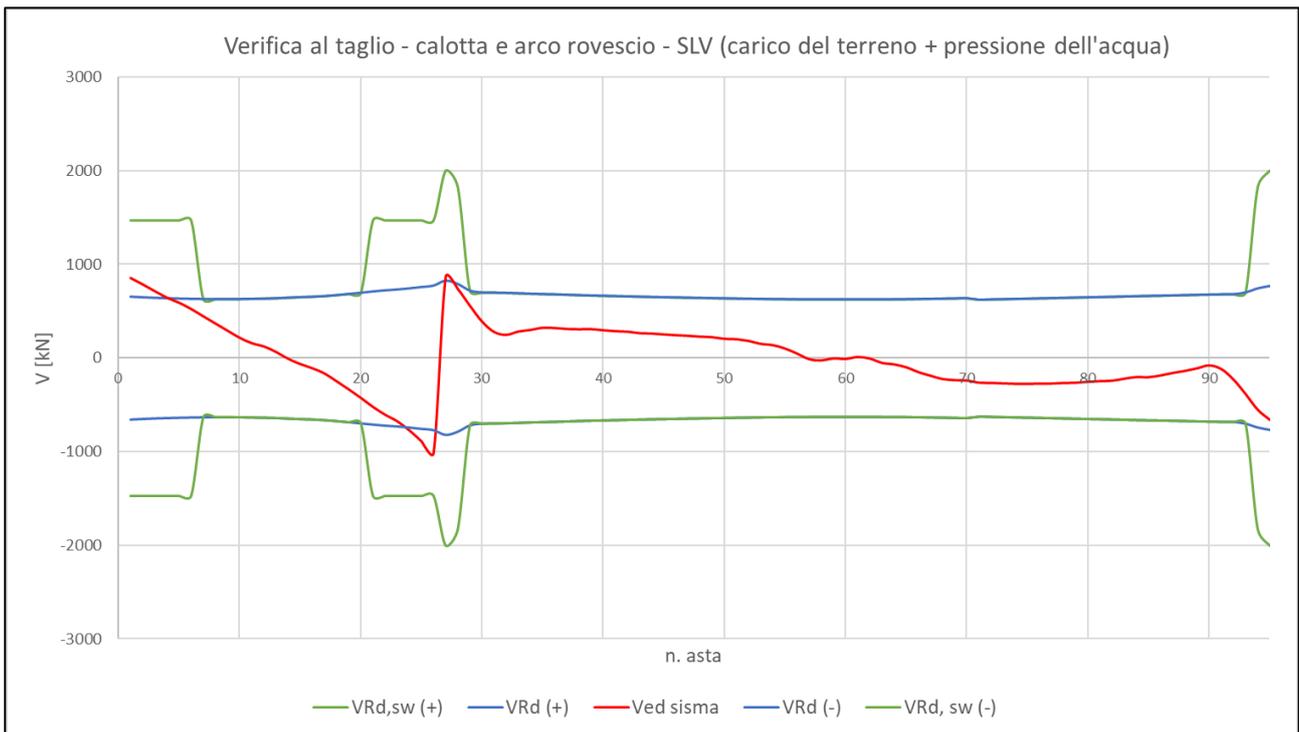


Figura 115 – Verifiche a taglio SLV (carico del terreno + pressione dell'acqua) – calotta e arco rovescio – Sezione tipo 1 (canna est)

8.3.2 Verifiche SLE – rivestimento definitivo Sezione tipo 1

8.3.2.1 Tensioni di esercizio (SLE)

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di

seguito riportati.

Calcestruzzo compresso:

- combinazione rara $\sigma_c \leq 0.60 f_{ck}$
- combinazione quasi permanente $\sigma_c \leq 0.45 f_{ck}$

Acciaio teso:

- combinazione rara $\sigma_s \leq 0.80 f_{yk}$.

Nei grafici seguenti si riportano le verifiche SLE di limitazione delle tensioni per il rivestimento definitivo in calotta e in arco rovescio. Le verifiche risultano soddisfatte.

Nei grafici di seguito presentati sull'asse delle x è riportato il numero identificativo del nodo strutturale dell'analisi 2D. Si specifica che l'andamento della numerazione dei nodi è stato definito a partire dalla muretta di destra in senso orario.

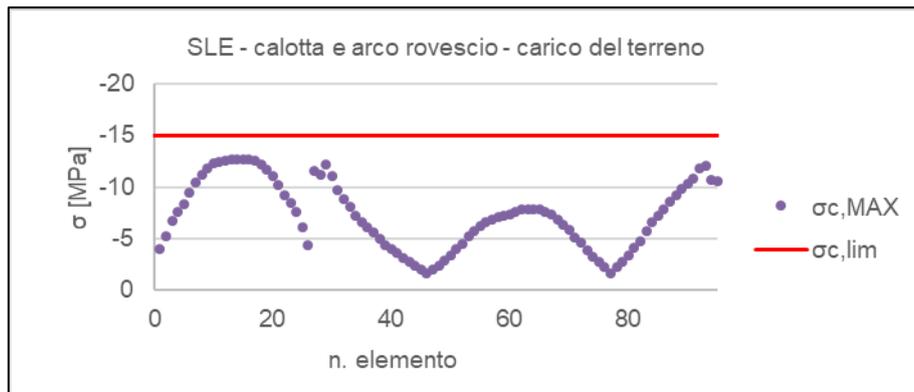


Figura 116 – Verifiche SLE di limitazione delle tensioni lato calcestruzzo (carico del terreno) – calotta e arco rovescio – Sezione tipo 1 (cana est)

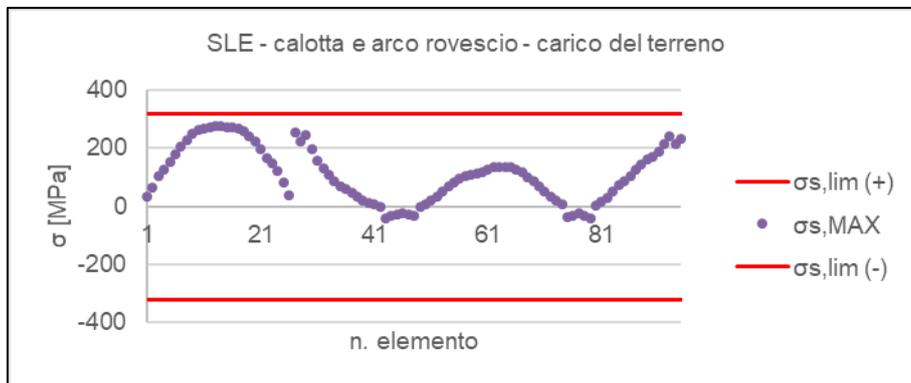


Figura 117 – Verifiche SLE di limitazione delle tensioni lato acciaio (carico del terreno) – calotta e arco rovescio – Sezione tipo 1 (cana est)

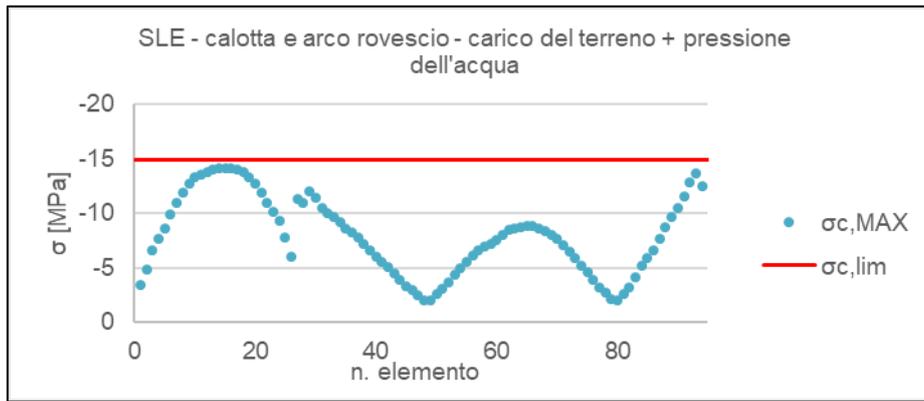


Figura 118 – Verifiche SLE di limitazione delle tensioni lato calcestruzzo (carico del terreno + pressione dell'acqua) – calotta e arco rovescio – Sezione tipo 1 (cana est)

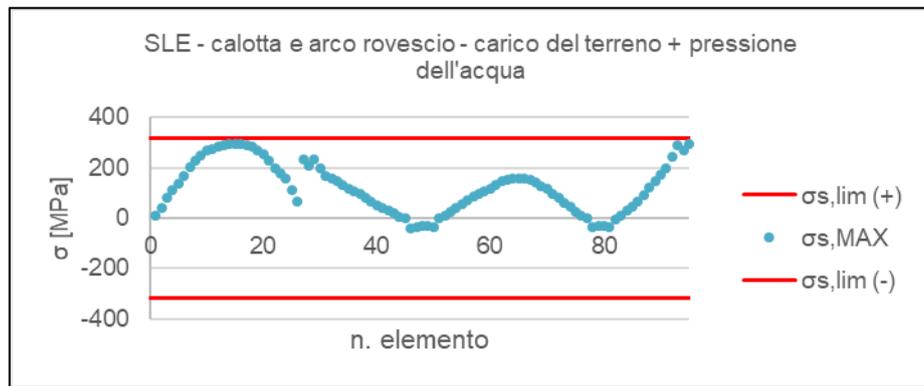


Figura 119 – Verifiche SLE di limitazione delle tensioni lato acciaio (carico del terreno + pressione dell'acqua) – calotta e arco rovescio – Sezione tipo 1 (cana est)

8.3.2.2 Fessurazione (SLE)

In ordine di severità decrescente, per la combinazione di azioni prescelta, si distinguono i seguenti stati limite

- stato limite di decompressione, nel quale la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0;
- stato limite di formazione delle fessure, nel quale la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_T = f_{ctm} / 1.2$$

- stato limite di apertura delle fessure, nel quale il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0.3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0.4 \text{ mm}$$

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione, come descritto nel seguito.

Si prendono in considerazione le combinazioni di azioni quasi permanenti e frequenti.

Ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche e della protezione contro il degrado del calcestruzzo, le condizioni ambientali possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella seguente Tab. 4.1.IV delle NTC2018:

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Con riferimento alla seguente Tab. 4.1.IV delle NTC2018 si individuano i limiti da verificare nelle combinazioni d'esercizio:

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_k	Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

Alle strutture armate dell'opera in esame può essere attribuita una classe di esposizione XC3, ovvero delle condizioni ambientali "ordinarie".

Riguardo la sensibilità delle armature alla corrosione, le armature ordinarie sono del tipo "poco sensibili".

Di conseguenza si verificano i seguenti limiti:

- combinazione frequente $w \leq w_3 = 0.4 \text{ mm}$
- combinazione quasi permanente $w \leq w_2 = 0.3 \text{ mm}$.

Nei grafici seguenti si riportano le verifiche SLE di limitazione delle tensioni per il rivestimento definitivo in calotta e in arco rovescio. Le verifiche risultano soddisfatte.

Nei grafici di seguito presentati sull'asse delle x è riportato il numero identificativo del nodo strutturale dell'analisi 2D. Si specifica che l'andamento della numerazione dei nodi è stato definito a partire dalla muretta di destra in senso orario.

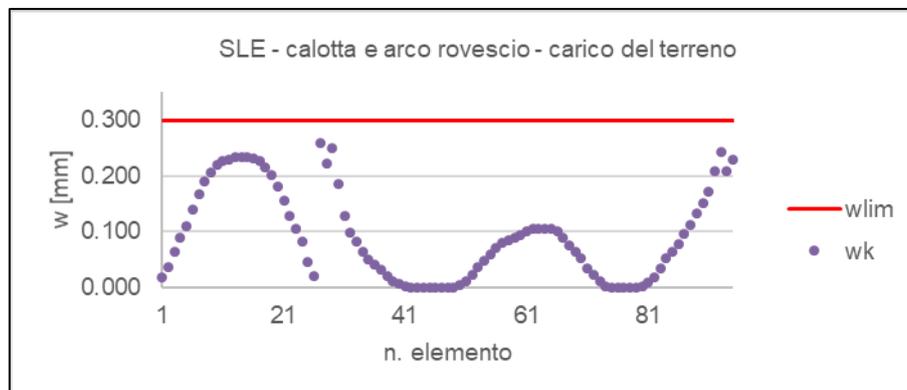


Figura 120 – Verifiche SLE di limitazione delle fessurazioni (carico del terreno) – calotta e arco rovescio – Sezione tipo 1 (cana est)

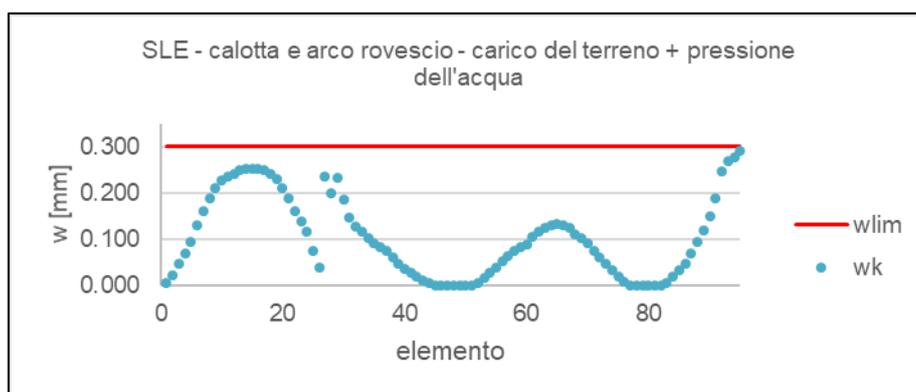


Figura 121 – Verifiche SLE di limitazione delle fessurazioni (carico del terreno + pressione dell’acqua) – calotta e arco rovescio – Sezione tipo 1 (cana est)

8.3.3 Verifiche SLU – rivestimento definitivo Sezione tipo 2

Di seguito si riportano le caratteristiche del rivestimento definitivo della sezione tipo 2 considerato nei calcoli svolti.

Sezione tipo 1	Spessore	Armatura principale
Calotta	90 cm	Doppia fila di $\Phi 26$ passo 10 cm in estradosso Doppia fila di $\Phi 26$ passo 10 cm in intradosso
Arco rovescio	Variabile da 115 cm presso le murette a 200 cm in mezzeria Sezioni di studio considerate nel calcolo con spessori di: 115 cm, 155 cm e 195 cm	$\Phi 26$ passo 10 cm in estradosso + $\Phi 26$ passo 20 cm nelle zone di estradosso in trazione (in prossimità delle murette) $\Phi 26$ passo 10 cm in intradosso + $\Phi 26$ passo 20 cm nelle zone di intradosso in trazione (in mezzeria dell’arco rovescio)

Le armature a taglio verranno previste:

- in arco rovescio per un tratto di 4 m a partire dalla muretta, $\phi 16$ passo 20 cm, 2 bracci per metro lineare di galleria;
- nei piedritti per un tratto di 1.5 m a partire dalla muretta, $\phi 16$ passo 20 cm, 2 bracci per metro lineare di galleria.

In conformità alle NTC 2018 [1] [2] le azioni ricavate dal modello FDM sui rivestimenti sono incrementate di $\gamma_G=1.30$ e le resistenze della sezione strutturale sono ridotte di $\gamma_c=1.50$ per il calcestruzzo e di $\gamma_s=1.15$ per le armature.

Le verifiche risultano soddisfatte se è verificata la seguente disuguaglianza:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

- E_d = Valore di progetto dell’effetto delle azioni.
- R_d = Valore di progetto della resistenza.

8.3.3.1 Verifica a presso/tenso-flessione (SLU)

Con riferimento alla generica sezione in c.a. la verifica di resistenza allo SLU si esegue controllando che:

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

dove:

- M_{Rd} è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{Ed} ;
- N_{Ed} è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;
- M_{Ed} è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

Nel calcolo sono state utilizzate le seguenti resistenze di progetto:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck} \cdot 0.85}{\gamma_c} = \frac{24.9MPa \cdot 0.85}{1.5} = 14.11MPa$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk} \cdot 0.85}{\gamma_s} = \frac{275MPa}{1.15} = 239.13MPa$$

8.3.3.1.1 Arco rovescio

Si riportano di seguito le verifiche a pressoflessione dell'arco rovescio della sezione tipo 2 considerando le sollecitazioni fornite dall'analisi 3D per quanto riguarda la fase di scavo e dall'analisi 2D per la fase definitiva.

Con riferimento all'analisi 3D sono state controllate le azioni interne all'arco rovescio nella sezione di studio compresa fra 19 m e 20 m con il fronte di scavo a 48 m (paragrafo 7.1.5.3 momento flettente Figura 86, azione assiale Figura 88). Le verifiche in tale configurazione sono state omesse in quanto le sollecitazioni nell'arco rovescio sono inferiori rispetto a quelle che si hanno in fase definitiva.

Con riferimento all'analisi 2D (paragrafo 7.2) sono state verificate le azioni interne all'arco rovescio considerando le seguenti configurazioni:

- Configurazione statica – carico del terreno;
- Configurazione statica – carico del terreno + spinta dell'acqua;
- Configurazione sismica – carico del terreno;
- Configurazione sismica – carico del terreno + spinta dell'acqua

Si precisa che nelle verifiche non sono stati considerati gli elementi in corrispondenza delle murette in quanto la schematizzazione semplificata di questi elementi strutturali presente nei modelli numerici utilizzati causa un'eccessiva concentrazione non realistica di sollecitazioni localizzate.

Le sollecitazioni relative alle configurazioni sismiche con solo carico del terreno e con carico del terreno + spinta dell'acqua, sono state ottenute sommando alle sollecitazioni ottenute dalle rispettive analisi in fase statica i valori delle sollecitazioni forniti dall'analisi in fase sismica.

Nel caso statico è stato considerato coefficiente amplificativo delle azioni pari a 1.3, mentre nel caso sismico tale coefficiente è stato assunto unitario, così come prescritto dalle NTC 2018.

Data la variabilità dello spessore dell'arco rovescio da 115 cm presso le murette a 200 cm in mezzzeria, sono state verificate 3 differenti sezioni con spessori di 115 cm, 150 cm e 195 cm.

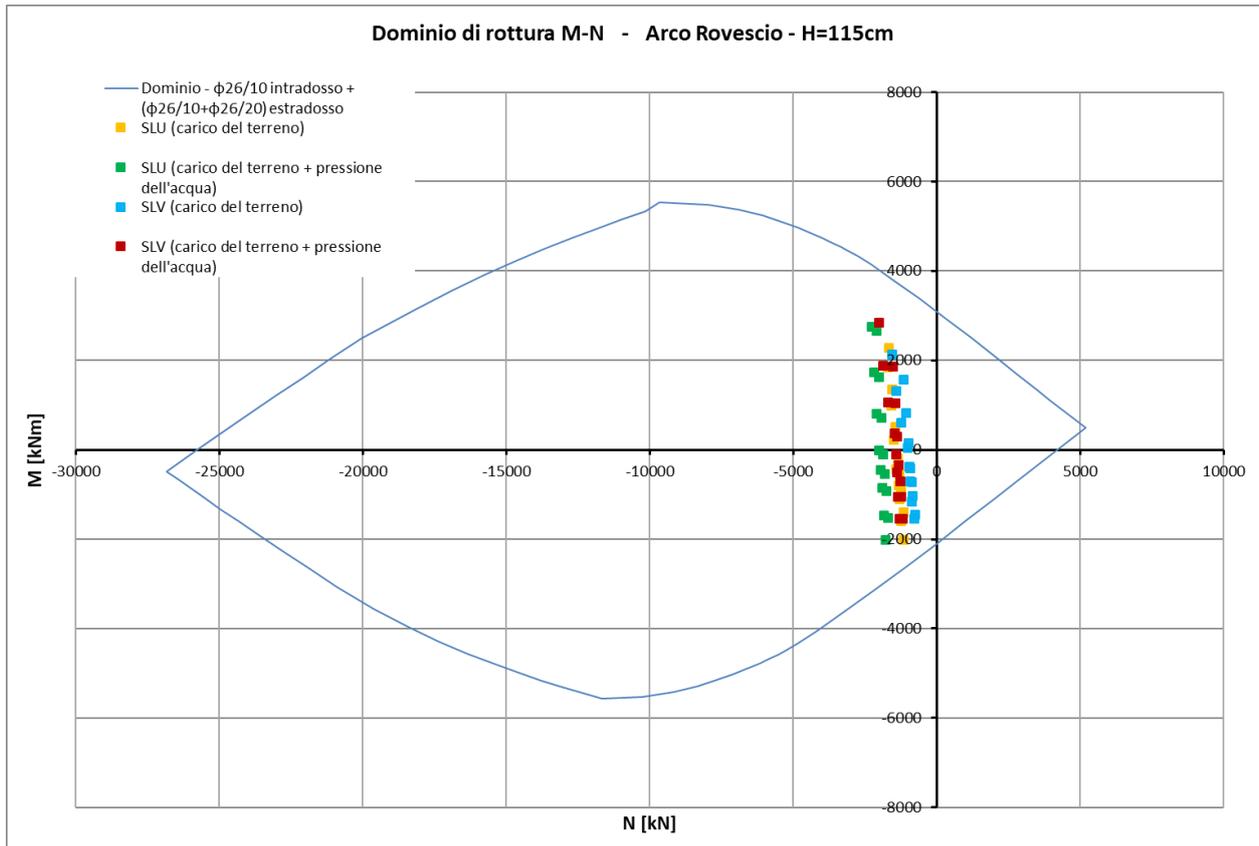


Figura 122 - Verifiche SLU - SLV arco rovescio fase definitiva (analisi 2D) – sezione con spessore 115 cm – Sezione tipo 2 (canna ovest)

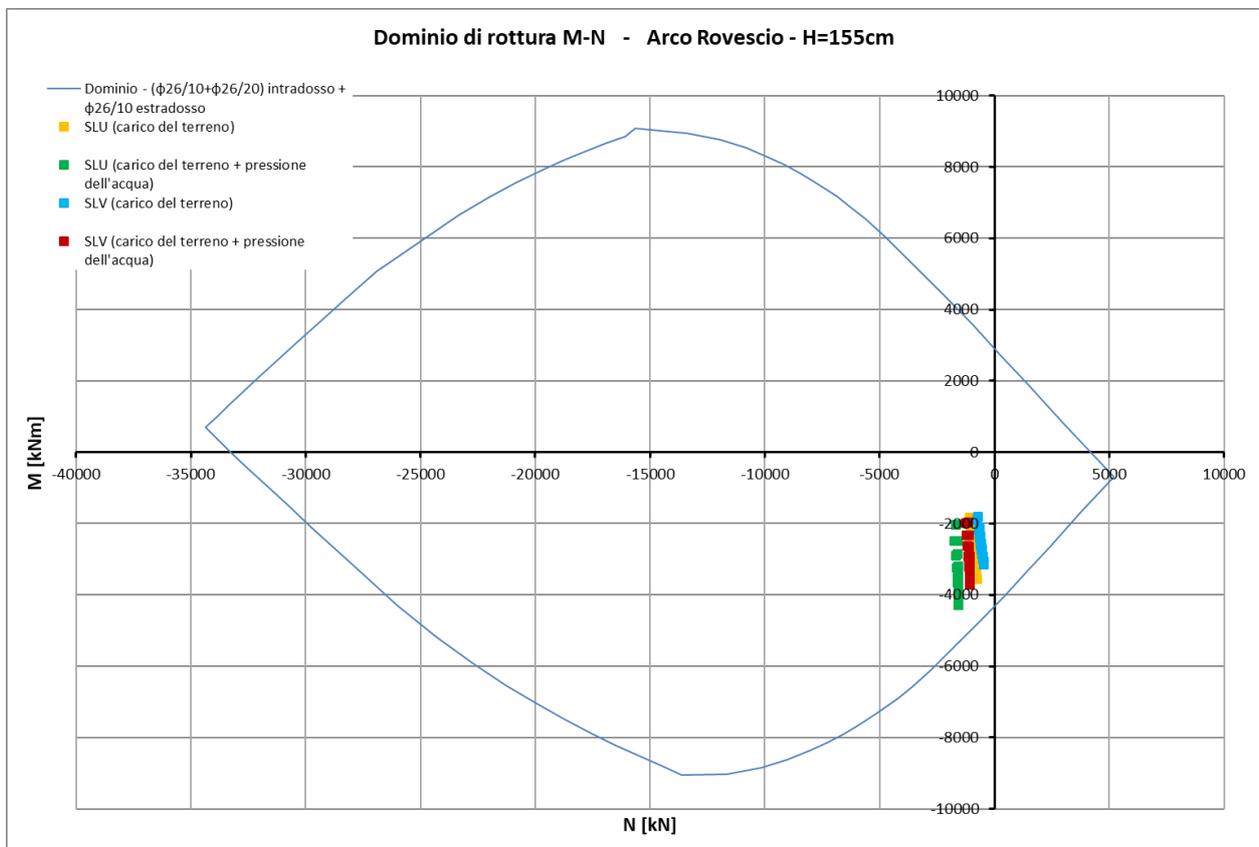


Figura 123 – Verifiche SLU - SLV arco rovescio fase definitiva (analisi 2D) – sezione con spessore 150 cm – Sezione tipo 2 (canna ovest)

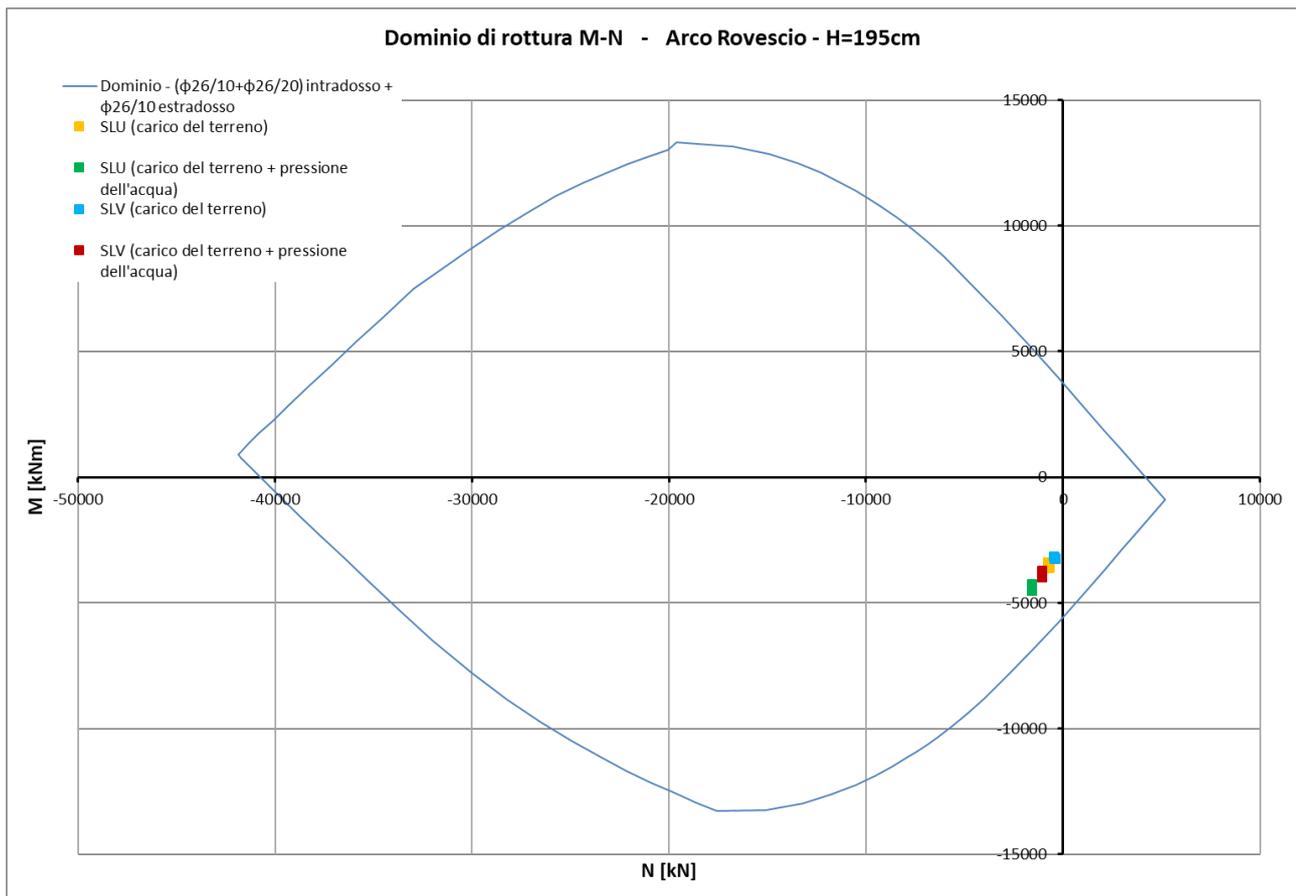


Figura 124 – Verifiche SLU - SLV arco rovescio fase definitiva (analisi 2D) – sezione con spessore 195 cm – Sezione tipo 2 (canna ovest)

8.3.3.1.2 Calotta

Si riportano di seguito le verifiche a pressoflessione della calotta della sezione tipo 2 in fase definitiva considerando le sollecitazioni fornite dall'analisi 2D.

Con riferimento all'analisi 2D (paragrafo 7.2) sono state verificate le azioni interne alla calotta considerando le seguenti configurazioni:

- Configurazione statica – carico del terreno;
- Configurazione statica – carico del terreno + spinta dell'acqua;
- Configurazione sismica – carico del terreno;
- Configurazione sismica – carico del terreno + spinta dell'acqua

Si precisa che nelle verifiche non sono stati considerati gli elementi in corrispondenza delle murette in quanto la schematizzazione semplificata di questi elementi strutturali presente nei modelli numerici utilizzati causa un'eccessiva concentrazione non realistica di sollecitazioni localizzate.

Le sollecitazioni relative alle configurazioni sismiche con solo carico del terreno e con carico del terreno + spinta dell'acqua, sono state ottenute sommando alle sollecitazioni ottenute dalle rispettive analisi in fase statica i valori delle sollecitazioni forniti dall'analisi in fase sismica.

Nel caso statico è stato considerato coefficiente amplificativo delle azioni pari a 1.3, mentre nel caso sismico tale coefficiente è stato assunto unitario, così come prescritto dalle NTC 2018.

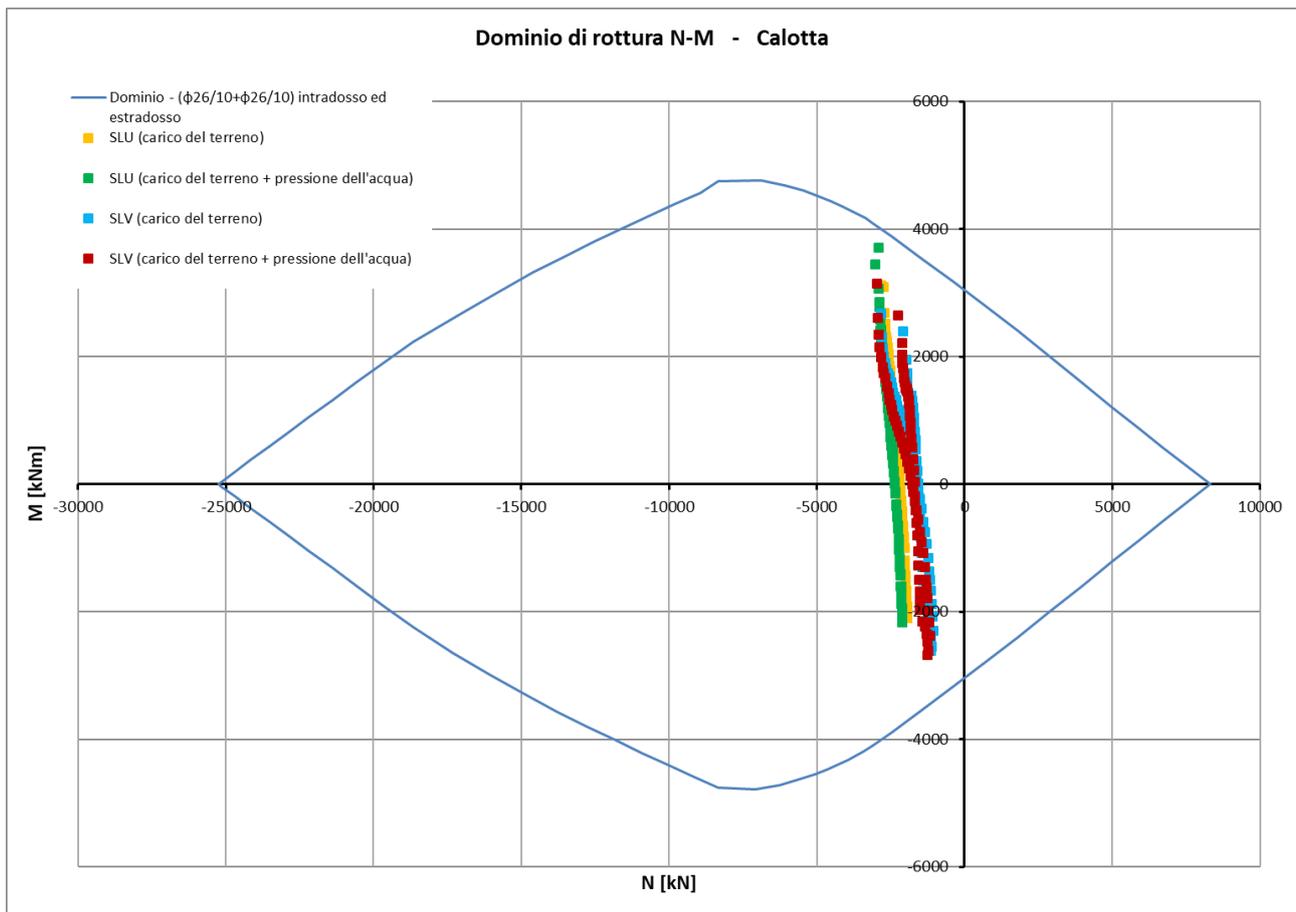


Figura 125 – Verifiche SLU - SLV calotta fase definitiva (analisi 2D) – Sezione tipo 2 (canna ovest)

8.3.3.2 Verifica a Taglio (SLU)

Per la verifica a taglio si esegue dapprima la verifica degli elementi nell'ipotesi di assenza di armature resistenti a taglio. Indicato con V_{Ed} il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente allo SLU e con V_{Rd} la resistenza, la verifica è soddisfatta se risulta:

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

V_{Rd} si calcola con la seguente espressione:

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left(0.18 \cdot k \cdot \frac{\sqrt[3]{100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d ; \left(v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d \right\}$$

In cui:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$$

con "d" altezza utile della sezione espressa in [mm]

$$v_{\min} = 0.035 \cdot \sqrt{k^3} \cdot \sqrt{f_{ck}}$$

con "b_w" larghezza minima della sezione espressa in [mm]

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$$

è il rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0.2 \cdot f_{cd}$$

tensione media di compressione nella sezione.

La resistenza di progetto a taglio $V_{Rd,sw}$ nel caso di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \theta \leq 2.5$$

La verifica di resistenza si pone ancora una volta controllando che:

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

Si distinguono i due contributi resistenti dovuti all'armatura trasversale e al calcestruzzo d'anima. Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a taglio-trazione si calcola con:

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

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a taglio-compressione si calcola con:

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

La resistenza a taglio dell'elemento strutturale è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd,sw} = \min (V_{Rsd}; V_{Rcd})$$

Nel calcolo dei contributi sopra definiti, si indica:

θ	inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse dell'elemento	
α	inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse dell'elemento	
A_{sw}	area dell'armatura trasversale	
s	interasse tra due armature trasversali consecutive	
$f'_{cd}=0.5f_{cd}$	resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	
α_c	coefficiente maggiorativo pari a:	
	1	per membrature non compresse
	$1 + \sigma_{cp} / f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0.25 f_{cd}$
	1.25	per $0.25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0.5 f_{cd}$
	$2.5 (1 - \sigma_{cp} / f_{cd})$	per $0.5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$.

Si riportano di seguito le verifiche a taglio della calotta e dell'arco rovescio della sezione tipo 2 considerando le sollecitazioni in fase definitiva fornite dall'analisi 2D.

Con riferimento all'analisi 2D (paragrafo 7.2) sono state verificate le azioni interne al rivestimento definitivo considerando le seguenti configurazioni:

- Configurazione statica – carico del terreno;
- Configurazione statica – carico del terreno + spinta dell'acqua;
- Configurazione sismica – carico del terreno;
- Configurazione sismica – carico del terreno + spinta dell'acqua

Si precisa che nelle verifiche non sono stati considerati gli elementi in corrispondenza delle murette in quanto la schematizzazione semplificata di questi elementi strutturali presente nei modelli numerici utilizzati causa un'eccessiva concentrazione non realistica di sollecitazioni localizzate.

Le sollecitazioni relative alle configurazioni sismiche con solo carico del terreno e con carico del terreno + spinta dell'acqua, sono state ottenute sommando alle sollecitazioni ottenute dalle rispettive analisi in fase statica i valori delle sollecitazioni forniti dall'analisi in fase sismica.

Nel caso statico è stato considerato coefficiente amplificativo delle azioni pari a 1.3, mentre nel caso sismico tale coefficiente è stato assunto unitario, così come prescritto dalle NTC 2018.

Le verifiche a taglio dell'arco rovescio in fase di scavo sono state omesse in quanto le sollecitazioni in tale fase sono meno gravose rispetto a quelle in fase definitiva.

Nei grafici di seguito presentati sull'asse delle x è riportato il numero identificativo del nodo strutturale dell'analisi 2D. Si specifica che l'andamento della numerazione dei nodi è stato definito a partire dalla muretta di destra in senso orario.

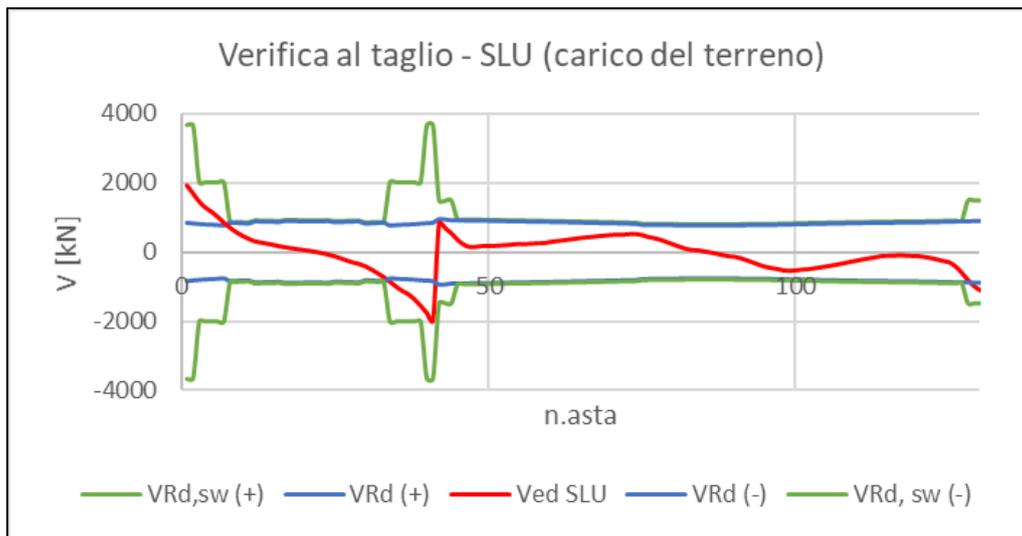


Figura 126 – Verifiche a taglio SLU (carico del terreno) – calotta e arco rovescio – Sezione tipo 2 (canna ovest)

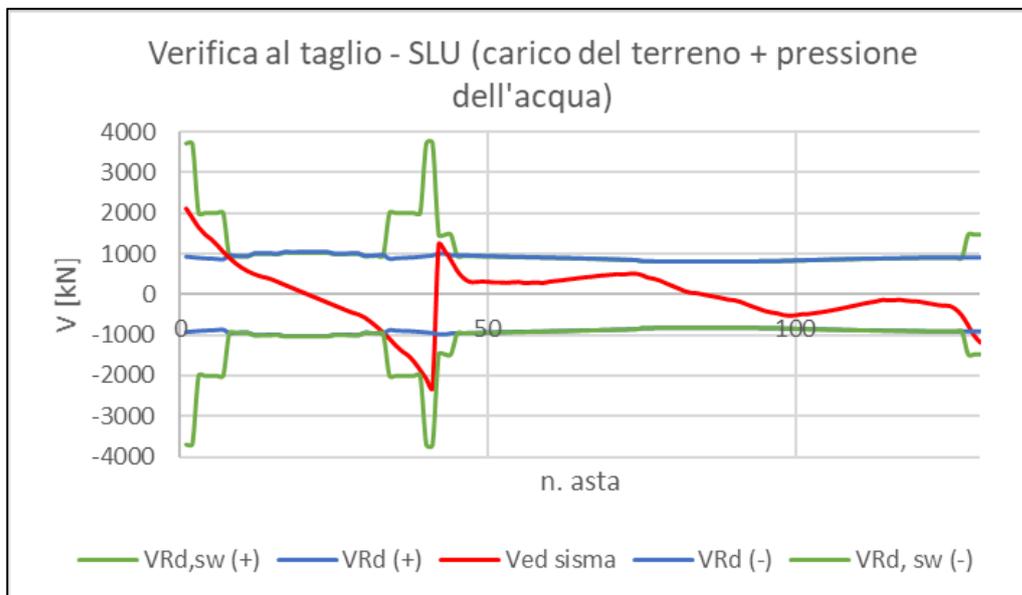


Figura 127 – Verifiche a taglio SLU (carico del terreno + pressione dell'acqua) – calotta e arco rovescio – Sezione tipo 2 (canna ovest)

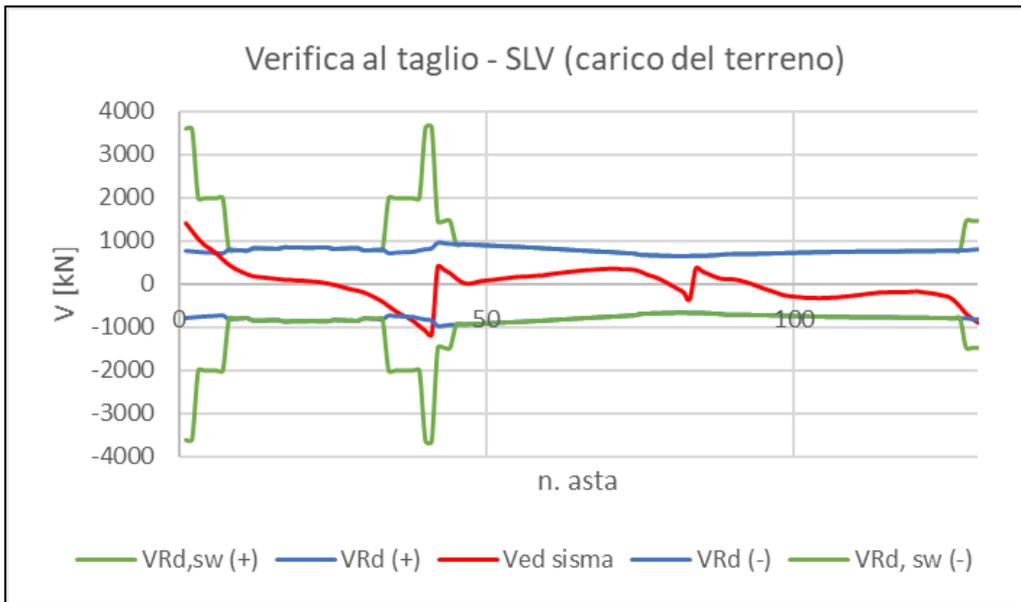


Figura 128 – Verifiche a taglio SLV (carico del terreno) – calotta e arco rovescio – Sezione tipo 2 (canna ovest)

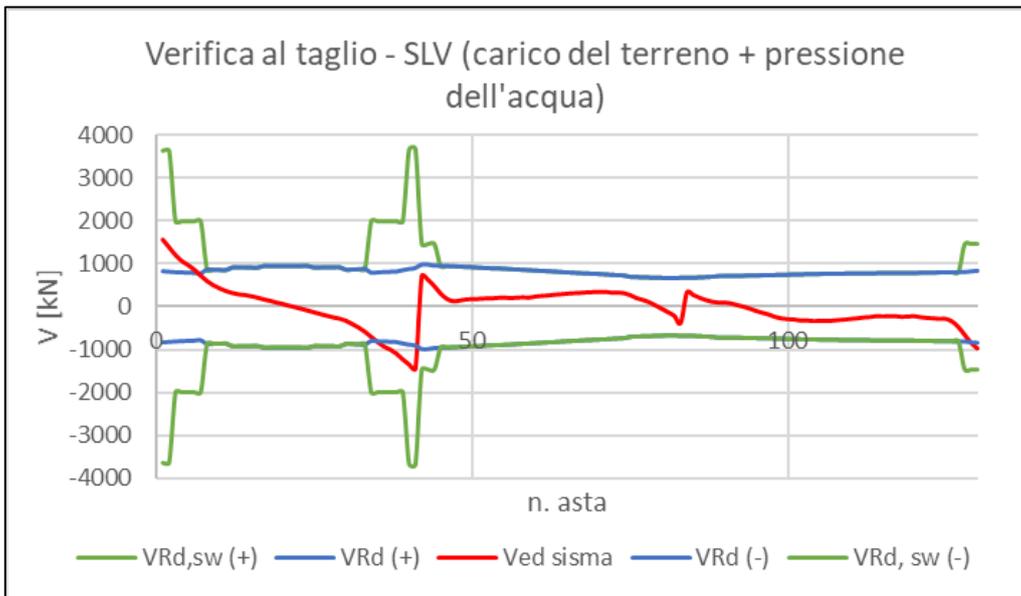


Figura 129 – Verifiche a taglio SLV (carico del terreno + pressione dell'acqua) – calotta e arco rovescio – Sezione tipo 2 (canna ovest)

8.3.4 Verifiche SLE – rivestimento definitivo Sezione tipo 2

8.3.4.1 Tensioni di esercizio (SLE)

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati.

Calcestruzzo compresso:

- combinazione rara $\sigma_c \leq 0.60 f_{ck}$
- combinazione quasi permanente $\sigma_c \leq 0.45 f_{ck}$

Acciaio teso:

- combinazione rara $\sigma_s \leq 0.80 f_{yk}$.

Nei grafici seguenti si riportano le verifiche SLE di limitazione delle tensioni per il rivestimento definitivo in calotta e in arco rovescio. Le verifiche risultano soddisfatte.

Nei grafici di seguito presentati sull'asse delle x è riportato il numero identificativo del nodo strutturale dell'analisi 2D. Si specifica che l'andamento della numerazione dei nodi è stato definito a partire dalla muretta di destra in senso orario.

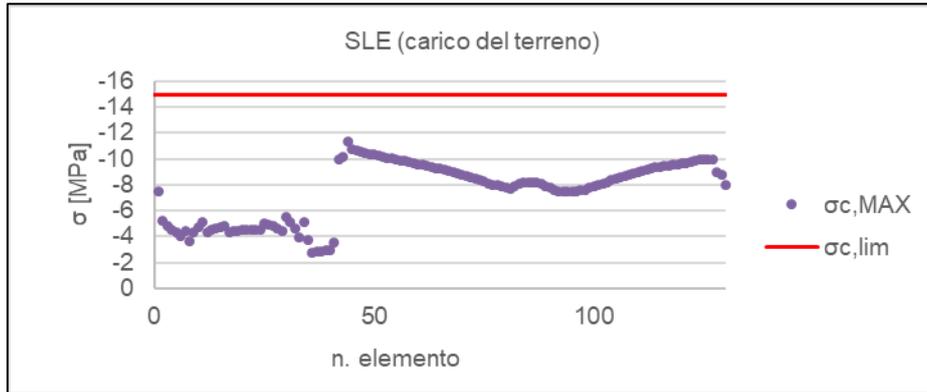


Figura 130 – Verifiche SLE di limitazione delle tensioni lato calcestruzzo (carico del terreno) – calotta e arco rovescio – Sezione tipo 2 (canna ovest)

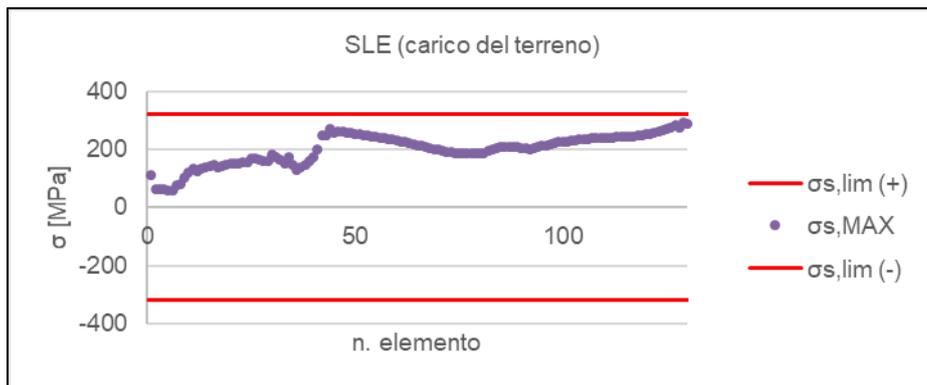


Figura 131 – Verifiche SLE di limitazione delle tensioni lato acciaio (carico del terreno) – calotta e arco rovescio – Sezione tipo 2 (canna ovest)

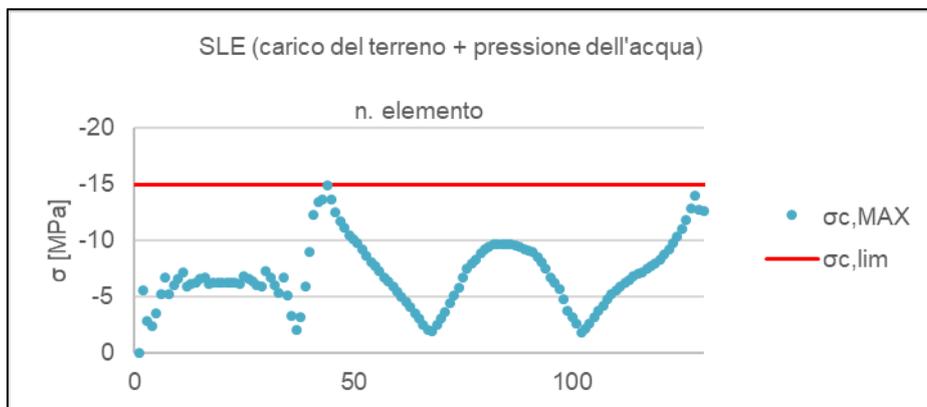


Figura 132 – Verifiche SLE di limitazione delle tensioni lato calcestruzzo (carico del terreno + pressione dell'acqua) – calotta e arco rovescio – Sezione tipo 2 (canna ovest)

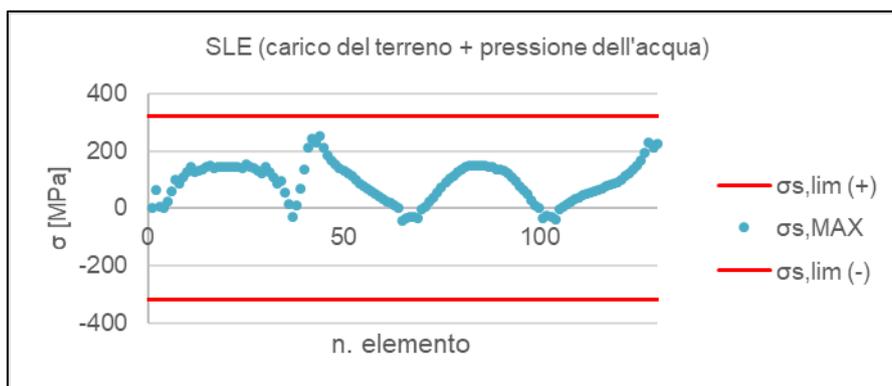


Figura 133 – Verifiche SLE di limitazione delle tensioni lato acciaio (carico del terreno + pressione dell'acqua) – calotta e arco rovescio – Sezione tipo 2 (canna ovest)

8.3.4.2 Fessurazione (SLE)

In ordine di severità decrescente, per la combinazione di azioni prescelta, si distinguono i seguenti stati limite

- d) stato limite di decompressione, nel quale la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0;
- e) stato limite di formazione delle fessure, nel quale la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_T = f_{ctm} / 1.2$$

- f) stato limite di apertura delle fessure, nel quale il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

$$w1 = 0.2 \text{ mm} \quad w2 = 0.3 \text{ mm} \quad w3 = 0.4 \text{ mm}$$

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione, come descritto nel seguito.

Si prendono in considerazione le combinazioni di azioni quasi permanenti e frequenti.

Ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche e della protezione contro il degrado del calcestruzzo, le condizioni ambientali possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella seguente Tab. 4.1.IV delle NTC2018:

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Con riferimento alla seguente Tab. 4.1.IV delle NTC2018 si individuano i limiti da verificare nelle combinazioni d'esercizio:

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_k	Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

Alle strutture armate dell'opera in esame può essere attribuita una classe di esposizione XC3, ovvero delle condizioni ambientali "ordinarie".

Riguardo la sensibilità delle armature alla corrosione, le armature ordinarie sono del tipo "poco sensibili".

Di conseguenza si verificano i seguenti limiti:

- combinazione frequente $w \leq w_3 = 0.4 \text{ mm}$
- combinazione quasi permanente $w \leq w_2 = 0.3 \text{ mm}$.

Nei grafici seguenti si riportano le verifiche SLE di limitazione delle tensioni per il rivestimento definitivo in calotta e in arco rovescio. Le verifiche risultano soddisfatte.

Nei grafici di seguito presentati sull'asse delle x è riportato il numero identificativo del nodo strutturale dell'analisi 2D. Si specifica che l'andamento della numerazione dei nodi è stato definito a partire dalla muretta di destra in senso orario.

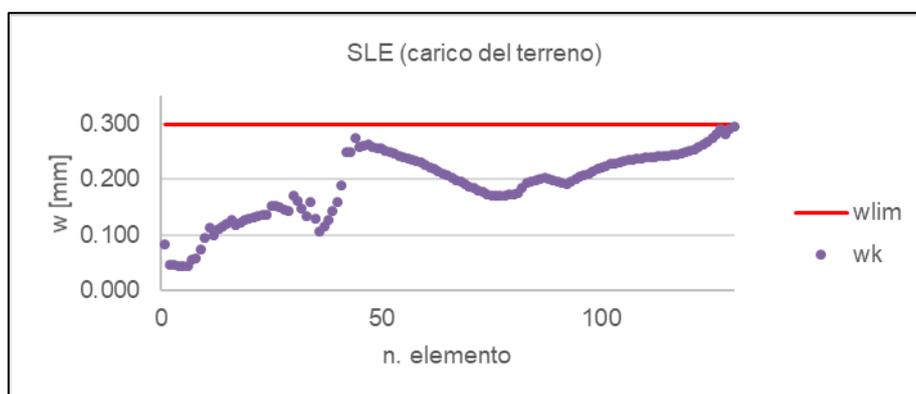


Figura 134 – Verifiche SLE di limitazione delle fessurazioni (carico del terreno) – calotta e arco rovescio – Sezione tipo 2 (canna ovest)

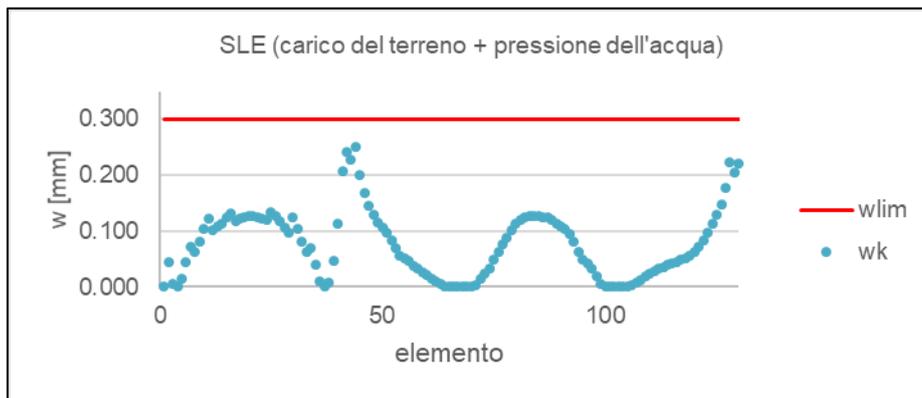


Figura 135 – Verifiche SLE di limitazione delle fessurazioni (carico del terreno + pressione dell'acqua) – calotta e arco rovescio – Sezione tipo 2 (canna ovest)