

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:

INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGI TECNICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01

TRATTA A.V. /A.C. TERZO VALICO DEI GIOVI
PROGETTO ESECUTIVO

**SISTEMAZIONE FINALE FINESTRA CASTAGNOLA
TRATTO SCAVATO - TRATTO Y
DA PROGR. 0+000,00 A PROGR. 0+693,00
RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO**

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE DEI LAVORI
Consorzio Cociv Ing. N. Meistro	

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
I G 5 1	0 5	E	C V	R O	G N 1 5 Y X	0 0 1	A

Progettazione :								
Rev	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data	IL PROGETTISTA
A00	Emissione	COCIV	08/01/2019	A Di Salvo	08/01/2019	A. Mancarella	08/01/2019	 Consorzio Collegamenti Interregionali Veloci Dott. Ing. Aldo Mancarella Ordine Ingegneri Prov. TO n. 6271 R

n. Elab.:	File: IG51-05-E-CV-RO-GN15-YX-001-A00
-----------	---------------------------------------

CUP: F81H92000000008

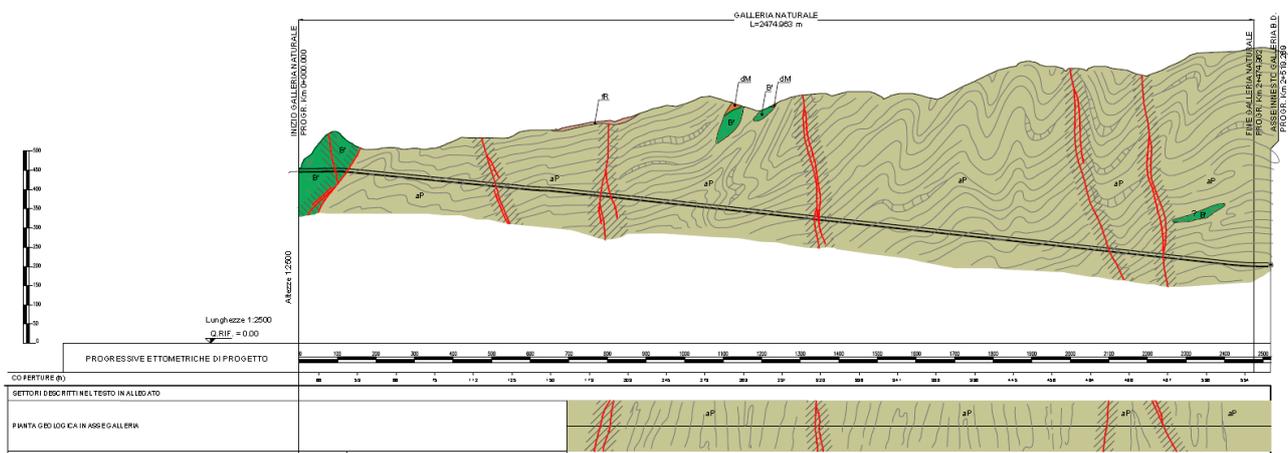
INDICE

1.	INTRODUZIONE.....	3
2.	NORMATIVE E RACCOMANDAZIONI.....	5
3.	MATERIALI IMPIEGATI.....	8
4.	DESCRIZIONE DEI METODI DI CALCOLO UTILIZZATI	11
4.1.	Metodo delle curve caratteristiche	11
4.2.	Analisi numeriche bidimensionali: PLAXIS 2D.....	11
5.	ANALISI NUMERICHE	15
5.1.	Modello di calcolo e ipotesi di base	15
5.1.1.	Modellazione degli elementi geotecnici e strutturali.....	16
5.1.2.	Taratura modelli di calcolo.....	18
5.2.	Modello 1: Sezione allargo (copertura 150m).....	20
5.2.1.	Rivestimenti di prima fase e fasi di calcolo	22
5.3.	Modello 2: Sezione corrente (copertura 115m).....	23
5.3.1.	Rivestimenti di prima fase e fasi di calcolo	25
5.4.	Modello 3: Sezione corrente (copertura 90m).....	26
5.4.1.	Rivestimenti di prima fase e fasi di calcolo	28
6.	RISULTATI ANALISI NUMERICHE E VERIFICHE.....	29

1. INTRODUZIONE

Oggetto della presente relazione è un addendum di calcolo alla relazione di progetto (IG5102ECVCLGN15M0001A00 Relazione di calcolo finestra Castagnola) relativo alla sistemazione finale della finestra Castagnola, nella tratta iniziale scavata in precedenza per la realizzazione del cunicolo esplorativo (GN15Y).

La finestra Castagnola consiste nella realizzazione di una Finestra di accesso per la galleria del III Valico; in particolare la lunghezza della galleria si estende dalla progressiva Km 0+000 fino alla progressiva km 2+474.972 in corrispondenza della zona d'innesto con la galleria naturale di linea. I primi 695m circa risultano già scavati in precedenza (scavo cunicolo pilota).



La galleria ha quindi una lunghezza totale di circa 2500m, con coperture massime di circa 570m. La sezione stradale adottata, avente raggio interno in chiave calotta di 4.6m, ha una larghezza massima interna pari a 6.60m all'altezza del piano dei centri. È inoltre prevista una sezione allargata avente raggio interno in chiave calotta pari a 4.50m ed una larghezza all'altezza del piano dei centri pari a 8.60m.

Sono stati eseguiti dei rilievi profiler in questo tratto già scavato (695m circa); la situazione è quella riepilogata sinteticamente nella seguente tabella, distinguendo i tratti in funzione della presenza o meno della sezione corrente e in funzione della presenza o meno dell'intervento di messa in sicurezza (vedi schemi sezioni in allargato e corrente seguenti):

Tratto	da pk	A pk	Situazione	sezione
Iniziale	0	100	prerivestimento	corrente
	100	283	Messa in sicurezza	corrente
	283	322	Messa in sicurezza	allargato n.1
	322	500	Messa in sicurezza	corrente
	500	611	prerivestimento	corrente
	611	652	prerivestimento	allargato n.2

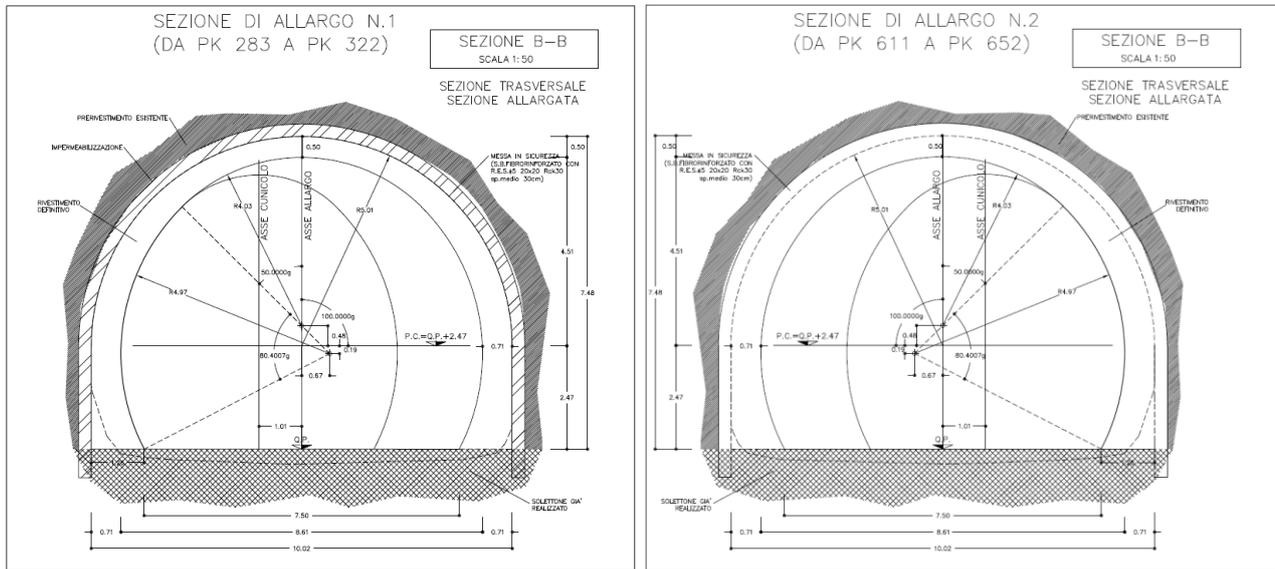


Figura 3 - Sezione allargo n.1 e n.2

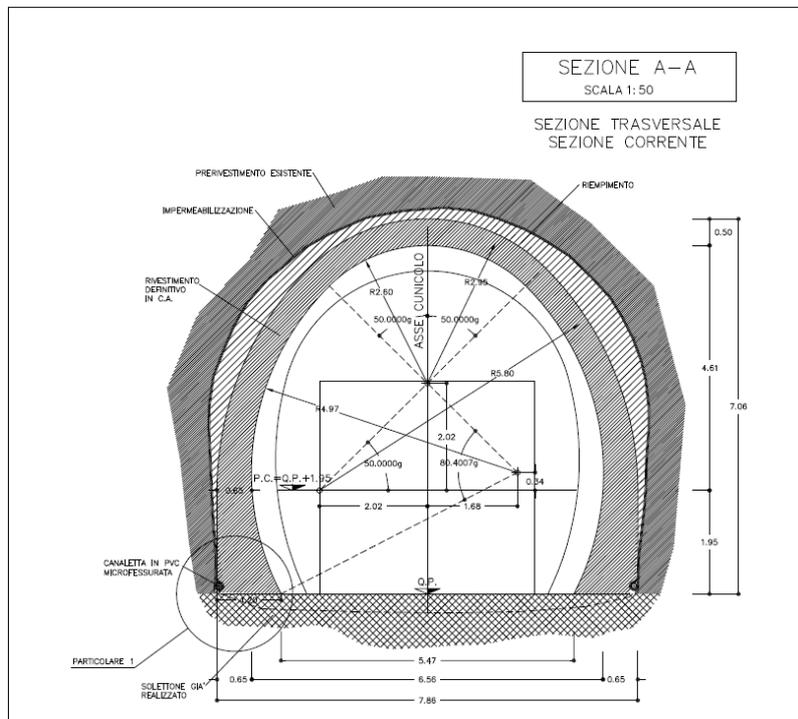


Figura 3 - Sezione corrente

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>CODIV Consorzio Collegamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	
		<p>Foglio 5 di 45</p>

2. NORMATIVE E RACCOMANDAZIONI

Per il calcolo e per le verifiche delle opere strutturali si è fatto riferimento alle seguenti norme:

- Legge 5/11/1971 n. 1086

Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.

- Legge n° 64 del 2 febbraio 1974

Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

- Circolare Ministero Lavori Pubblici n. 11951 del 14/2/1974

Legge 5 novembre 1971, n. 1086. Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica. Istruzioni per l'applicazione.

- Circolare Ministero Lavori Pubblici n. 20049 del 9/1/1980

Legge 5 novembre 1971 n. 1086 - Istruzioni relative ai controlli sul conglomerato cementizio adoperato per le strutture in cemento armato.

- Istruzioni C.N.R. 10012-81

Azioni sulle costruzioni.

- Decreto Ministero Lavori Pubblici 11/3/1988

Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

- Circolare Ministero Lavori Pubblici n. 30483 del 24/9/1988

Legge 2 febbraio 1974 art. 1-D.M. 11 marzo 1988. Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione. Istruzioni per l'applicazione.

- Nota Ministero Lavori Pubblici n. 183 del 13/4/1989

D.M. 11.3.88. Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, la progettazione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

- Decreto Ministero Lavori Pubblici 14/02/1992

Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

- Circolare Ministero Lavori Pubblici 24/06/1993 n. 406/STC

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	Foglio 6 di 45

Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche di cui al D. M. 14/02/1992.

- Decreto Ministero Lavori Pubblici 9/01/1996

Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche.

- Decreto Ministero Lavori Pubblici 16/01/1996

Norme tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".

- Decreto Ministero Lavori Pubblici 16/01/1996

Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche

- Circolare Ministero Lavori Pubblici 15/10/1996 n. 252

Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche di cui al D. M. 9/01/96.

- Circolare Ministero Lavori Pubblici 4/07/1996 n. 156AA.GG/STC

Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi" di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996.

- Circolare Ministero Lavori Pubblici 10/04/1997 n. 65/AA./GG.

Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D. M. 16/01/96.

- Decreto Ministero Lavori Pubblici 5/08/1999

Modificazioni al decreto ministeriale 9 gennaio 1996 contenente norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

- D.P.R. 6 Giugno 2001, n°380

Testo unico delle disposizioni legislative e regolamenti in materia edilizia



RACCOMANDAZIONI

- **Eurocodice 1 UNI-EN-1991**

Criteri generali di progettazione strutturale

- **Eurocodice 2 UNI-EN-1992**

Progettazione delle strutture in calcestruzzo

- **Eurocodice 3 UNI-EN-1993**

Progettazione delle strutture in acciaio

- **Eurocodice 4 UNI-EN-1994**

Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo

- **Eurocodice 7 UNI-EN-1997**

Progettazione Geotecnica

- **Eurocodice 8 UNI-EN-1998**

Progettazione delle strutture per la resistenza sismica

3. MATERIALI IMPIEGATI

Gallerie naturali

Consolidamenti e rivestimenti provvisori

Spritz beton fibrorinforzato	<ul style="list-style-type: none"> - Resistenza media su carote $h/\phi = 1$ a 48 ore ≥ 13 MPa, a 28 gg ≥ 25 MPa - Dosaggio per fibre in acciaio 30 kg/m^3
Acciaio per centine, piastre e collegamenti:	S275
Acciaio per catene	S275
Acciaio per armatura e rete elettrosaldata:	B450 C
Acciaio bulloni ad ancoraggio continuo	B450 C
Impermeabilizzazione in PVC	<ul style="list-style-type: none"> - Teli sp. 2 ± 0.5 mm, - Resistenza a trazione ≥ 15 MPa - Allungamento a rottura $\geq 250\%$ - Resistenza alla lacerazione $\geq 100\text{N/mm}$ - Resistenza alla giunzione ≥ 10.5 MPa - Stabilità al calore = 70°C - Flessibilità a freddo = -30°C - Resistenza alle soluzioni acide alcaline = $\pm 20\%$ max allungamento - Comportamento al fuoco B2 - Resistenza alla pressione dell'acqua a 1 MPa per 10 ore : impermeabile

Tubi in VTR (caratteristiche del composito)	<ul style="list-style-type: none"> - Diametro esterno = 60 mm ad aderenza migliorata - Diametro di perforazione = 100-120 mm - Spessore medio = 10 mm - Densità ≥ 1.8 t/mc - Res. a trazione ≥ 600 MPa - Res. a taglio ≥ 100 MPa - Modulo elastico ≥ 30000 MPa - Contenuto in vetro ≥ 50 % - Resistenza a flessione ≥ 600 MPa - Resistenza allo scoppio ≥ 8 MPa - Perforazione eseguita a secco
Miscele cementizie per cementazione a bassa pressione	<p>Cemento 42.5R</p> <ul style="list-style-type: none"> - Rapporto a/c = 0.5-0.7 - Fluidificante = 4 % di peso sul cemento - Resistenza a compressione a 48 ore > 5 MPa
Iniezioni di guaina	<p>Cemento R32.5 – R42.5</p> <ul style="list-style-type: none"> - Rapporto a/c $\approx 1.5-2$ - Bentonite $\approx 5-8$ % sul peso di cemento - Densità ≈ 1.3 t/m³ - Rendimento volumetrico ≥ 95% - Viscosità Marsh (ugello 4.7 mm) 30-35 sec.
Iniezione di consolidamento	<p>Cemento R42.5-52.5</p> <ul style="list-style-type: none"> - Cemento a finezza di macinazione non inferiore a 4500 cm/g Blaine - Rapporto a/c $\approx 0.4-0.7$ - Bentonite < 2 % - Additivo fluidificante (Flowcable o simili) ≈ 4 % di peso del cemento - Viscosità Marsh (ugello 4.7 mm) 35-45 sec. - Densità ≈ 1.8 t/m³ - Rendimento volumetrico > 95%

Parametri minimi del terreno consolidato	<ul style="list-style-type: none"> - Resistenza a compressione 48h > 1.0 MPa - Resistenza a compressione 7gg > 1.5 MPa - R.Q.D. 48h > 50% - R.Q.D. 7gg > 70%
--	--

Rivestimenti definitivi

Acciaio per armatura:	B450 C
Calcestruzzo strutturale calotta e piedritti	C25/30, Tipo CEM III-V, XC2, S4
Calcestruzzo strutturale arco rovescio	C25/30, Tipo CEM III-V, XC2, S3
Magrone di pulizia di sottofondo	Rm ≥ 15 MPa, Tipo CEM I-V

Per le sezioni non armate la classe di esposizione del calcestruzzo è XC0. In presenza di acque aggressive invece si dovrà sempre considerare una classe XA2.

Valori di verifica

Le verifiche strutturali sono condotte mediante il metodo delle tensioni ammissibili; nel seguito si indicano i valori di resistenza di progetto per i vari materiali.

Acciaio S275	$\sigma_{amm} = 190 \text{ MPa}$
Acciaio tubi S355	$\sigma_{amm} = 240 \text{ MPa}$
Acciaio B450 C	$\sigma_{amm} = 160 \text{ MPa (*)}$
Calcestruzzo proiettato $f_{cm} \geq 25 \text{ Mpa}$	$\sigma_{amm} = 25/1.3 = 19.2 \text{ MPa(**)}$
Calcestruzzo proiettato $f_{cm} \geq 30 \text{ Mpa}$	$\sigma_{amm} = 30/1.3 = 23.1 \text{ MPa(**)}$
Calcestruzzo strutturale armato Rck 30 Mpa	$\sigma_{amm} = 9.75 \text{ Mpa}$ $\tau_{c0} = 0.60 \text{ Mpa}$ $\tau_{c1} = 1.80 \text{ Mpa}$
Calcestruzzo strutturale non armato Rck 30 Mpa	$\sigma_{amm} = 7.5 \text{ Mpa}$ $\tau_{c0} = 0.60 \text{ Mpa}$

(*) In condizioni sismiche o in condizioni di esercizio con verifica a fessurazione $\sigma_{amm} = 255 \text{ Mpa}$

(**) Le verifiche tengono conto delle diverse fasi di maturazione dello spritz beton

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
		Foglio 11 di 45

4. DESCRIZIONE DEI METODI DI CALCOLO UTILIZZATI

Il software di calcolo utilizzati per la progettazione della galleria oggetto della presente relazione è il seguente:

- **PLAXIS 2D ver.2017:** Programma ad elementi finiti – *Delft University of Technology & Plaxis bv.*

4.1. Metodo delle curve caratteristiche

Per tutto quanto concerne tale paragrafo si rimanda ai contenuti della relazione IG51-02-E-CV-CL-GN15-M0-001-A00.

4.2. Analisi numeriche bidimensionali: PLAXIS 2D

Le analisi tensio-deformative riportate di seguito sono state condotte per mezzo del codice di calcolo *PLAXIS2D* versione 2017, sviluppato dalla *Delft University of Technology & Plaxis bv*, Olanda, il quale consente di eseguire analisi di stabilità e di deformazione per applicazioni geotecniche in condizioni di deformazioni piane e condizioni assialsimmetriche.

Il problema in stato di deformazione piana viene studiato costruendo un modello agli elementi finiti, specificando le proprietà dei materiali e le condizioni al contorno.

Il modello in stato piano può essere adoperato nel caso in cui la geometria sia riconducibile ad una sezione trasversale (nel piano x,y) che si ripete in modo più o meno uniforme nella direzione ad essa normale. (direzione z) per una lunghezza significativa. In tal senso lo scavo della galleria viene simulato la definizione di una legge di rilassamento del nucleo in grado di simulare il progressivo incremento della deformazione della cavità, con conseguente diminuzione della pressione esercitata sui rivestimenti, attraverso un coefficiente ΣM_{stage} che viene progressivamente incrementato da 0 ad 1.

Il rivestimento di prima fase è stato schematizzato con elementi BEAM, mentre il rivestimento definitivo è simulato con elementi di mesh a cui vengono attribuite le proprietà del calcestruzzo. Per entrambi i rivestimenti si è adottato un modello costitutivo elastico-lineare ed isotropo.

L'interazione tra terreno è struttura può essere simulata per mezzo di elementi interfaccia che consentono di modellare un comportamento intermedio tra un contatto perfettamente liscio ed un contatto perfettamente scabro. La scabrezza dell'interazione è modellata mediante un opportuno valore del fattore di riduzione della resistenza all'interfaccia (R_{inter}). Questo fattore mette in relazione la resistenza all'interfaccia (attrito ed adesione con il muro) con quella del terreno (angolo di resistenza a taglio e coesione).

Il comportamento tensio-deformativo dei terreni può essere modellato per mezzo di vari legami costitutivi:

Modello Linear elastic (Elastico lineare): Questo modello rappresenta la legge di Hooke dell'elasticità isotropa lineare. Il modello richiede due parametri di rigidità elastici, che sono il modulo di Young E , ed il coefficiente di Poisson ν . Il modello elastico lineare è molto limitato nei

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	Foglio 12 di 45

riguardi della simulazione del comportamento del terreno; è utilizzato principalmente per simulare strutture rigide nel terreno.

Modello Mohr-Coulomb: Questo modello viene utilizzato come una prima approssimazione del comportamento del terreno in generale. Il modello richiede cinque parametri, che sono il modulo di Young E , il coefficiente di Poisson ν , la coesione c , l'angolo di attrito ϕ , e l'angolo di dilatanza ψ .

Modello Jointed Rock model (Roccia fratturata): E' un modello elasto-plastico anisotropo in cui può manifestarsi soltanto plasticizzazione per taglio lungo un limitato numero di direzioni (piani). Questo modello può essere adottato per simulare il comportamento di rocce stratificate o fratturate.

Modello Hardening Soil (Terreno incrudente): E' un modello elastoplastico incrudente che riproduce in condizioni di primo carico triassiale un legame tensioni deformazioni di tipo iperbolico. L'incrudimento è funzione sia delle deformazioni distorsionali plastiche sia delle deformazioni volumetriche plastiche. Il modello è quindi in grado di simulare, tra l'altro, la riduzione irreversibile di volume di un terreno sottoposto a compressione lungo percorsi di carico proporzionali (e.g. carico isotropo, edometrico) a partire da una condizione di normal-consolidazione. Questo modello di 'secondo livello' può essere utilizzato per simulare il comportamento sia di sabbie e di ghiaie sia di terreni più compressibili come argille e limi.

Modello Soft Soil (Terreno compressibile): E' un modello tipo Cam-clay che può essere utilizzato per simulare il comportamento di terreni compressibili quali argille normalmente consolidate e torba. Il modello è particolarmente adatto ad analizzare situazioni nelle quali il terreno è sollecitato lungo percorsi tensionali che lo mantengono in condizioni di normal-consolidazione.

Modello Soft Soil Creep (Creep per terreno compressibile): E' un modello di 'secondo livello' formulato nell'ambito della viscoplasticità. Il modello può essere utilizzato per simulare il comportamento nel tempo di terreni molto compressibili come argille normalconsolidate e torba. Il modello riproduce in condizioni di primo carico edometrico il legame lineare tra deformazioni volumetriche e logaritmo della tensione principale massima.

I parametri del modello in PLAXIS sono intesi a rappresentare la risposta del terreno in termini di tensioni efficaci, e cioè la relazione tra le tensioni e le deformazioni associate allo scheletro solido del terreno. Per consentire di tenere conto, nella risposta del terreno, dell'interazione acqua-scheletro solido, è possibile scegliere tra tre tipi di comportamento:

- **Drained behaviour (Comportamento drenato):** non vengono generate sovrappressioni neutre. Questo è il caso di terreni asciutti ed anche il caso in cui sia possibile un rapido drenaggio per l'elevata permeabilità dei terreni (sabbie) e/o per la bassa velocità di applicazione dei carichi. Questa scelta può anche essere utilizzata per simulare il comportamento del terreno a lungo termine senza la necessità di modellare l'esatta storia delle sollecitazioni in condizioni non drenate e della consolidazione.

- **Undrained behaviour (Comportamento non drenato):** viene utilizzato per simulare la generazione di sovrappressioni neutre in condizioni di flusso idraulico impedito. Tali condizioni possono verificarsi per la bassa permeabilità dei terreni (argille) e/o per l'elevata velocità di applicazione dei carichi. Oltre alla rigidità ed alla resistenza dello scheletro solido del terreno,

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
		Foglio 13 di 45

PLAXIS aggiunge un modulo di compressibilità volumetrica per l'acqua e distingue tra tensioni totali, tensioni efficaci e sovrappressioni neutre:

$$\text{Tensioni totali: } \Delta p = K_u \Delta \varepsilon_v$$

$$\text{Tensioni efficaci: } \Delta p' = (1 - B) \Delta p = K' \Delta \varepsilon_v$$

$$\text{Sovrappressioni neutre: } \Delta p_w = B \Delta p = K_w / n \Delta \varepsilon_v$$

dove Δp è un incremento della tensione totale media, $\Delta p'$ è un incremento della tensione efficace media e Δp_w è un incremento della sovrappressione neutra. B è il parametro di Skempton, che mette in relazione l'incremento della tensione totale media con l'incremento delle sovrappressioni neutre. K_u è il modulo di rigidezza volumetrica non drenato, K' è il modulo di rigidezza volumetrica dello scheletro solido del terreno, K_w è il modulo di rigidezza volumetrica del fluido interstiziale, n è la porosità del terreno e $\Delta \varepsilon_v$ è l'incremento della deformazione volumetrica.

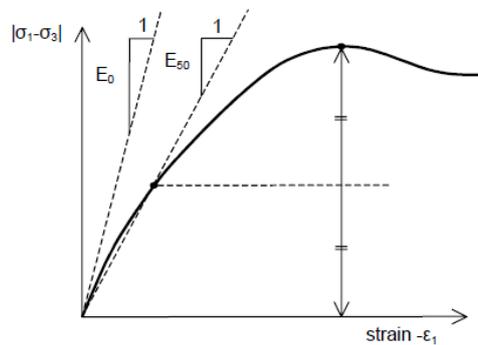
Per simulare il comportamento non drenato PLAXIS non usa un valore realistico per il modulo di rigidezza volumetrica dell'acqua, in quanto questo potrebbe condurre al cattivo condizionamento della matrice delle rigidezze ed a problemi numerici. Infatti, in caso di compressione isotropa, la rigidezza del mezzo monofase equivalente è, per default, assunta pari ad un modulo di rigidezza volumetrica non drenato:

$$K_u = \frac{2G(1 + \nu_u)}{3(1 - 2\nu_u)} \quad \text{dove } G = \frac{E'}{2(1 + \nu')} \quad \text{e } \nu_u = 0.495$$

L'acqua interstiziale è quindi considerata leggermente compressibile ed il coefficiente B appena inferiore a 1,0. Quindi, in condizioni di carico isotrope, una piccola percentuale del carico sarà trasferito alle tensioni efficaci, almeno nel caso di piccoli valori del coefficiente di Poisson efficace.

- **Non-porous behaviour (Comportamento non poroso):** non sono considerate né pressioni neutre iniziali né sovrappressioni neutre. Applicazioni possibili di questo caso sono la modellazione del calcestruzzo o di elementi strutturali in genere. Il comportamento non poroso viene spesso utilizzato in combinazione con il modello Linear elastic (Elastico-lineare). L'introduzione di un peso dell'unità di volume saturo e della permeabilità non è rilevante per materiali non porosi. Il tipo di materiale non poroso può essere applicato anche alle interfacce.

Il modulo di Young è utilizzato come modulo di rigidezza fondamentale dei modelli Elastic e Mohr-Coulomb, ma è possibile anche adottare alcuni moduli di rigidezza alternativi. Nella meccanica dei terreni, la pendenza iniziale della curva tensione-deformazione è indicata con E_0 (modulo tangente iniziale) ed il modulo secante al 50% della resistenza è denotato con E_{50} . Per argille fortemente sovraconsolidate e per alcune rocce con un ampio intervallo di carico elastico-lineare, è realistico utilizzare E_0 , invece per sabbie ed argille pressoché normalconsolidate, soggette a carico, è più appropriato utilizzare E_{50} .



Per i terreni, sia il modulo tangente iniziale che il modulo secante tendono ad aumentare con la tensione media efficace. Quindi, gli strati profondi di terreno tendono ad avere una rigidità maggiore degli strati superficiali. Inoltre, la rigidità osservata dipende dal percorso di sollecitazione seguito. La rigidità è molto più alta per la fase di scarico e di ricarica piuttosto che per la fase di primo carico. Inoltre la rigidità del terreno osservata in termini di modulo di Young è generalmente più bassa per compressione in condizioni drenate piuttosto che per taglio. Quindi, se si utilizza un modulo di rigidità costante per rappresentare il comportamento del terreno sarebbe opportuno scegliere un valore che sia coerente con il livello tensionale e con il percorso di sollecitazione atteso. La dipendenza del comportamento dei terreni dal livello tensionale è portata in conto dal software. Per il modello Mohr-Coulomb, è possibile prevedere una rigidità che aumenta con la profondità.

Le tensioni iniziali in un ammasso di terreno sono determinate dal peso del materiale e dalla storia della sua formazione. Questo stato tensionale è di solito caratterizzato da una tensione verticale efficace iniziale $\sigma'_{v,0}$. La tensione efficace orizzontale iniziale $\sigma'_{h,0}$ è legata alla tensione efficace verticale iniziale attraverso il coefficiente di spinta a riposo, K_0 ($\sigma'_{h,0} = K_0 \sigma'_{v,0}$). In PLAXIS le tensioni iniziali possono essere generate specificando K_0 oppure utilizzando la procedura Gravity loading (Generazione delle tensioni iniziali per incremento della gravità).

Per il tipo di calcolo da adottare in una fase viene fatta una distinzione fra tre tipi fondamentali:

- **Plastic calculation (Calcolo plastico):** utilizzato per eseguire un'analisi di deformazione elasto-plastica in cui non sia necessario prendere in considerazione la dissipazione delle sovrappressioni neutre nel tempo. La matrice di rigidità in un calcolo plastico normale è riferita alla geometria indeformata originaria. Questo tipo di calcolo è appropriato nella maggior parte delle applicazioni pratiche di tipo geotecnico.
- **Consolidation analysis (Analisi di consolidazione):** Quando è necessario analizzare l'evoluzione o la dissipazione delle sovrappressioni neutre nel tempo in terreni saturi di tipo argilloso, si deve effettuare un'analisi di consolidazione. PLAXIS consente di effettuare analisi di consolidazione elasto-plastiche. In generale, un'analisi di consolidazione senza ulteriori sollecitazioni viene eseguita dopo un calcolo plastico non drenato.
- **Phi-c reduction (Analisi di stabilità per riduzione dei parametri di resistenza):** Un'analisi di stabilità in PLAXIS può essere eseguita riducendo i parametri di resistenza del terreno; tale processo è denominato Phi-c reduction.

5. ANALISI NUMERICHE

5.1. Modello di calcolo e ipotesi di base

Nei seguenti paragrafi verranno descritti i modelli di calcolo impiegati per il dimensionamento dei rivestimenti definitivi di calotta, oggetto della presente relazione. In particolare verranno svolte 3 differenti analisi numeriche relative alle sezioni previste (due in sezione corrente, nel primo tratto di imbocco in metabasalti e in un tratto nelle argille a palombini interessate da un probabile lineamento tettonico, e una in sezione allargata nelle argille a palombini) effettuate tutte alla massima copertura in chiave calotta alla quale tali sezioni sono previste. Al fine di definire le condizioni di carico sui rivestimenti (di prima fase e definitivi), è stato fatto ricorso alla modellazione numerica bidimensionale, condotta impiegando il codice di calcolo Plaxis 2017. In particolare, le modellazioni numeriche effettuate hanno permesso di simulare in maniera approfondita la complessità dell'interazione terreno-struttura. La simulazione dello scavo nelle sue fasi, cercando di rappresentare in maniera più fedele possibile la progressione, tien conto anche dell'esecuzione dell'arco rovescio all'epoca dello scavo del cunicolo e dell'intervento di messa in sicurezza (già realizzato, nella maggiorparte della tratta, o meno), e del tempo intercorso dall'esecuzione dello scavo del cunicolo esplorativo.

Il rivestimento definitivo di calotta viene previsto in opera successivamente, quando ormai tutto il carico residuo grava sull'intervento di messa in sicurezza, allorquando si considerano i parametri geomeccanici residui nella zona posta in prossimità allo scavo.

Per quanto riguarda le verifiche del rivestimento definitivo vengono esplicitate solo quelle inerenti la calotta, oggetto della presente relazione.

Per garantire gli spessori delle carpenterie considerate sono previste delle locali rilavorazioni sugli interventi di sicurezza realizzati o sui tratti in cui è presente il solo prerivestimento, oggetto degli elaborati a corredo del presente progetto. In generale per diminuire i tratti (e/o le zone) da rilavorare potranno considerarsi tollerabili anche minori spessori di carpenteria fino a un massimo di 10cm.

A lungo termine, infine, non viene più considerato agente il prerivestimento.

Le analisi che sono presentate nel seguito sono, sinteticamente, riassunte nella seguente tabella:

ANALISI	SEZIONE TIPO	FORMAZIONE GEOLOGICA PREVALENTE	Copertura [m]
1	allargata	GR2a-GR2b	150
2	corrente	GR3a-GR3b	115
3	corrente	B' fratt	90

Tabella 1 – Descrizioni dei modelli numerici analizzati

5.1.1. Modellazione degli elementi geotecnici e strutturali

Parametri Geotecnici

Per quanto riguarda la modellazione delle formazioni attraversate, ovvero le argilliti a Palombini e i metabasalti nel tratto iniziale, si è ritenuto opportuno utilizzare un modello costitutivo di tipo Hoek e Brown, con parametri sinteticamente riassunti nella seguente tabella:

Argille a Palombini – Parametri di calcolo – (Modello Hoek-Brown)							
Formazione	valori	γ	ν	E_{op}	σ_c	m_i	GSI
		[kN/m ³]	[-]	[Gpa]	[Mpa]	[-]	[-]
GR2a-2b	Medi	27	0.3	1.5	11	18.5	40
GR3a-3b	Medi	26	0.3	0.9	6	19	30
mB'	Medi	27	0.3	8.0	40	25	55

Tabella 2 – Parametri geotecnici di calcolo

Nelle analisi numeriche si è supposto un coefficiente di spinta a riposo del terreno (K0) unitario.

Condizioni idrogeologiche

Il carico idrostatico si considera non agente sulle opere in esame in conformità a quanto presentato nel quadro idrogeologico nella formazione delle argilliti a palombini, mentre viene considerato un carico di 20m sulla calotta nel tratto iniziale interessato dai metabasalti.

Modellazione degli elementi strutturali

Il calcestruzzo utilizzato per i rivestimenti definitivi della galleria naturale è stato modellato come un materiale elastico lineare. Questo modello rappresenta la legge di Hooke dell'elasticità isotropa lineare e richiede due parametri di rigidezza elastici, che sono il modulo di Young E, ed il coefficiente di Poisson ν , pari a E=31220 MPa e $\nu=0.2$.

Per quanto riguarda i rivestimenti di prima fase si è provveduto ad omogenizzare le centine e lo spritz – beton ottenendo un modulo elastico ed uno spessore equivalente tramite la seguente formulazione:

$$E_{om} = \frac{\left[E_{sb} \cdot s + \left(\frac{E_{cen}}{E_{sb}} - 1 \right) \cdot E_{sb} \cdot \frac{A_{cen}}{d} \right]^{3/2}}{\sqrt{E_{sb} \cdot s^3 + 12 \cdot \left(\frac{E_{cen}}{E_{sb}} - 1 \right) \cdot E_{sb} \cdot \frac{I_{cen}}{d}}}$$

$$s_{om} = \sqrt{\frac{E_{sb} \cdot s^3 + 12 \cdot \left(\frac{E_{cen}}{E_{sb}} - 1 \right) \cdot E_{sb} \cdot \frac{I_{cen}}{d}}{E_{sb} \cdot s + \left(\frac{E_{cen}}{E_{sb}} - 1 \right) \cdot E_{sb} \cdot \frac{A_{cen}}{d}}}$$

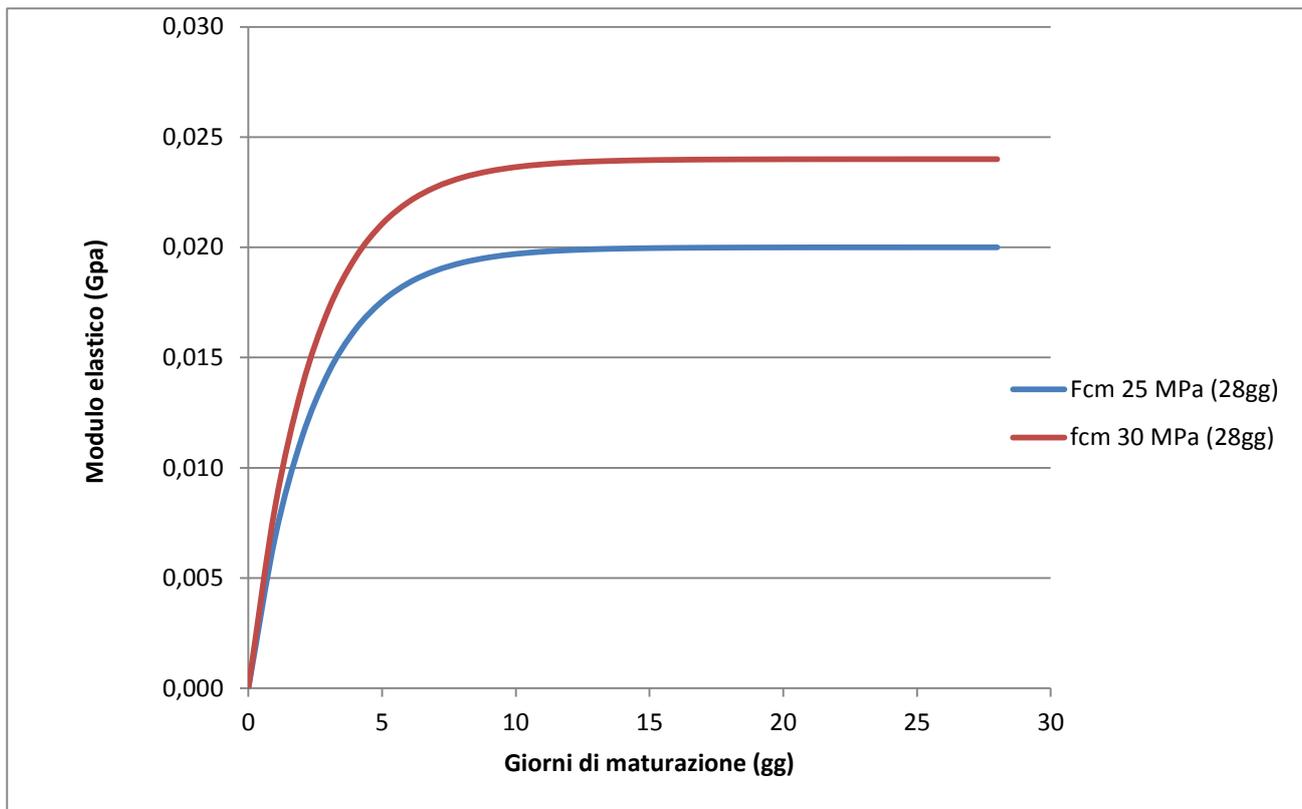
Dove:

- E_{sb} Modulo elastico dello spritz beton impiegato
 E_{cen} Modulo elastico delle centine metalliche
 I_{cen} Modulo di inerzia delle centine metalliche
 A_{cen} Area delle centine metalliche
 s Spessore di spritz beton impiegato
 d Passo delle centine metalliche

Per simulare le fasi di maturazione dello spritz-beton si è utilizzata la seguente formulazione che mostra la variazione del modulo elastico in funzione del tempo trascorso dalla messa in opera.

$$E_{sb,t} = E_{28} \cdot (1 - e^{-0.42t})$$

Dove con E_{28} si indica il modulo elastico dello spritz-beton dopo 28 giorni di maturazione e con t il tempo trascorso in giorni. Di seguito si riporta la curva di maturazione ottenuta attraverso tale formulazione:



In particolare si sono utilizzati nei modelli di calcolo 3 differenti moduli elastici per il calcestruzzo relativi a 0.5, 2 e 28 giorni, i cui valori sono nel seguito riportati. Come si nota dal grafico già a partire da 10 giorni di maturazione il modulo elastico risulta pressoché pari al valore finale, per cui risulta verosimile non variare le caratteristiche del supporto a partire da tale istante temporale.

Spritz beton $f_{cm} = 25 \text{ MPa}$ a 28gg

Maturazione	$E_{sb,t}$	F_{cm}
[gg]	[Gpa]	[MPa]
0.5	3.788	4 (*)
2	11.366	13
28	20.000	25

(*) Valori medi stimati in assenza di prove dirette

Spritz beton $f_{cm} = 30 \text{ MPa}$ a 28gg

Maturazione	$E_{sb,t}$	F_{cm}
[gg]	[Gpa]	[MPa]
0.5	4.546	4 (*)
2	13.639	13
28	24.000	30

(*) Valori medi stimati in assenza di prove dirette

5.1.2. Taratura modelli di calcolo

Per simulare il progressivo allontanamento del fronte di scavo dalla sezione di verifica e la contemporanea posa in opera dei sostegni con un'analisi bidimensionale, è necessario introdurre numericamente l'"effetto fronte", rilassando progressivamente le forze di scavo.

L'introduzione del concetto di "effetto fronte" nel calcolo richiede la definizione di una legge di rilassamento del nucleo in grado di simulare il progressivo incremento della deformazione della cavità, con conseguente diminuzione della pressione esercitata sui rivestimenti. Tale concetto risulta adeguatamente espresso in termini analitici dalla curva $1-\lambda = \sigma_r/\sigma_0$ di Panet, che rappresenta in termini di sforzi radiali il passaggio dal comportamento tridimensionale a quello piano. L'adozione della sola curva λ , così come comunemente espressa quale criterio di riduzione delle caratteristiche elastiche e di resistenza del nucleo nel corso dell'analisi, non sempre produce i dovuti risultati tenso-deformativi, né per confronto con quanto ottenuto in base alla teoria delle Curve Caratteristiche o a simulazioni con modelli assialsimmetrici, né per confronto con quanto

effettivamente rilevato in corso d'opera. Tale curva deve essere quindi tarata in funzione delle caratteristiche geomeccaniche del materiale, dello stato tensionale in sito e del criterio di rottura del materiale.

La riduzione così ottenuta va applicata al termine della time geostatica. Si ha pertanto:

$$R_{\text{forze, fronte}} = R_{\text{PANET, fronte}} \cdot \alpha$$

$$\text{con } \alpha = (\text{Rid.}\%) / R_{\text{PANET, fronte}} \%$$

Una volta determinata la riduzione iniziale, le riduzioni alle Time successive verranno determinate proporzionalmente all'andamento della curva $1-\lambda$ di Panet in funzione della distanza dal fronte.

Si ha pertanto:

$$R_{\text{forze}} = R_{\text{forze, fronte}} + \beta \cdot (R_{\text{PANET}} - R_{\text{PANET, fronte}})$$

in cui il termine $\beta = (100\% - \text{Rid.}\%) / (100\% - R_{\text{PANET, fronte}}\%)$ tiene conto delle percentuali di riduzione residue, dopo il rilassamento del fronte.

I valori adottati nelle varie time di calcolo per ogni sezione tipo sono riportati nelle descrizione dei singoli modelli a cui si rimanda.

5.2. Modello 1: Sezione allargo (copertura 150m)

Il terreno è stato modellato attraverso un unico strato con una copertura in chiave calotta di 150m. Le proprietà meccaniche assegnate sono quelle dei materiali sopra riportati (GR2a-GR2b). I rivestimenti di prima fase sono stati modellati tramite elementi beam disposti lungo l'estradosso della galleria, in modo da simulare l'omogeneizzazione delle centine e del calcestruzzo proiettato variando la rigidità dell'elemento in funzione della maturazione dello spritz beton. Al contrario i rivestimenti definitivi sono stati modellati in base alla loro reale geometria; col fine di poter valutare le azioni interne, sono stati inseriti nella mezzeria della sezione in calcestruzzo degli elementi beam di spessore variabile ed aventi una rigidità ridotta per un fattore pari a 10^{10} , in modo da non influenzare il calcolo numerico: i valori ottenuti sono quindi stati moltiplicati per tale coefficienti in modo da giungere alle azioni sollecitanti per il dimensionamento strutturale. Nella seguente tabella e nella successiva immagine sono mostrati gli spessori nei rivestimenti di prima fase e definitivi impiegati nel modello di calcolo:

Spessore spritz beton (m)	Centine (-)	Numero (-)	Passo (m)
0.3	IPN180	2	1.2

	Spessori impiegati (cm)
Calotta/Rene	50-65
Piedritto-Muretta	75-100
Arco rovescio	80

Tabella 4 - Spessori prerinvestimento - rivestimento definitivo allargo

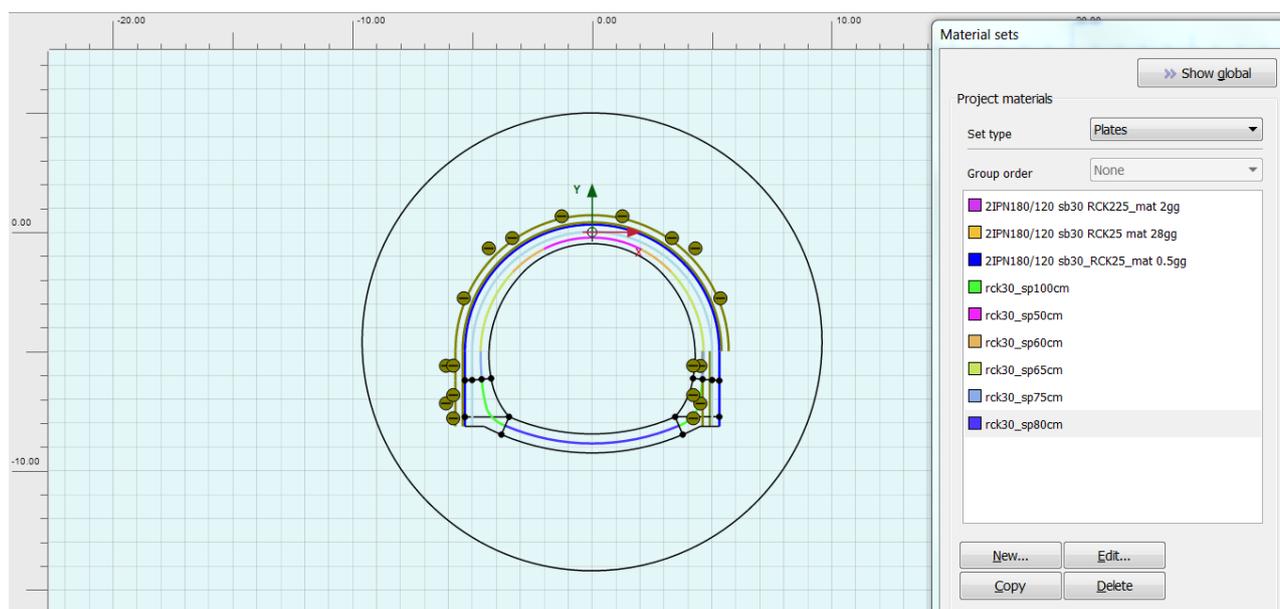


Figura 4 - Sezione allargo: geometria di scavo e spessori

Nel modello le centine non sono state considerate agenti nella fase di lungo termine.

Si è utilizzato un modello di tipo *Plane strain* costituita da elementi a 15 nodi. Nel seguito si riporta quindi la mesh di calcolo utilizzata costituita da n°39000 nodi e n°4800 elementi.

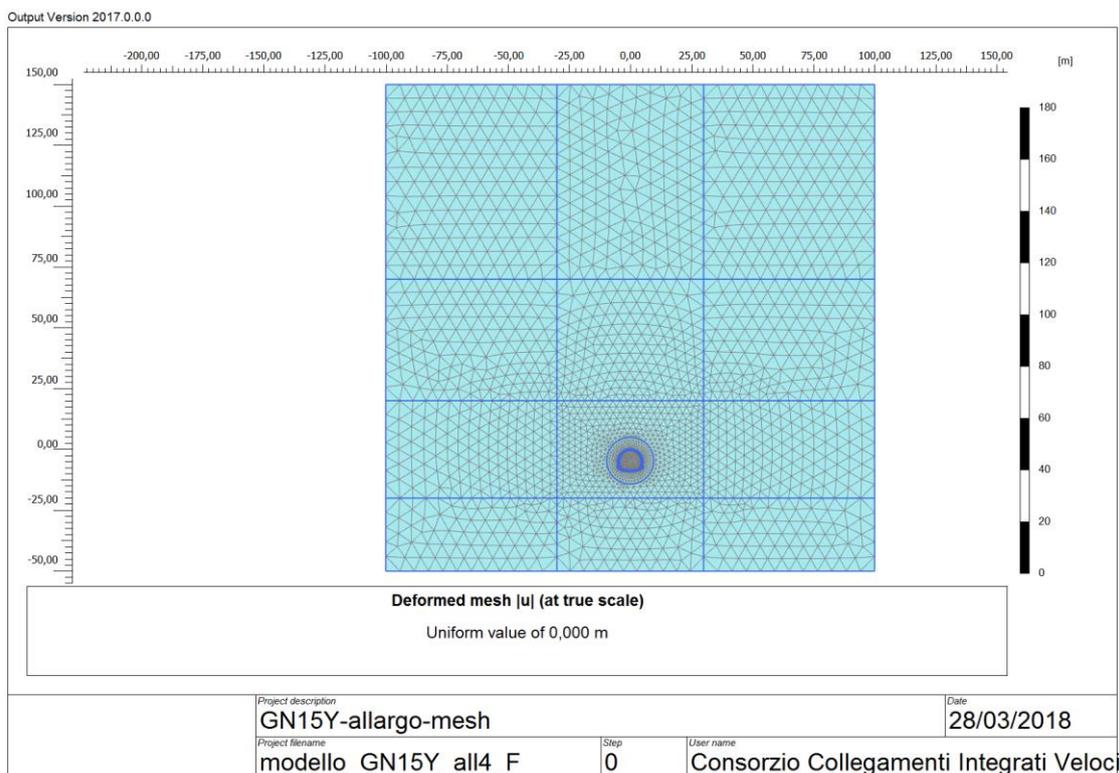


Figura 5 - Mesh di calcolo

Le dimensioni della mesh di elementi finiti sono fissate in maniera tale da evitare che il problema in esame risulti influenzato dalle condizioni di vincolo al contorno. Per quanto concerne le condizioni di vincolo applicate, esse sono definite come “Standard fixities” all’interno del programma PLAXIS e constano essenzialmente in un doppio vincolo allo spostamento al contorno inferiore e spostamento orizzontale impedito alle posizioni laterali. La formulazione del vincolo laterale permette dunque lo sviluppo di tensioni normali di compressione ma non di tensioni di taglio agenti in direzione verticale. Tali tensioni sono invece generate al contorno inferiore.

Nel corso della prima fase dell’analisi numerica si è provveduto ad imporre al modello lo stato di sforzo esistente in sito prima dell’inizio dello scavo delle gallerie. Per quanto riguarda le condizioni iniziali denominate “Initial Phase” si fa riferimento alla “Procedura-K₀” implementata dal codice di calcolo PLAXIS. Il carico applicato in direzione verticale corrisponde al carico geostatico alle varie quote del modello. Il carico applicato in direzione orizzontale viene determinato in funzione del carico verticale, attraverso il coefficiente di spinta a riposo (K₀). Dato che tale procedura è utilizzata unicamente con lo scopo di creare le condizioni iniziali per l’analisi in corso, non si tratta di una reale fase di calcolo; al termine di tale procedura non è infatti generato alcun quadro deformativo.

L’analisi si basa su una successione di fasi di calcolo (PHASE), che permettono di descrivere i differenti interventi costruttivi e di schematizzare le differenti condizioni di carico.

5.2.1. Rivestimenti di prima fase e fasi di calcolo

La simulazione delle fasi per lo scavo del cunicolo esplorativo fanno riferimento ad una velocità di avanzamento di circa 2m/g. Si riportano le caratteristiche principali delle sezioni omogenizzate composte da centine e spritz – beton nel calcolo.

Centina	IPN 180
n°	2,0
Passo [m]	1,2
E [Gpa]	210,0

Spritz - Beton	
E _{28gg} [Gpa]	20
Spessore [m]	0,3

Maturazione	E _{om}	S _{om}	EA	EI
[gg]	[Gpa]	[m]	[KN]	[KN*m ²]
0,5	7,534	0,2781	2095379	13507
2	14,942	0,2900	4333386	30373
28	23,411	0,2940	6883454	49591

Di seguito si riportano le fasi di calcolo ed i valori di M-stage utilizzati nell'analisi.

LAVORO	COCIV	Copertura	150			
Sezione	CASTAGNOLA-CUNICOLO	Litotipo	Ap			
TIME	Descrizione	INIZIO STAGE		FINE STAGE		MATURAZIONE SPRITZ BETON
		Xfronte [m]	R(FEM)	Xfronte [m]	R(FEM)	
Geostatico	Geostatico	-∞	0%	-∞	0,0%	-
Phase 1	Fronte di scavo cunicolo	0	0%	0	65,0%	-
Phase 2	Installazione prerinvestimento	0	65%	5	90,0%	28GG
Phase 3	Getto ar	5	90%	10	95,0%	0,5 gg
Phase 4	Messa in sicurezza (e decadimento materiale)	10	95,0%	-	100,0%	-
Phase 5	Getto calotta	-	100,0%	-	100,0%	-
Phase 6	Fase LT	-	100,0%	-	100,0%	-
Phase 7						
Phase 8						
Phase 9						
Phase 10						
Phase 11						
Phase 12						
Phase 13						
Phase 14						
Phase 15						
Phase 16						
Phase 17						
Phase 18						
Phase 19						

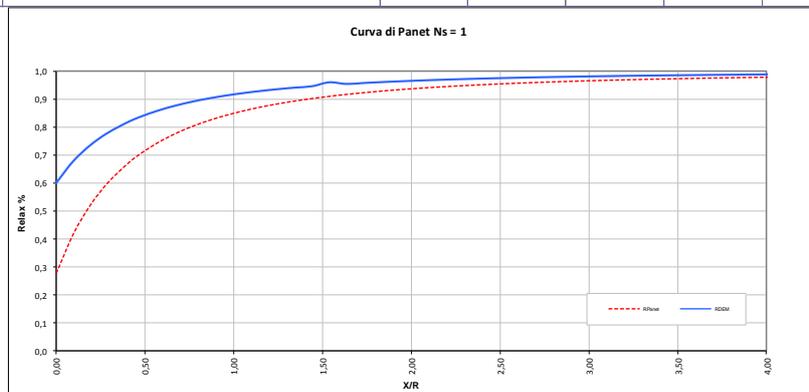


Figura 6 - Fasi di calcolo e M-STAGE

5.3. Modello 2: Sezione corrente (copertura 115m)

Il terreno è stato modellato attraverso un unico strato con una copertura in chiave calotta di 115m. Le proprietà meccaniche assegnate sono quelle dei materiali sopra riportati (GR3a-GR3b). I rivestimenti di prima fase sono stati modellati tramite elementi beam disposti lungo l'estradosso della galleria, in modo da simulare l'omogeneizzazione delle centine e del calcestruzzo proiettato variando la rigidità dell'elemento in funzione della maturazione dello spritz beton. Al contrario i rivestimenti definitivi sono stati modellati in base alla loro reale geometria; col fine di poter valutare le azioni interne, sono stati inseriti nella mezzeria della sezione in calcestruzzo degli elementi beam di spessore variabile ed aventi una rigidità ridotta per un fattore pari a 10^{10} , in modo da non influenzare il calcolo numerico: i valori ottenuti sono quindi stati moltiplicati per tale coefficienti in modo da giungere alle azioni sollecitanti per il dimensionamento strutturale. Nella seguente tabella e nella successiva immagine sono mostrati gli spessori nei rivestimenti di prima fase e definitivi impiegati nel modello di calcolo:

Spessore spritz beton (m)	Centine (-)	Numero (-)	Passo (m)
0.25	IPN180	2	1.2

	Spessori impiegati (cm)
Calotta/Rene	50-55
Piedritto-Muretta	65-85
Arco rovescio	80

Tabella 4 - Spessori prerivestimento - rivestimento definitivo sezione corrente

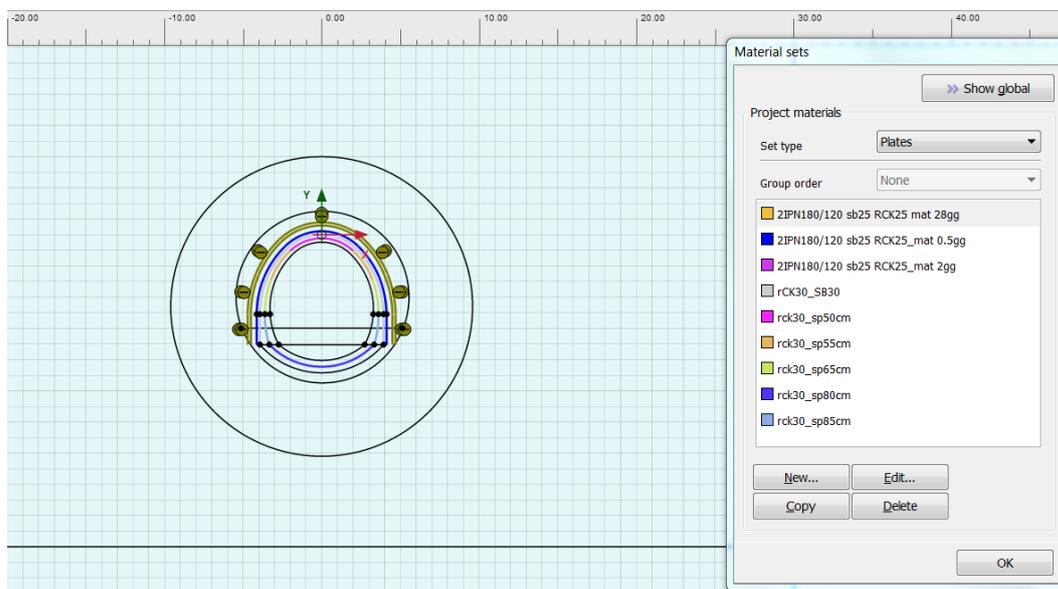


Figura 4 - Sezione allargata: geometria di scavo e spessori

Nel modello le centine non sono state considerate agenti nella fase di lungo termine.

Si è utilizzato un modello di tipo *Plane strain* costituita da elementi a 15 nodi. Nel seguito si riporta quindi la mesh di calcolo utilizzata costituita da n°40000 nodi e n°4800 elementi.

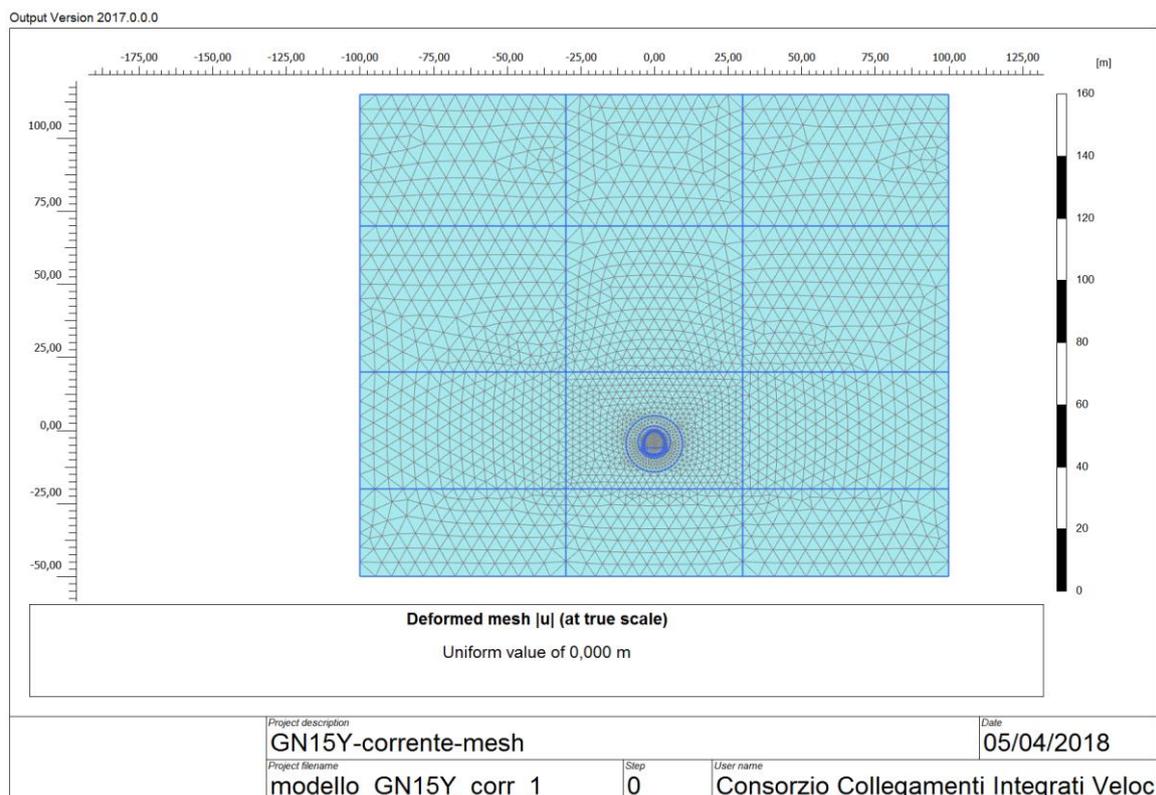


Figura 5 - Mesh di calcolo

Le dimensioni della mesh di elementi finiti sono fissate in maniera tale da evitare che il problema in esame risulti influenzato dalle condizioni di vincolo al contorno. Per quanto concerne le condizioni di vincolo applicate, esse sono definite come “Standard fixities” all’interno del programma PLAXIS e constano essenzialmente in un doppio vincolo allo spostamento al contorno inferiore e spostamento orizzontale impedito alle posizioni laterali. La formulazione del vincolo laterale permette dunque lo sviluppo di tensioni normali di compressione ma non di tensioni di taglio agenti in direzione verticale. Tali tensioni sono invece generate al contorno inferiore.

Nel corso della prima fase dell’analisi numerica si è provveduto ad imporre al modello lo stato di sforzo esistente in sito prima dell’inizio dello scavo delle gallerie. Per quanto riguarda le condizioni iniziali denominate “*Initial Phase*” si fa riferimento alla “Procedura-K₀” implementata dal codice di calcolo PLAXIS. Il carico applicato in direzione verticale corrisponde al carico geostatico alle varie quote del modello. Il carico applicato in direzione orizzontale viene determinato in funzione del carico verticale, attraverso il coefficiente di spinta a riposo (K₀). Dato che tale procedura è utilizzata unicamente con lo scopo di creare le condizioni iniziali per l’analisi in corso, non si tratta di una reale fase di calcolo; al termine di tale procedura non è infatti generato alcun quadro deformativo. L’analisi si basa su una successione di fasi di calcolo (PHASE), che permettono di descrivere i differenti interventi costruttivi e di schematizzare le differenti condizioni di carico.

5.3.1. Rivestimenti di prima fase e fasi di calcolo

La simulazione delle fasi per lo scavo del cunicolo esplorativo fanno riferimento ad una velocità di avanzamento di circa 2 m/g. Si riportano le caratteristiche principali delle sezioni omogenizzate composte da centine e spritz – beton nel calcolo.

Centina	IPN 180
n°	2,0
Passo [m]	1,2
E [Gpa]	210,0

Spritz - Beton	
E _{28gg} [Gpa]	20
Spessore [m]	0,25

Maturazione	E _{om}	S _{om}	EA	EI
[gg]	[Gpa]	[m]	[KN]	[KN*m ²]
0,5	7,628	0,2499	1905963	9916
2	15,064	0,2499	3765096	19600
28	23,538	0,2500	5883462	30633

Di seguito si riportano le fasi di calcolo ed i valori di M-stage utilizzati nell'analisi.

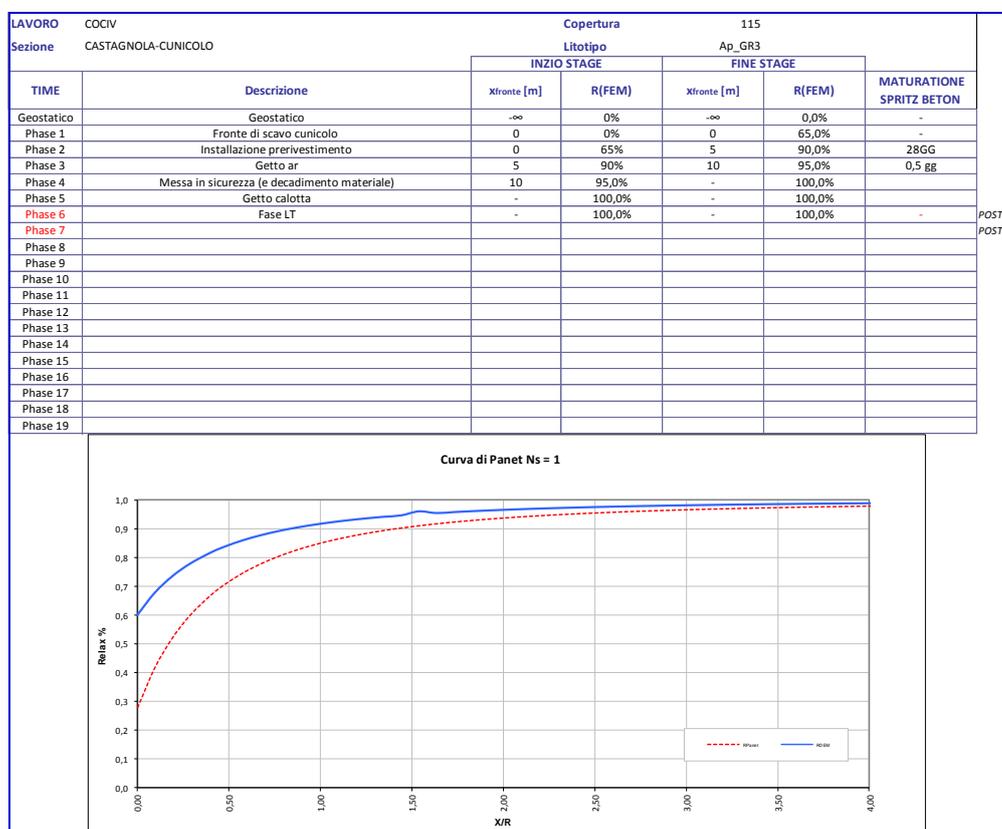


Figura 6 - Fasi di calcolo e M-STAGE

5.4. Modello 3: Sezione corrente (copertura 90m)

Il terreno è stato modellato attraverso un unico strato con una copertura in chiave calotta di 90m. Le proprietà meccaniche assegnate sono quelle dei materiali sopra riportati (mB' fratt). A lungo termine è stata considerata anche la presenza di un carico idraulico (pari a 20m in calotta). I rivestimenti di prima fase sono stati modellati tramite elementi beam disposti lungo l'estradosso della galleria, in modo da simulare l'omogeneizzazione delle centine e del calcestruzzo proiettato variando la rigidità dell'elemento in funzione della maturazione dello spritz beton. Al contrario i rivestimenti definitivi sono stati modellati in base alla loro reale geometria; col fine di poter valutare le azioni interne, sono stati inseriti nella mezzeria della sezione in calcestruzzo degli elementi beam di spessore variabile ed aventi una rigidità ridotta per un fattore pari a 10^{10} , in modo da non influenzare il calcolo numerico: i valori ottenuti sono quindi stati moltiplicati per tale coefficienti in modo da giungere alle azioni sollecitanti per il dimensionamento strutturale. Nella seguente tabella e nella successiva immagine sono mostrati gli spessori nei rivestimenti di prima fase e definitivi impiegati nel modello di calcolo:

Spessore spritz beton (m)	Centine (-)	Numero (-)	Passo (m)
0.25	IPN180	2	1.2

	Spessori impiegati (cm)
Calotta/Rene	50-55
Piedritto-Muretta	65-85
Arco rovescio	80

Tabella 4 - Spessori prerinvestimento - rivestimento definitivo sezione corrente

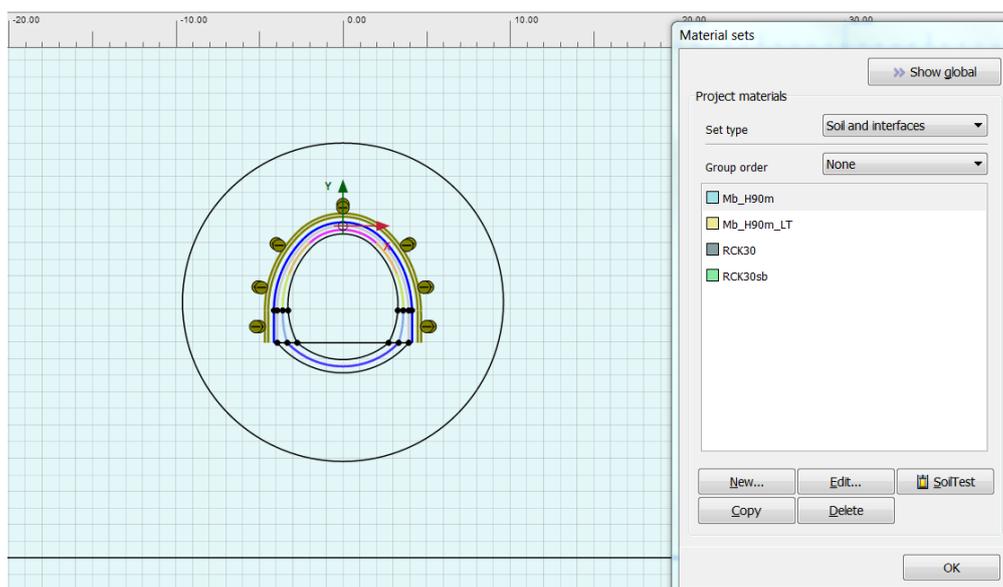


Figura 4 - Sezione allargata: geometria di scavo e spessori

Nel modello le centine non sono state considerate agenti nella fase di lungo termine.

Si è utilizzato un modello di tipo *Plane strain* costituita da elementi a 15 nodi. Nel seguito si riporta quindi la mesh di calcolo utilizzata costituita da n°40000 nodi e n°5000 elementi.

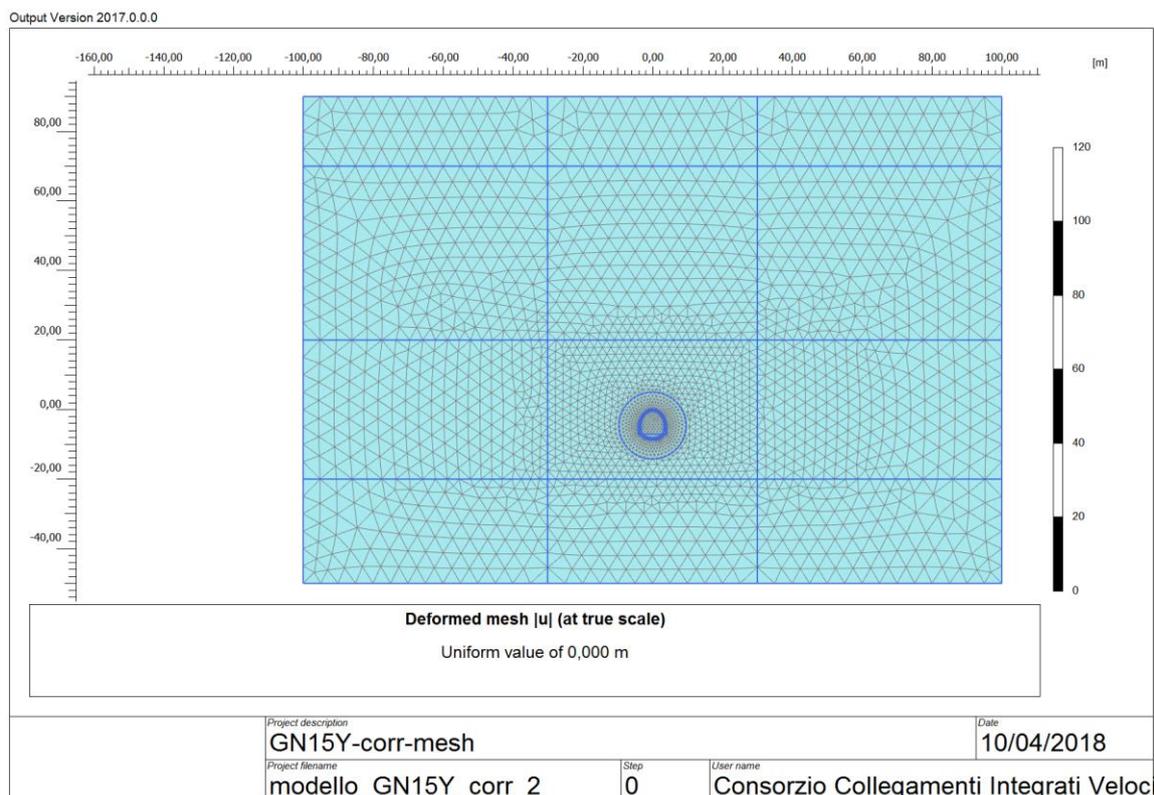


Figura 5 - Mesh di calcolo

Le dimensioni della mesh di elementi finiti sono fissate in maniera tale da evitare che il problema in esame risulti influenzato dalle condizioni di vincolo al contorno. Per quanto concerne le condizioni di vincolo applicate, esse sono definite come “Standard fixities” all’interno del programma PLAXIS e constano essenzialmente in un doppio vincolo allo spostamento al contorno inferiore e spostamento orizzontale impedito alle posizioni laterali. La formulazione del vincolo laterale permette dunque lo sviluppo di tensioni normali di compressione ma non di tensioni di taglio agenti in direzione verticale. Tali tensioni sono invece generate al contorno inferiore.

Nel corso della prima fase dell’analisi numerica si è provveduto ad imporre al modello lo stato di sforzo esistente in sito prima dell’inizio dello scavo delle gallerie. Per quanto riguarda le condizioni iniziali denominate “*Initial Phase*” si fa riferimento alla “Procedura-K₀” implementata dal codice di calcolo PLAXIS. Il carico applicato in direzione verticale corrisponde al carico geostatico alle varie quote del modello. Il carico applicato in direzione orizzontale viene determinato in funzione del carico verticale, attraverso il coefficiente di spinta a riposo (K₀). Dato che tale procedura è utilizzata unicamente con lo scopo di creare le condizioni iniziali per l’analisi in corso, non si tratta di una reale fase di calcolo; al termine di tale procedura non è infatti generato alcun quadro deformativo. L’analisi si basa su una successione di fasi di calcolo (PHASE), che permettono di descrivere i differenti interventi costruttivi e di schematizzare le differenti condizioni di carico.

5.4.1. Rivestimenti di prima fase e fasi di calcolo

La simulazione delle fasi per lo scavo del cunicolo esplorativo fanno riferimento ad una velocità di avanzamento di circa 2 m/g. Si riportano le caratteristiche principali delle sezioni omogenizzate composte da centine e spritz – beton nel calcolo.

Centina	IPN 180
n°	2,0
Passo [m]	1,2
E [Gpa]	210,0

Spritz - Beton	
E _{28gg} [Gpa]	20
Spessore [m]	0,25

Maturazione	E _{om}	S _{om}	EA	EI
[gg]	[Gpa]	[m]	[KN]	[KN*m ²]
0,5	7,628	0,2499	1905963	9916
2	15,064	0,2499	3765096	19600
28	23,538	0,2500	5883462	30633

Di seguito si riportano le fasi di calcolo ed i valori di M-stage utilizzati nell'analisi.

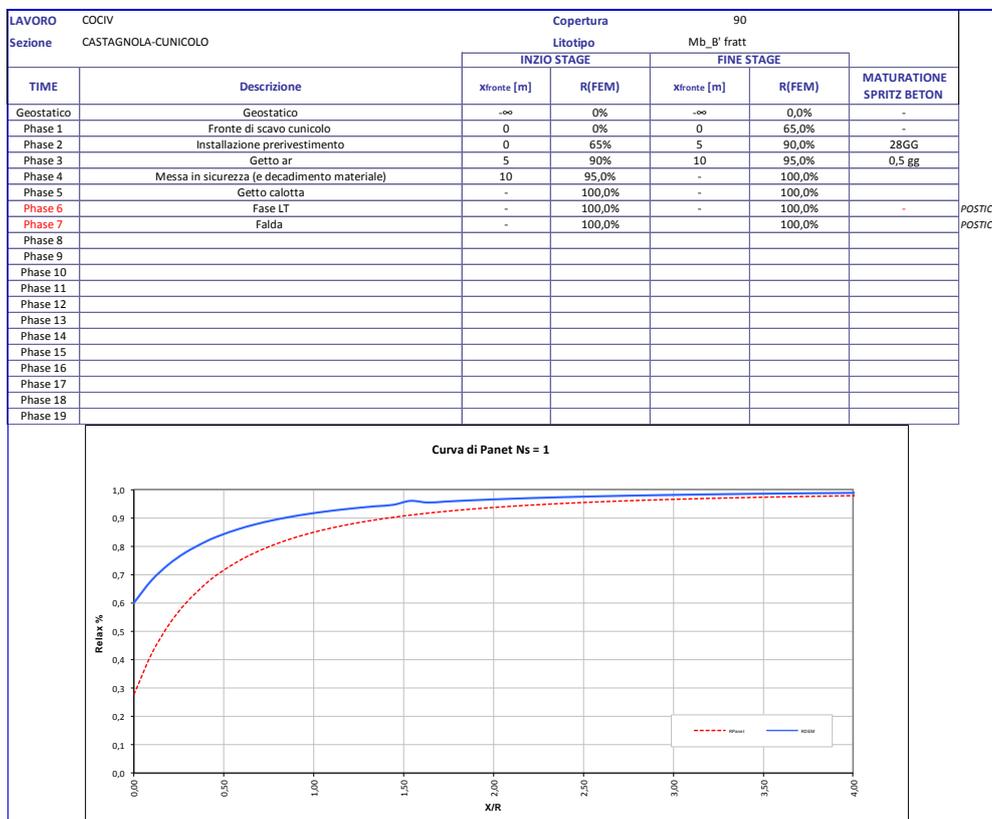


Figura 6 - Fasi di calcolo e M-STAGE

6. RISULTATI ANALISI NUMERICHE E VERIFICHE

6.1. Introduzione

Il presente capitolo ha come oggetto riportare i principali risultati dei modelli ritenuti rappresentativi dell'opera in progetto. Saranno commentate le fasi più significative dal punto di vista deformativo e tensionale, ed infine saranno verificati i rivestimenti provvisori e definitivi.

6.1.1. Rivestimenti di prima fase

I rivestimenti di prima fase sono realizzati impiegando cerniere metalliche e spritz- beton, per i quali sono previsti i seguenti valori ammissibili:

Acciaio S 275	$\sigma_{amm}=190 \text{ MPa}$ $\tau_{amm}=109.7 \text{ MPa}$
Calcestruzzo proiettato ($f_{cm} \geq 25 \text{ MPa}$ a 28gg) $f_{cm}^* \geq 4 \text{ MPa}$ a 0.5 gg $f_{cm} \geq 25 \text{ MPa}$ a 28 gg	$\sigma_{amm} = 3.1 \text{ MPa}$ a 0.5gg $\sigma_{amm} = 19.2 \text{ MPa}$ a 28gg
Calcestruzzo proiettato ($f_{cm} \geq 30 \text{ MPa}$ a 28gg) $f_{cm}^* \geq 4 \text{ MPa}$ a 0.5 gg $f_{cm} \geq 30 \text{ MPa}$ a 28 gg	$\sigma_{amm} = 3.1 \text{ MPa}$ a 0.5gg $\sigma_{amm} = 23.1 \text{ MPa}$ a 28gg

(*) Valori medi stimati in assenza di prove dirette

Per la verifiche tensionali relative ai rivestimenti di prima fase vengono utilizzate le sollecitazioni calcolate durante gli step inseriti nei modelli numerici, assumendo un diverso valore di modulo elastico per lo spritz beton a seconda della maturazione dello stesso. Il fattore di omogeneizzazione tra acciaio e spritz beton è stato assunto pari al reale rapporto tra i moduli elastici dei materiali: risulta quindi variabile in funzione della maturazione del calcestruzzo.

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

$$\sigma_c \leq \sigma_{amm}$$

$$\sigma_s \leq \sigma_{amm}$$

Per quanto riguarda le sollecitazioni taglianti, si assume in via cautelativa che queste devono essere affidate unicamente alle ali delle centine (A_{tw}), senza alcun contributo da parte dello spritz-beton.

La verifica verrà quindi fatta valutando che la τ dovuta all'azione di taglio sia inferiore al valore ammissibile.

$$\tau = T / A_{tw} \leq \tau_{amm}$$

6.1.2. Verifiche Rivestimento definitivo in Calcestruzzo Armato

I rivestimenti definitivi della galleria naturale sono realizzati in calcestruzzo armato ordinario, con conglomerato cementizio di classe $R_{ck}=30$ MPa e barre di tipo B450 C ad aderenza migliorata, a cui corrispondono le seguenti tensioni ammissibili:

Acciaio B450 C	$\sigma_{amm}=160$ MPa (*)
Calcestruzzo strutturale armato Rck 30 MPa	$\sigma_{amm}=9.75$ MPa $\tau_{c0} = 0.60$ MPa $\tau_{c1} = 1.80$ MPa
Calcestruzzo strutturale non armato Rck 30 Mpa	$\sigma_{amm}=7.5$ MPa $\tau_{c0} = 0.60$ MPa

(*) In condizioni sismiche o in condizioni di esercizio con verifica a fessurazione $\sigma_{amm}=255$ Mpa

Le verifiche di pressoflessione, come già precedentemente descritto, vengono svolte utilizzando le sollecitazioni ricavate dai beam inseriti in corrispondenza della mezzeria della struttura. La verifica a fessurazione è stata svolta secondo il D.M.L.P. 09/07/96.

Secondo tale normativa, in funzione della classe di esposizione (ambiente poco aggressivo), si ritengono accettabili aperture fessurative minori di 0.2 mm. In questo caso poichè il copriferro minimo è pari a 4 cm $> 1.5 \cdot c_{min}$ (con $c_{min} = 2.5$ cm), è ammesso un aumento del limite di apertura delle fessure. Il limite di apertura w_k sarà pari a

$$0.2 \cdot 1.5 = 0.3 \text{ mm.}$$

Si considera quindi:

$$M_{r II} = W_i \cdot f_{ctm}$$

dove

$$f_{ctm} = 1.2 \cdot 0.27 (R_{ck})^{2/3} \quad (\text{N/mm}^2)$$

L'apertura delle fessure vale:

$$w_k = 1.7 \cdot w_m = 1.7 \cdot s_{rm} \cdot \varepsilon_{sm}$$

dove:

$$s_{rm} = 2(c+s/10) + k_2 k_3 \Phi / \rho_r$$

$$\varepsilon_{sm} = \sigma_s / E_s (1 - \beta_1 \beta_2 (\sigma_{sr} / \sigma_s)^2)$$

per la sezione in esame si ha:

$c =$ copriferro netto armatura tesa

$s =$ interasse tra i ferri

$k_2 = 0.4$ per barre ad aderenza migliorata

$k_3 = 0.125$ per diagramma delle s triangolare, dovuto a flessione o pressoflessione

$\Phi =$ diametro delle barre

$\rho_r =$ $A_s / A_{c \text{ eff}}$

$\sigma_s =$ tensione dell'acciaio calcolata nella sezione fessurata per la combinazione di azioni considerata

$\sigma_{sr} =$ tensione dell'acciaio calcolata nella sezione fessurata per la sollecitazione corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione f_{ctm} nella fibra di calcestruzzo più sollecitata nella sezione interamente reagente.

$\beta_1 = 1$ per barre ad aderenza migliorata

$\beta_2 = 0.5$ nel caso di azioni di lunga durata o ripetute.

Le verifiche di taglio vengono svolte in corrispondenza di tutte le aste con le quali si è discretizzata la struttura. Le tensioni tangenziali sono calcolate come:

$$\tau = \frac{T}{0.9 \cdot b \cdot d}$$

con:

$T =$ taglio agente sulla sezione;

$b =$ larghezza della sezione (1 m)

$d =$ altezza utile della sezione

6.2. Modello 1: sezione di allargo – aP_GR2 - C=150m

6.2.1. Analisi Deformativa

Dal punto di vista deformativo si verifica come nella fase di messa in sicurezza (e decadimento dei parametri geomeccanici nell'intorno) gli spostamenti nell'intorno del cavo sono dell'ordine dei 2.7cm circa, mentre a scavo completato e a lungo termine gli stessi si mantengono dello stesso ordine. Le zone plasticizzate nella fase di lungo termine, quando si considera il decadimento del prriverstimento, ricadono entro una fascia plastica di 3m circa attorno al cavo.

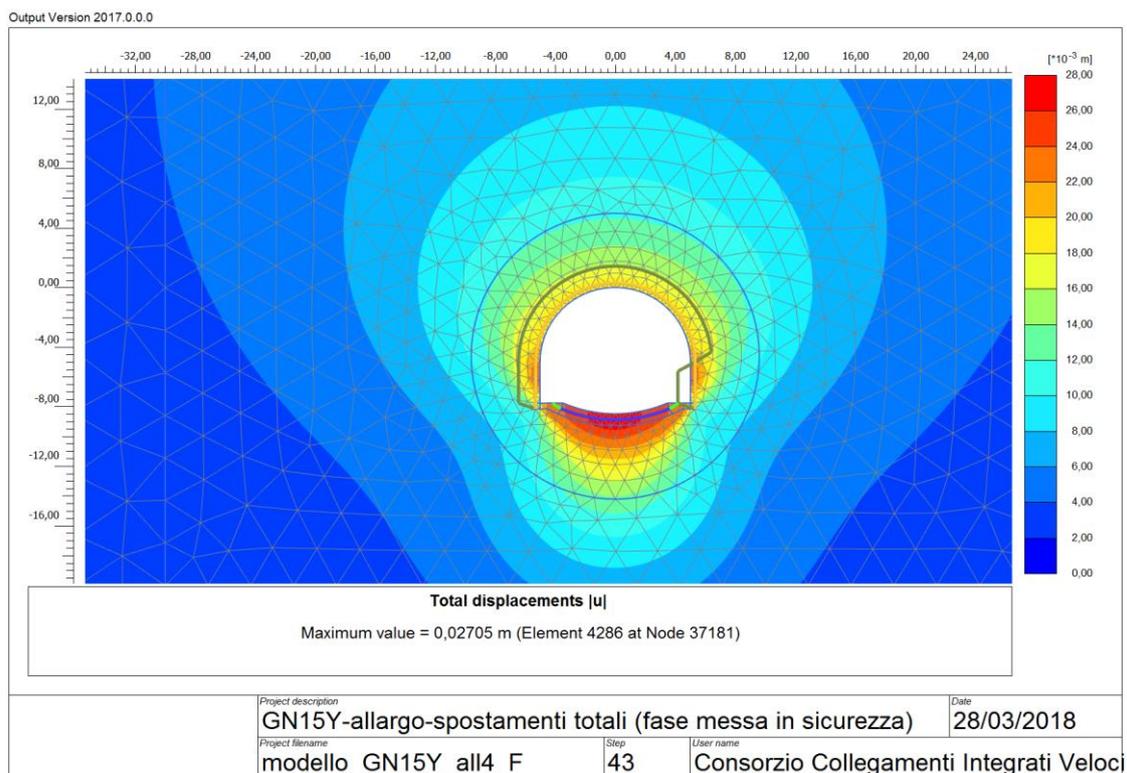


Figura 7 - Fase di fine messa in sicurezza– Spostamenti totali

Output Version 2017.0.0.0

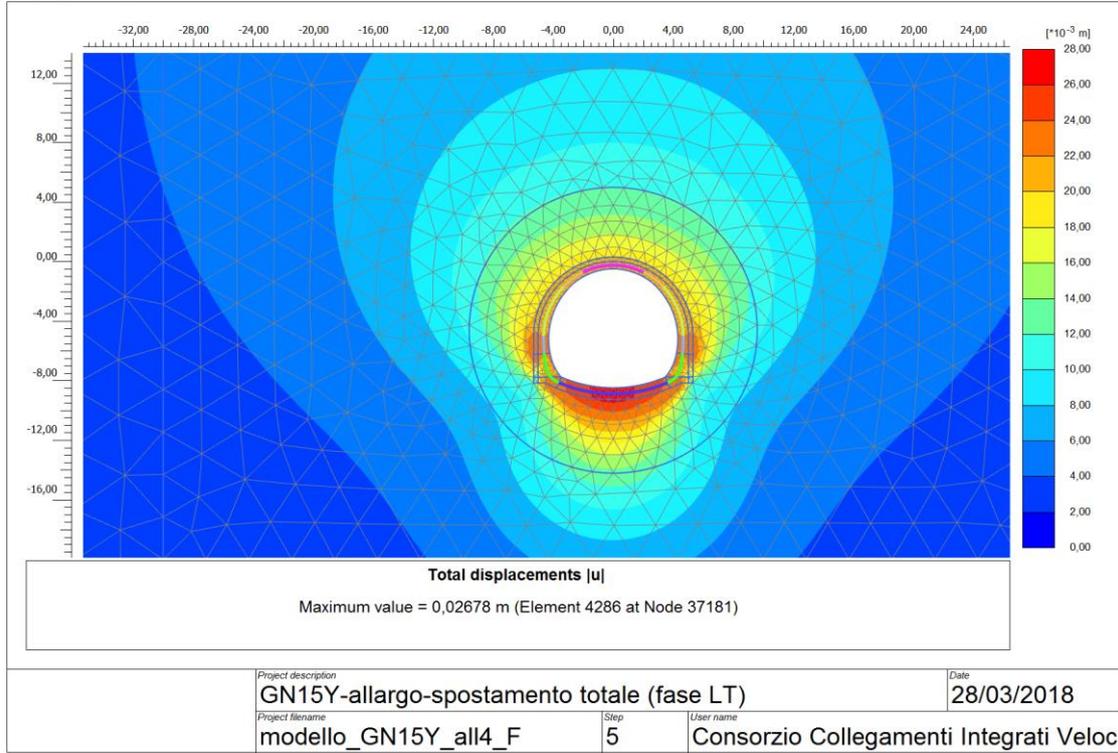


Figura 7 - Fase di LT– Spostamenti totali

Output Version 2017.0.0.0

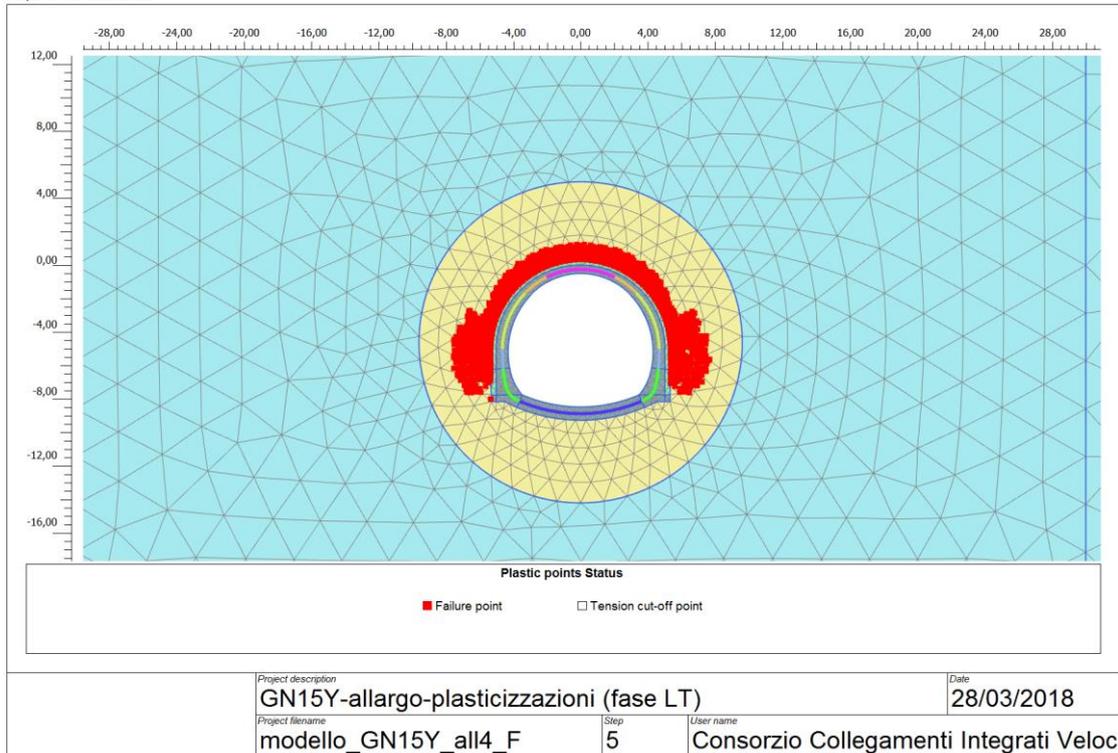
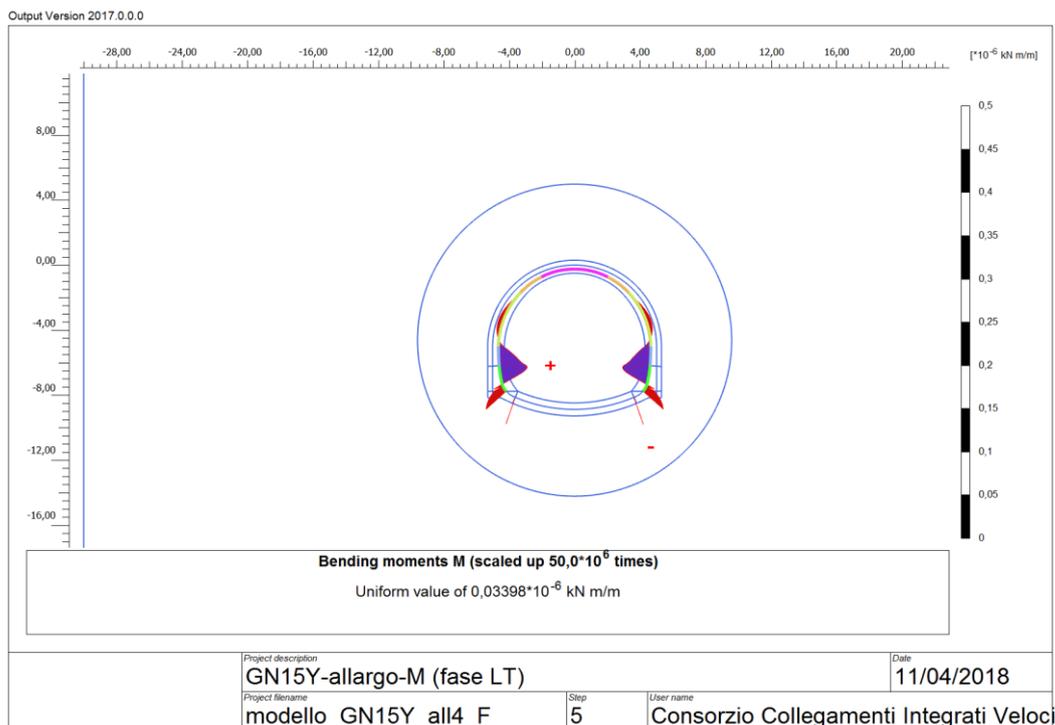
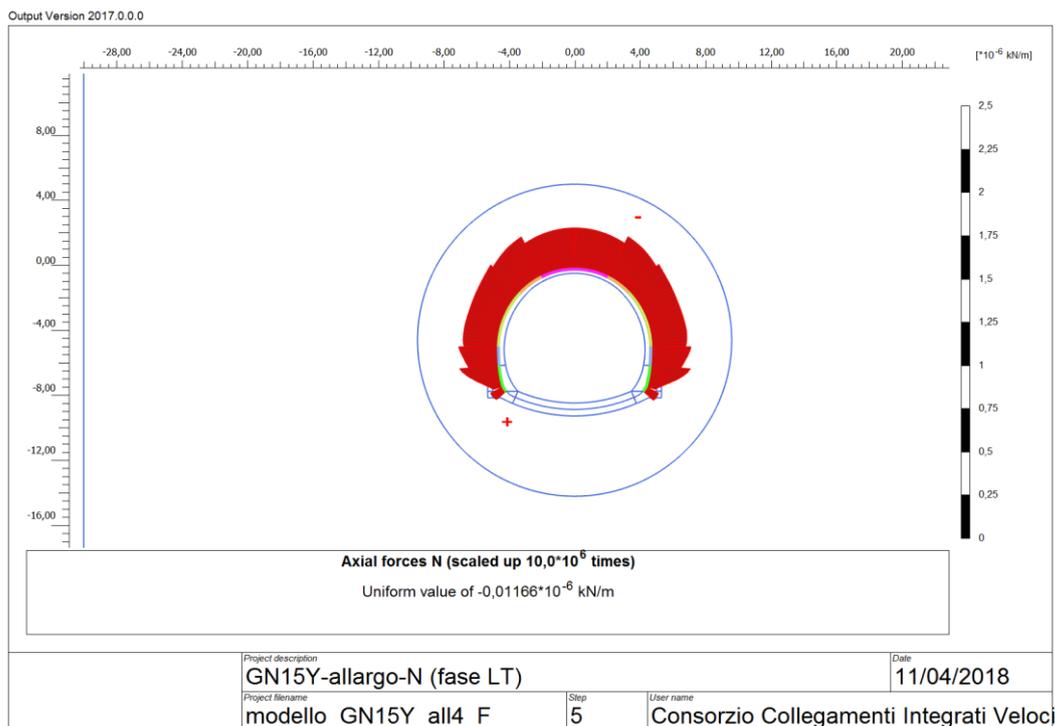


Figura 9 - Fase di LT – Plasticizzazioni

6.2.2. Analisi Tensionale

Rivestimento definitivo

I grafici delle sollecitazioni (LT) del rivestimento definitivo della galleria in oggetto sono i seguenti:



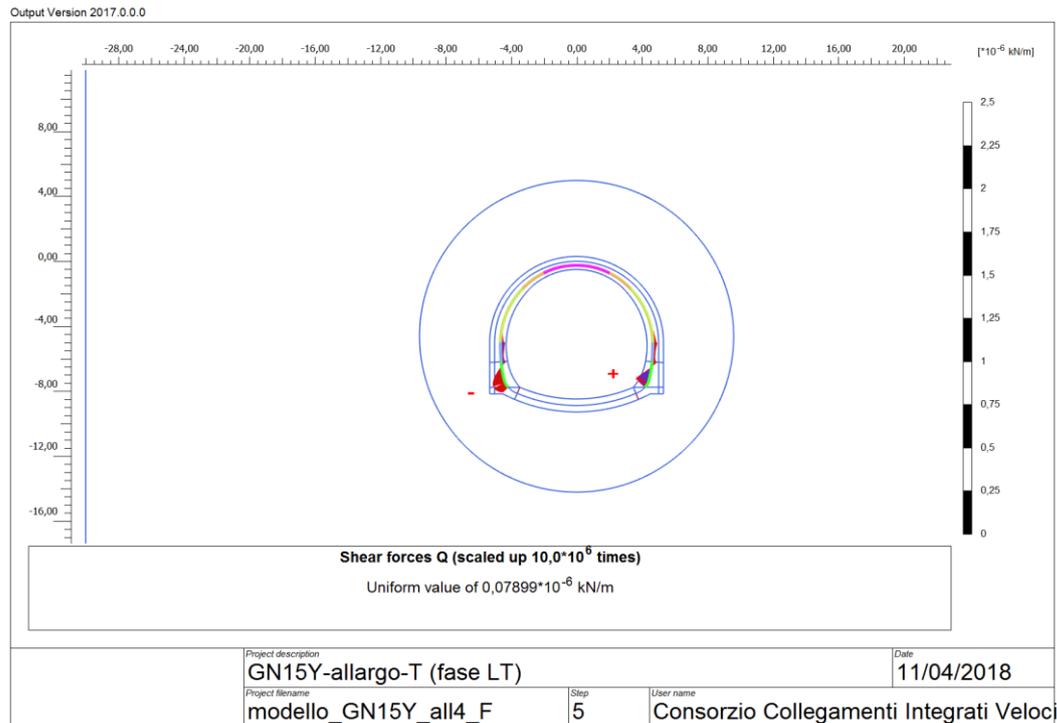


Figura 10 - Fase di LT Sollecitazioni (N,M,T) su rivestimento definitivo allargo

In sintesi vengono indicate le condizioni più gravose per le diverse parti strutturali (rene, piedritto, ripresa, chiave calotta) in base a quanto valutato nella fase di lungo termine, nella quale si verificano le sollecitazioni maggiori, prevedendo l'adozione della seguente armatura nella calotta:

FERRI ARMATURA PRINCIPALE		
	Intradosso	Estradosso
Arco rovescio	$\phi 20/20$	$\phi 20/20$
Calotta	$\phi 20/20$	$\phi 20/20$

POSIZIONE	H	σ_c	σ_s	N	M	τ	V
	[m]	[MPa]	[MPa]	[kN]	[kNm]	[MPa]	[kN]
Cal	0,5	-4,9	-72,9	-2539,2	-13,2	0,039	15,6
Rene	0,6	-4,4	-65,8	-2780,8	-7,3	0,030	14,6
Rene basso	0,65	-4,0	-58,1	-2147,1	74,1	0,401	210,9
Pied	0,75	-5,1	-72,4	-1859,1	297,8	0,443	269,2
Ripresa mur-cal	1,0	-3,5	199,9	-117,0	-346,9	0,938	789,9

Tabella 9 - Verifiche tensionali allargo nella fase di LT

Per il rivestimento definitivo, armato, le sollecitazioni raggiungono valori di momento dell'ordine di 350 KNm/m ed azioni assiali dell'ordine dei 2800 KN/m.

Poiché nelle condizioni di lungo termine si verifica $\tau > \tau_{c0}$ è necessario disporre armatura specifica a taglio sulla ripresa muretta-calotta (che interesserà una fascia di circa 1.5m di altezza); nella tabella seguente vengono riportate nel dettaglio.

In allegato sono riportate invece le verifiche sezionali per tutti i beam con i quali si è discretizzata la struttura.

ELEMENTO	H	T	$A_{t,min}$	S_{min}	ARMATURA A TAGLIO	A_{spilli}	σ_{spilli}
[-]	[m]	[kN]	[cm ² /m]	[cm]		[cm ² /m]	[MPa]
piedritto	1,00	790,0	11,4	33,33	SPILLI $\phi 16/20 \times 20$	50,265	183,8

Tabella 33- Verifiche armatura a taglio

6.3. Modello 2: sezione corrente – aP_GR3 - C=115m

6.3.1. Analisi Deformativa

Dal punto di vista deformativo si verifica come nella fase di messa in sicurezza (e decadimento dei parametri geomeccanici nell'intorno) gli spostamenti nell'intorno del cavo sono dell'ordine dei 4.3cm circa, mentre a scavo completato e a lungo termine gli stessi si mantengono dello stesso ordine. Le zone plasticizzate nella fase di lungo termine, quando si considera il decadimento del prerivestimento, ricadono entro una fascia plastica di 3m circa attorno al cavo.

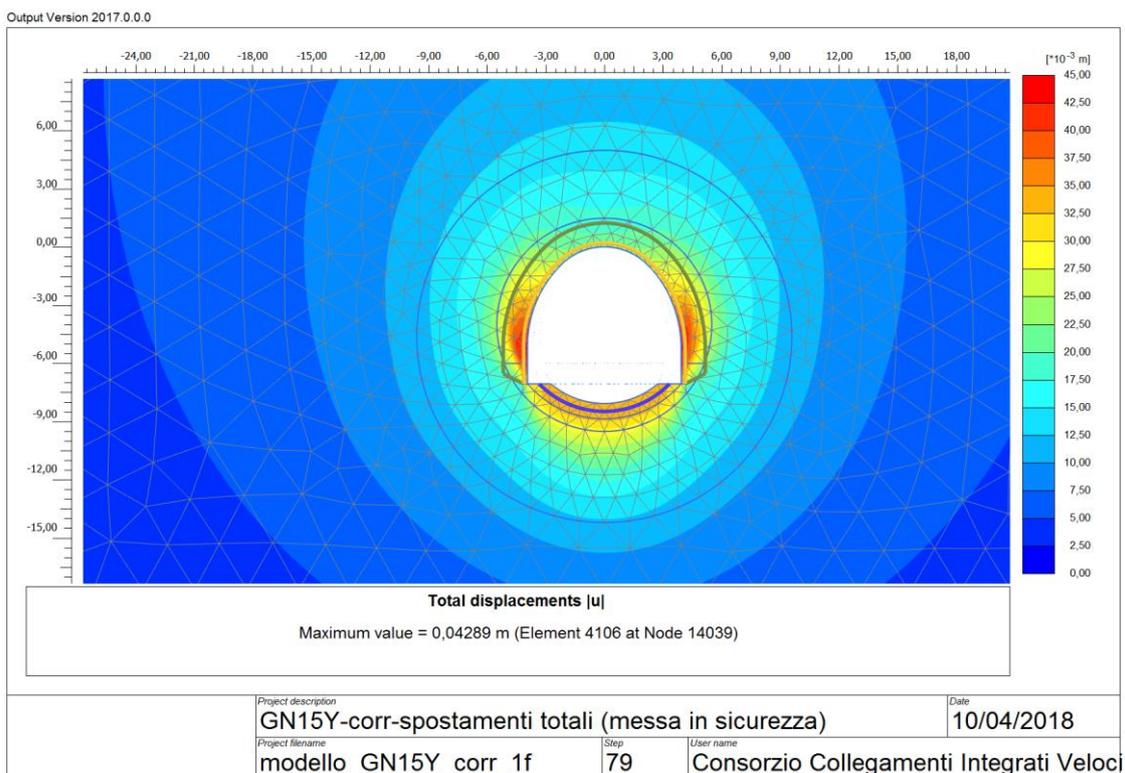


Figura 7 - Fase di fine messa in sicurezza– Spostamenti totali

Output Version 2017.0.0.0

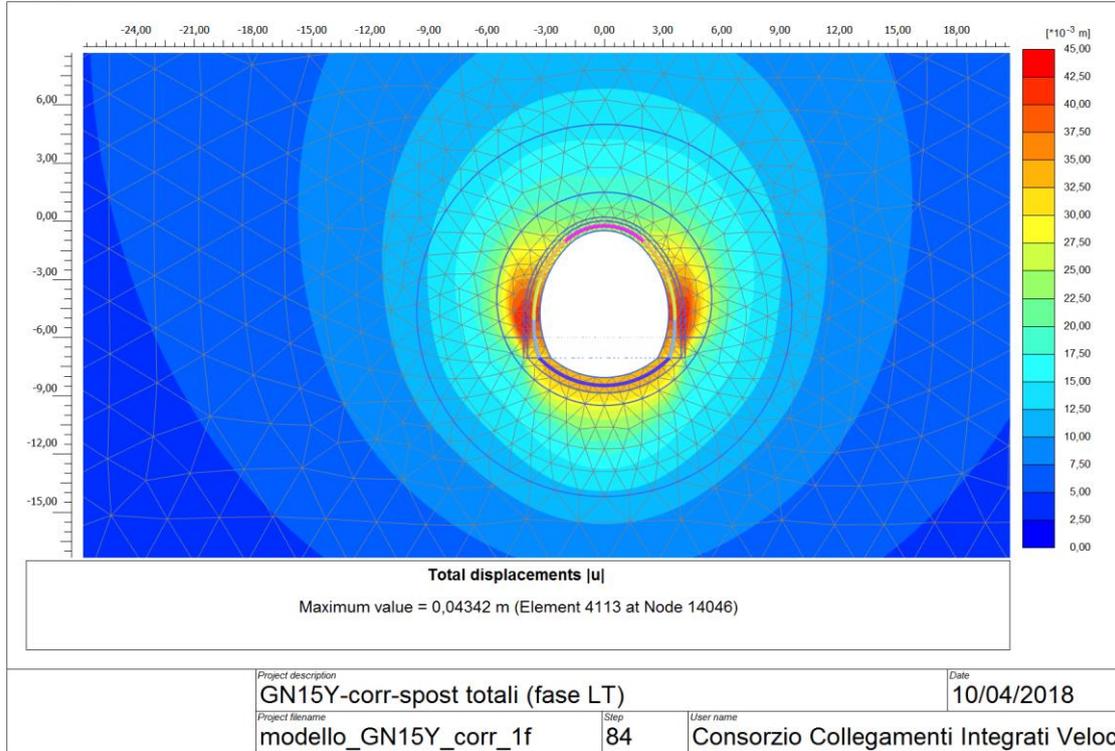


Figura 7 - Fase di LT- Spostamenti totali

Output Version 2017.0.0.0

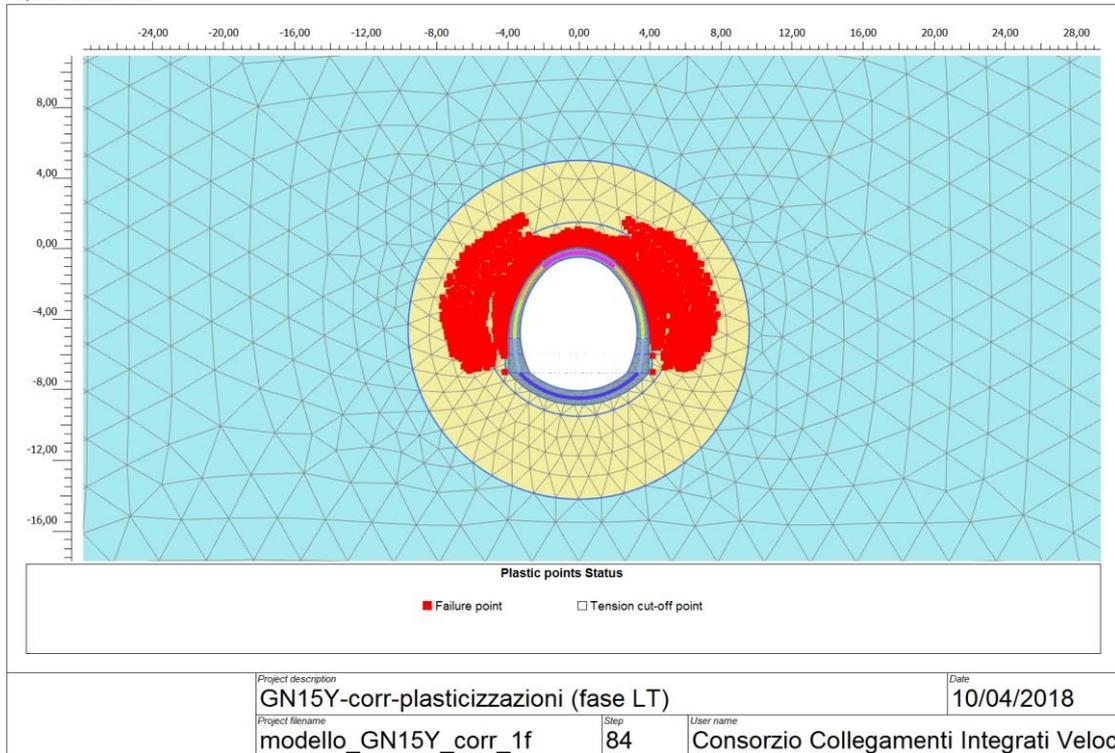
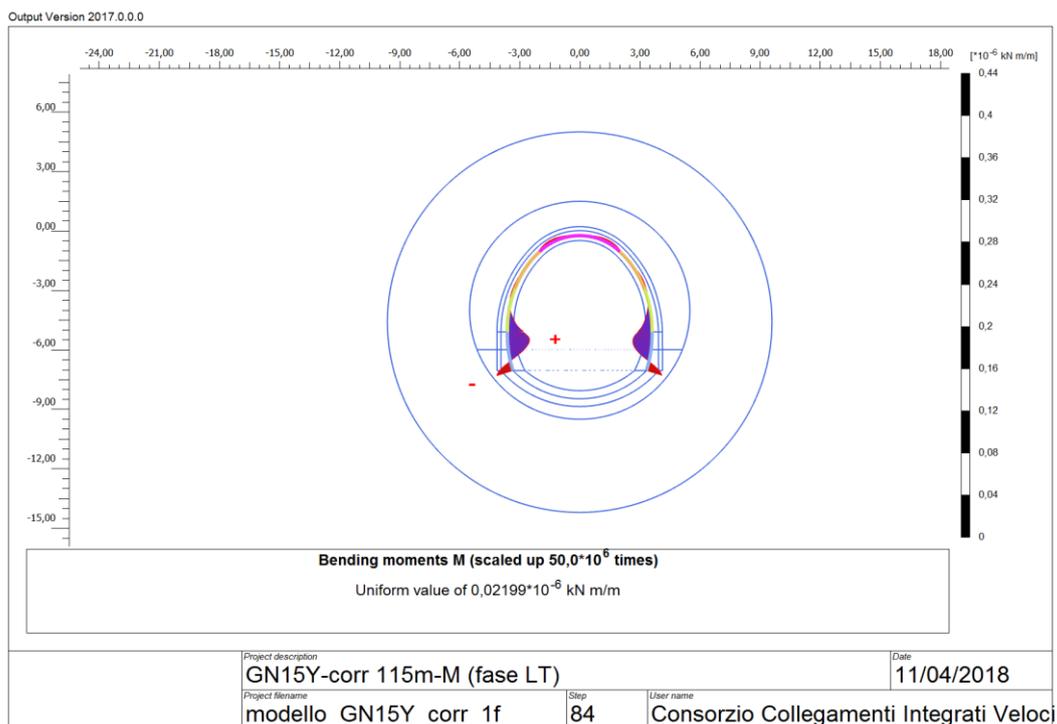
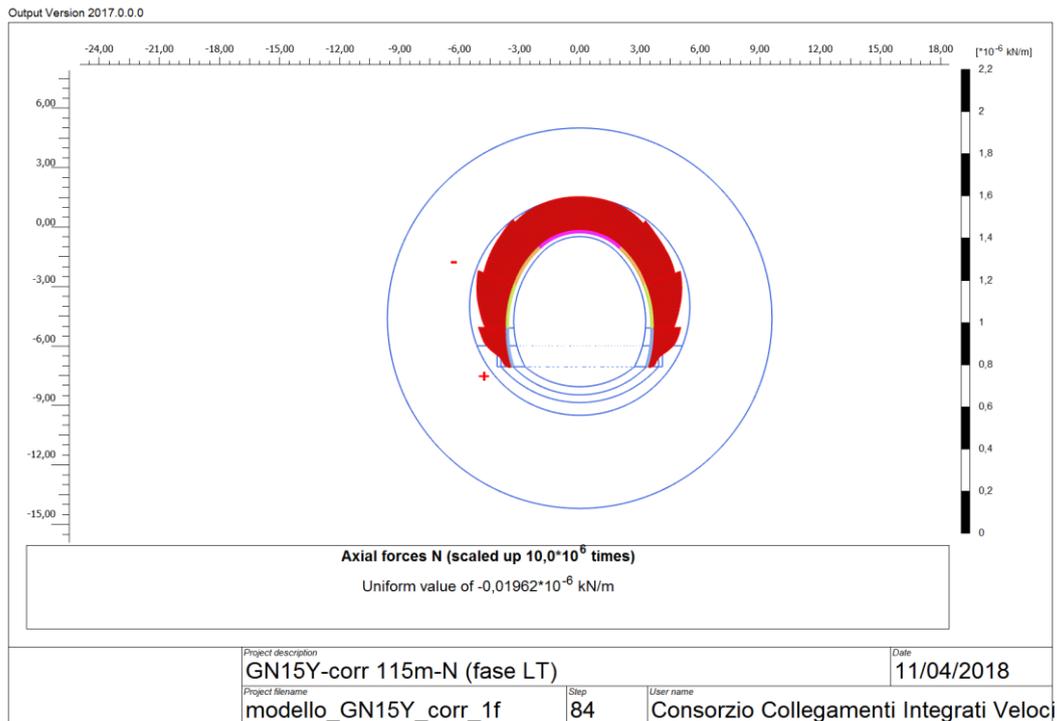


Figura 9 - Fase di LT - Plasticizzazioni

6.3.2. Analisi Tensionale

Rivestimento definitivo

I grafici delle sollecitazioni (LT) del rivestimento definitivo della galleria in oggetto sono i seguenti:



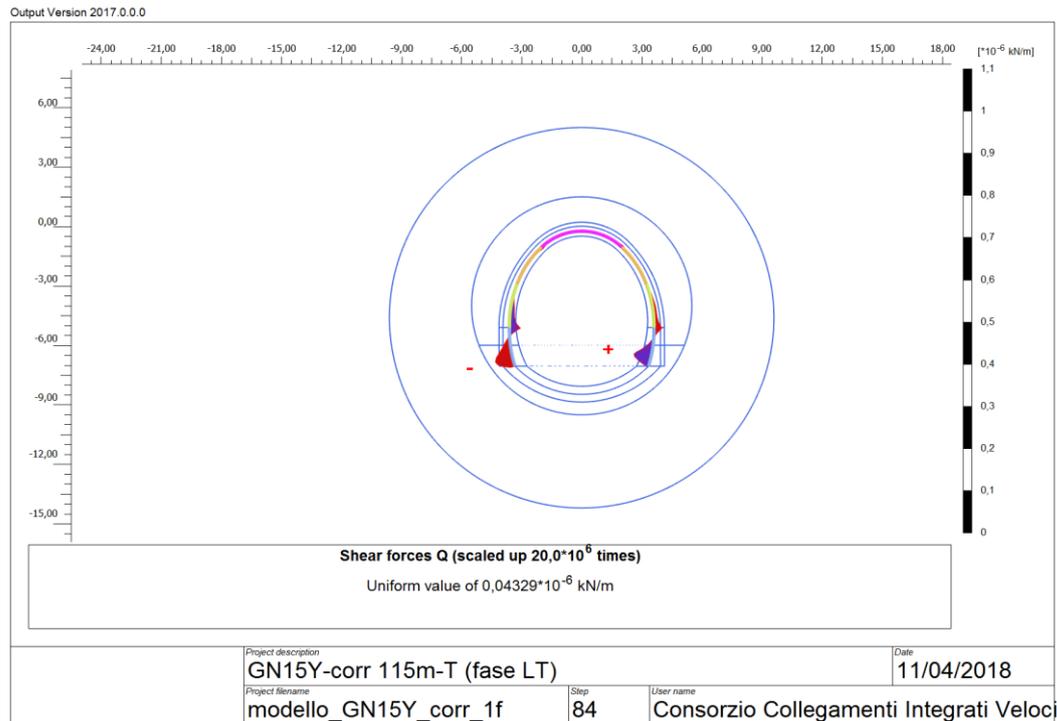


Figura 20 - Fase di LT Sollecitazioni (N, M, T) su rivestimento definitivo

In sintesi vengono indicate le condizioni più gravose per le diverse parti strutturali (rene, piedritto, ripresa, chiave calotta) della galleria in esame in base a quanto valutato nella fase di lungo termine, nella quale si verificano le sollecitazioni maggiori.

POSIZIONE	SPESSORE	N	M	σ_c	V	τ
	[m]	[KN/m]	[KNm/m]	[Mpa]	[KN/m]	[Mpa]
Cal						
Rene	0,5	-1810,048	-28,500	-4,304	58,006	0,116
Rene basso	0,55	-1952,531	-10,068	-3,750	54,103	0,098
Pied	0,65	-1087,456	160,990	-4,097	249,731	0,384
Ripresa mur-cal	0,85	-368,309	-142,024	-6,234	-447,177	-0,526

Tabella 9 - Verifiche tensionali corrente nella fase di LT

Per il rivestimento definitivo, non armato, in corrispondenza dell'arco rovescio le sollecitazioni raggiungono (nella condizione di LT) valori di momento dell'ordine di 160 KNm/m ed azioni assiali dell'ordine dei 2000 KN/m.

In funzione dei valori ammissibili riportati, le verifiche sono tutte soddisfatte. Poiché si verifica ovunque $\tau < \tau_{c0}$ non è necessario disporre armatura specifica a taglio; l'armatura sarà quella minima prescritta da normativa. In allegato sono riportate invece le verifiche sezionali per tutti i beam con i quali si è discretizzata la struttura.

6.4. Modello 3: sezione corrente – mB_fratt- C=90m

6.4.1. Analisi Deformativa

Dal punto di vista deformativo si verifica come nella fase di messa in sicurezza (e decadimento dei parametri geomeccanici nell'intorno) gli spostamenti nell'intorno del cavo sono dell'ordine dei 2 mm circa, mentre a scavo completato e a lungo termine (e presenza di carico idraulico) gli stessi sono pari a 4mm circa. Le zone plasticizzate nella fase di lungo termine, quando si considera il decadimento del prerivestimento, ricadono entro una fascia plastica molto contenuta attorno al cavo.

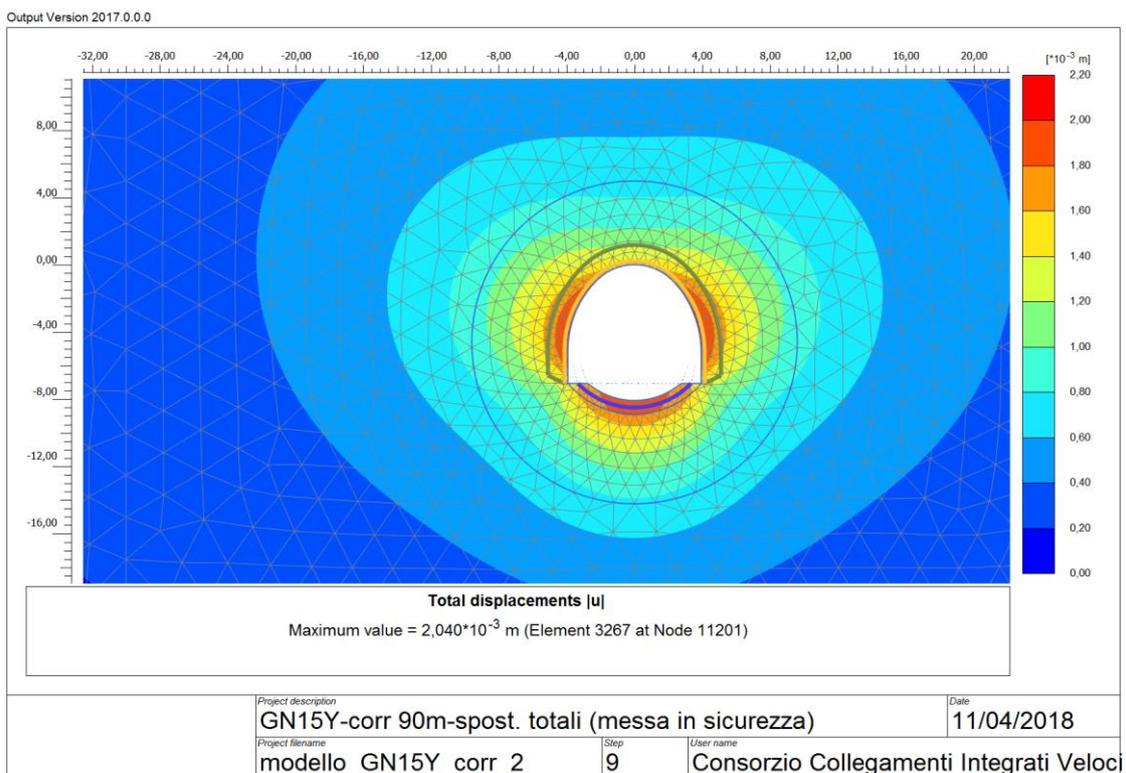


Figura 7 - Fase di messa in sicurezza– Spostamenti totali

Output Version 2017.0.0.0

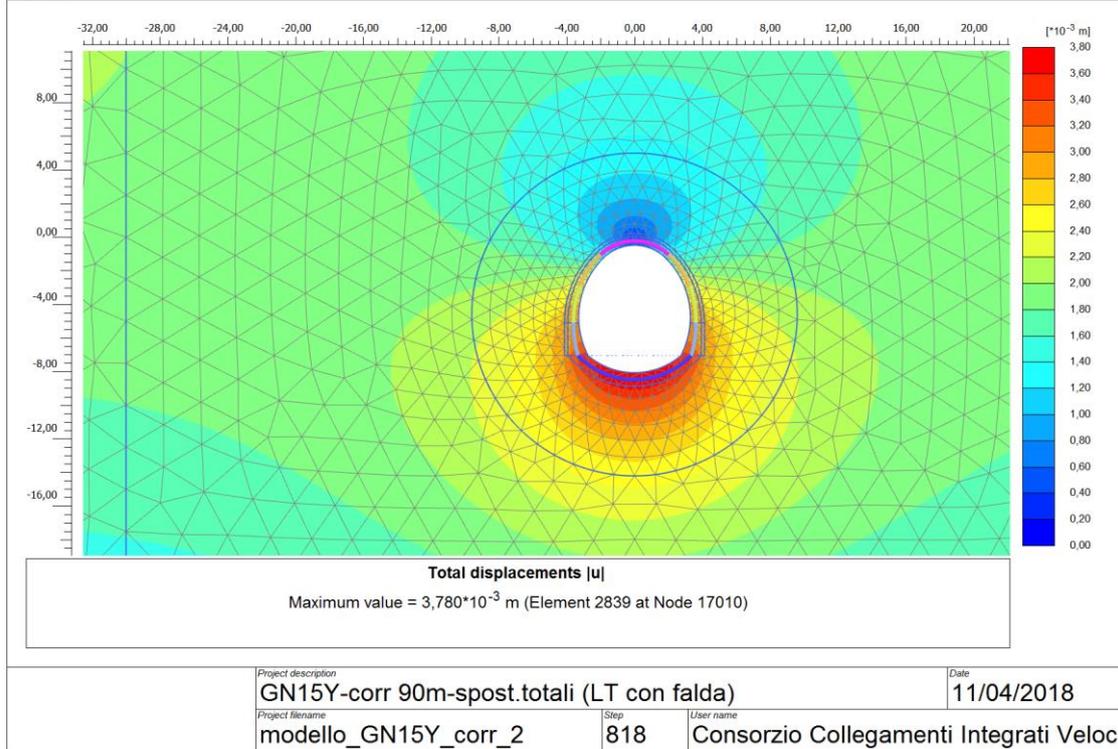


Figura 7 - Fase di LT- Spostamenti totali

Output Version 2017.0.0.0

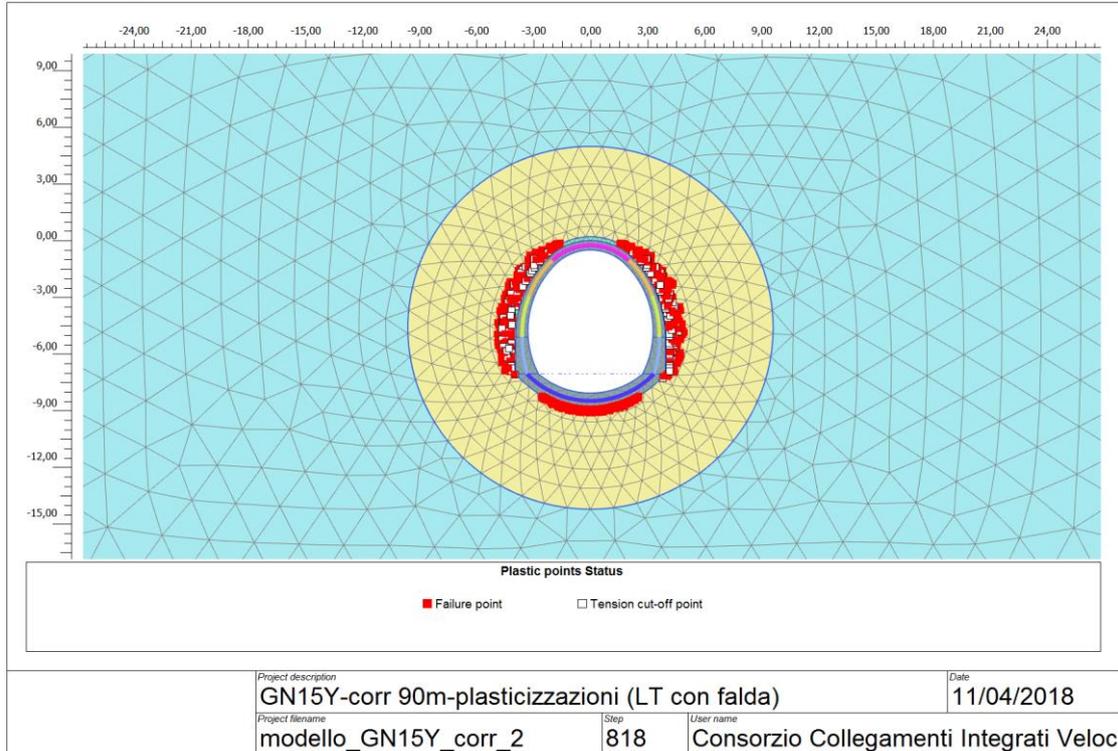
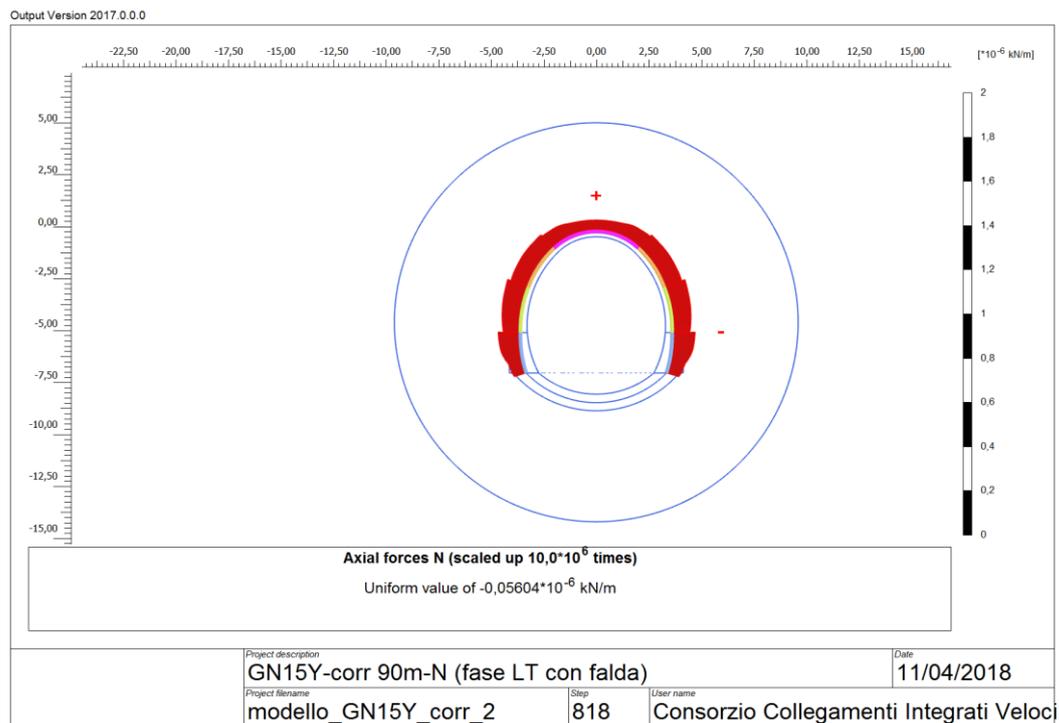


Figura 9 - Fase di LT - Plasticizzazioni

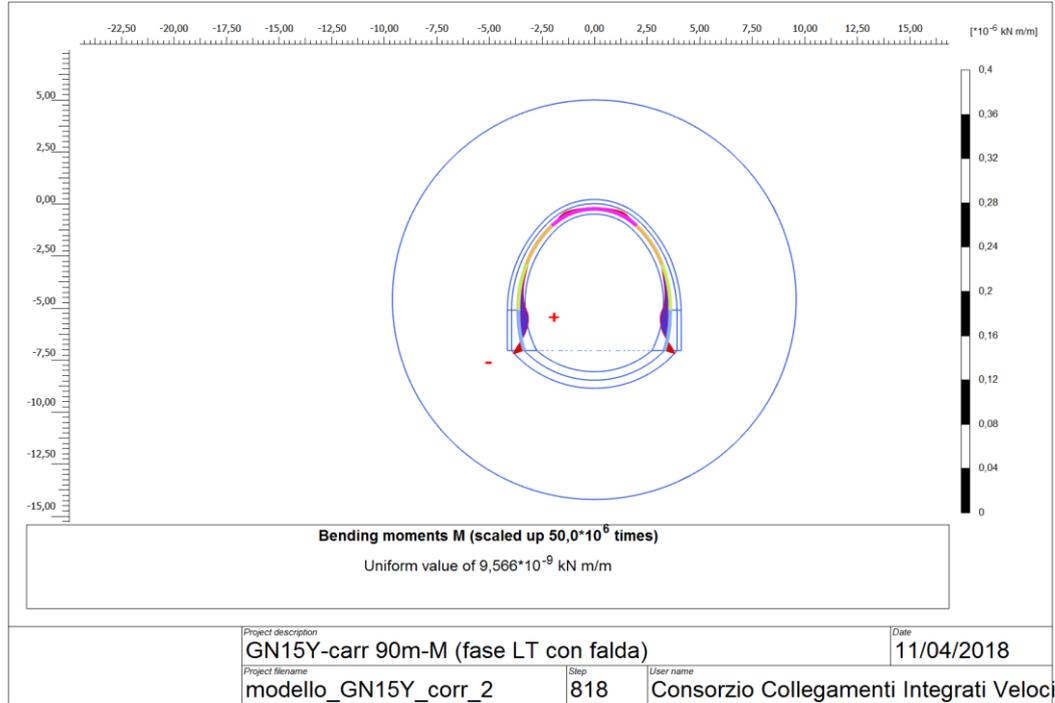
6.4.2. Analisi Tensionale

Rivestimento definitivo

I grafici delle sollecitazioni (LT con carico idraulico) del rivestimento definitivo della galleria in oggetto sono i seguenti:



Output Version 2017.0.0.0



Output Version 2017.0.0.0

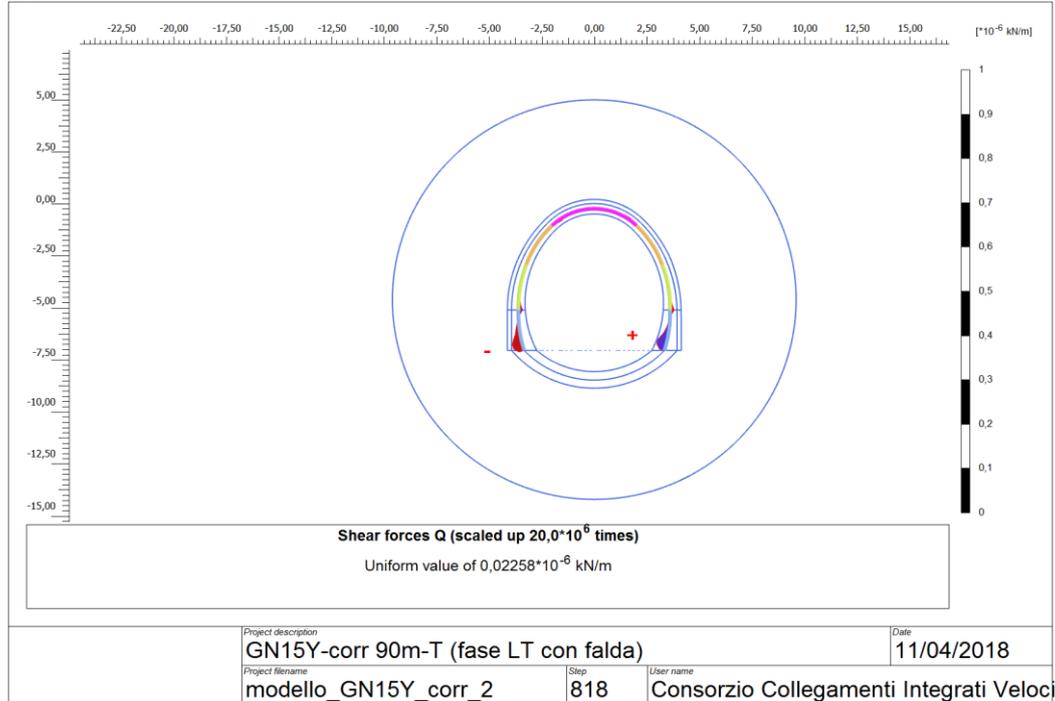


Figura 30 - Fase di LT Sollecitazioni (N,M,T) su rivestimento definitivo

In sintesi vengono indicate le condizioni più gravose per le diverse parti strutturali (rene, piedritto, ripresa, chiave calotta) della galleria in esame in base a quanto valutato nella fase di lungo termine, nella quale si verificano le sollecitazioni maggiori.

POSIZIONE	SPESSORE	N	M	σ_c	V	τ
chiave	[m]	[KN/m]	[KNm/m]	[Mpa]	[KN/m]	[Mpa]
Rene	0,5	-745,531	-31,370	-2,244	50,019	0,100
Rene basso	0,55	-895,686	15,825	-1,942	-35,955	-0,065
Pied	0,65	-840,764	76,599	-2,381	99,158	0,153
Ripresa mur-cal	0,85	-1068,724	94,874	-2,045	-231,467	-0,272

Tabella 9 -Verifiche tensionali corrente nella fase di LT

Per il rivestimento definitivo, non armato, le sollecitazioni raggiungono (nella condizione di LT con carico idraulico) valori di momento dell'ordine di 100 KNm/m ed azioni assiali dell'ordine dei 1100 KN/m.

In funzione dei valori ammissibili riportati, le verifiche sono tutte soddisfatte. Poiché si verifica ovunque $\tau < \tau_{c0}$ non è necessario disporre armatura specifica a taglio; l'armatura sarà quella minima prescritta da normativa. In allegato sono riportate invece le verifiche sezionali per tutti i beam con i quali si è discretizzata la struttura.