

**E 78 GROSSETO - FANO
TRATTO SELCI - LAMA (E 45) - S.STEFANO DI GAIFA
Adeguamento a 2 corsie del tratto Mercatello sul Metauro Ovest -
Mercatello sul Metauro Est (Lotto 4°)**

PROGETTO DEFINITIVO

AN 245

ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI

<p>COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE</p> <p><i>Ing. Giuseppe Resta</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 20629</p>	<p>I PROGETTISTI SPECIALISTICI</p> <p><i>Ing. Ambrogio Signorelli</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. A35111 Settore a-b-c</p> <p><i>Ing. Moreno Panfili</i> Ordine Ingegneri Provincia di Perugia n. A2657</p> <p><i>Ing. David Crenca</i> Ordine Ingegneri Provincia di Frosinone n. A1762</p> <p><i>Ing. Giuseppe Resta</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 20629</p>	<p>PROGETTAZIONE ATI: (Mandataria)</p> <p>GPI INGEGNERIA GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl</p> <p>cooprogetti</p> <p>engeko</p> <p>AIM Studio di Architettura e Ingegneria Moderna</p> <p>IL PROGETTISTA E RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE. (DPR207/10 ART 15 COMMA 12):</p> <p><i>Dott. Ing. GIORGIO GUIDUCCI</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 14035</p>
<p>IL GEOLOGO</p> <p><i>Dott. Geol. Salvatore Marino</i> Ordine dei geologi della Regione Lazio n. 1069</p>		
<p>VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO</p> <p><i>Ing. Vincenzo Catone</i></p>		
<p>VISTO: IL RESP. DEL PROGETTO</p> <p><i>Arch. Pianif. Marco Colazza</i></p>		

**OPERE D'ARTE MAGGIORI
Galleria Mercatello 2**

Relazione di calcolo galleria naturale

CODICE PROGETTO		NOME FILE			REVISIONE	SCALA
PROGETTO	LIV.PROG	ANNO	T00GN02OSTRE01B.			
D	D	22	CODICE ELAB. T00GN02OSTRE01			B
D						
C						
B	Revisione a seguito istruttoria U.0030221 del 16.01.2023		Febbraio '23	Diletto	Signorelli	Guiducci
A	Emissione		Ottobre '22	Diletto	Signorelli	Guiducci
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

INDICE

1.	<u>INTRODUZIONE</u>	4
2.	<u>DESCRIZIONE DELL'OPERA</u>	5
3.	<u>NORMATIVA DI RIFERIMENTO</u>	7
4.	<u>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI</u>	8
5.	<u>CONTESTO GEOTECNICO E GEOMECCANICO</u>	10
5.1.	ANALISI DEL TRACCIATO	10
5.2.	INDAGINI ESEGUITE	10
5.3.	ASPETTI GENERALI.....	10
5.4.	DEFINIZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE	11
5.5.	CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA	14
5.6.	RIEPILOGO TRATTE	15
6.	<u>ANALISI DEL COMPORTAMENTO DEFORMATIVO ALLO SCAVO (FASE DI DIAGNOSI)</u> 16	
6.1.	IMPORTANZA DEL FRONTE DI SCAVO.....	16
6.1.1.	<i>Galleria a fronte stabile (caso A)</i>	16
6.1.2.	<i>Galleria a fronte stabile a breve termine (caso B)</i>	17
6.1.3.	<i>Galleria a fronte instabile (caso C)</i>	17
6.2.	DETERMINAZIONE DELLE CATEGORIE DI COMPORTAMENTO	17
6.2.1.	<i>Metodo delle linee caratteristiche</i>	17
6.2.2.	<i>Metodo dell'equilibrio limite</i>	21
6.2.3.	<i>Conclusioni</i>	24
6.3.	INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO IN AVANZAMENTO AL FRONTE E AL CONTORNO SCAVO	25
6.3.1.	<i>Verifiche di consolidamento al fronte</i>	25
6.3.2.	<i>Verifiche degli infilaggi metallici</i>	26
7.	<u>SEZIONI TIPO DI AVANZAMENTO E TIPOLOGIE DI INTERVENTO (FASE DI TERAPIA)</u> ..33	
7.1.	SEZIONI TIPO ADOTTATE	33
7.1.1.	<i>Sezioni tipo A1 – B0 – B0v</i>	34
7.1.2.	<i>Sezioni di tipo A1c – B0vc – C1c</i>	38
8.	<u>ANALISI DEI BLOCCHI DI ROCCIA STABILE</u>	43
8.1.	PREMESSA	43
8.2.	DETERMINAZIONE DEI CUNEI INSTABILI SUL CONTORNO DEL CAVO	43
8.3.	VERIFICA INTERVENTI DI CHIODATURA	47

PROGETTAZIONE ATI:

9.	CARICO IDRAULICO	50
10.	AZIONE SISMICA.....	53
10.1.	ACCELERAZIONE MASSIMA AL SUOLO	53
10.2.	AZIONI DOVUTE AL SISMA	54
11.	ANALISI NUMERICA PER IL CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI NEL RIVESTIMENTO DI PRIMA FASE E DEFINITIVO E VERIFICHE STRUTTURALI.....	57
11.1.	PREMESSA	57
11.2.	DATI DI INPUT DELLE ANALISI NUMERICHE	57
12.	VALUTAZIONE RILASCI TENSIONALI	59
12.1.1.	Sezione B0c/B0vc (alte coperture) – tratta 5.....	61
12.1.2.	Sezione C1c (basse coperture) – tratta 4.....	62
12.2.	ANALISI PIANE AGLI ELEMENTI FINITI	62
12.2.1.	Criteria di modellazione.....	62
12.2.2.	Risultati verifiche strutturali	63
13.	MONITORAGGIO SULLA GALLERIA NATURALE	87
13.1.	MISURE DI CONVERGENZA	88
13.1.1.	DEFINIZIONE	88
13.1.2.	INSTALLAZIONE	89
13.1.3.	FREQUENZA DELLE STAZIONI E DEI RILEVAMENTI.....	89
13.1.4.	SISTEMA DI ACQUISIZIONE	89
13.1.5.	RESTITUZIONE DATI.....	90
13.2.	MISURE DI TENSIONE CON CELLE DI CARICO E BARRETTE ESTENSIMETRICHE ..	90
13.2.1.	DEFINIZIONE	90
13.2.2.	INSTALLAZIONE	90
13.2.3.	MODALITÀ DI RILEVAMENTO.....	91
13.2.4.	FREQUENZA DEI RILEVAMENTI.....	92
13.2.5.	RESTITUZIONE DATI.....	93
13.3.	MISURE DI ESTRUSIONE DEL FRONTE.....	93
13.3.1.	MISURE TOPOGRAFICHE.....	93
13.3.2.	RILIEVO GEOLOGICO – GEOSTRUTTURALE DEL FRONTE DI SCAVO.....	94

PROGETTAZIONE ATI:

PROGETTAZIONE ATI:

GPIINGEGNERIA
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl

cooprogetti

engeko

AIM
Studio di Architettura e Ingegneria Moderna

1. INTRODUZIONE

Nella presente relazione vengono esaminate le principali problematiche progettuali e gli aspetti tecnici relativi al progetto definitivo della galleria naturale “Mercatello 2” facente parte della S.G.C. E78 Grosseto-Fano –tratto Selci Lama (E/45) - S. Stefano di Gaifa – Adeguamento a 2 corsie del tratto Mercatello sul Metauro Ovest - Mercatello sul Metauro Est (Lotto 4°)” che si sviluppa interamente all’interno del territorio comunale di Mercatello sul Metauro (PU).

In particolare, nel seguito è riportata una descrizione generale dell’opera, la caratterizzazione geomeccanica dell’ammasso interessato dallo scavo, le fasi esecutive previste per gli avanzamenti in sotterraneo e gli esiti delle analisi numeriche preliminari per la verifica degli interventi previsti.

La presente relazione analizza l’esecuzione in sotterraneo del tratto naturale, secondo la seguente metodologia di lavoro:

- Fase conoscitiva: raccolta delle informazioni geologiche e geotecniche sull’area in esame, loro interpretazione e definizione dei parametri geotecnici di progetto;
- Fase di diagnosi: valutazione del comportamento allo scavo dei materiali attraversati in assenza di interventi. Si fa riferimento a 3 classi di comportamento del fronte a seconda dei fenomeni deformativi attesi: A (fronte stabile), B (fronte stabile a breve termine), C (fronte instabile);
- Fase di terapia: si individuano gli interventi idonei per realizzare l’opera in condizioni di sicurezza.

In questa logica si procederà alla definizione di un quadro geologico - geomeccanico (fase conoscitiva), all’individuazione del comportamento dell’ammasso allo scavo (fase di diagnosi) ed alla scelta delle modalità di avanzamento da applicare (fase di terapia).

Attraverso le analisi numeriche si procederà alla modellazione dello scavo delle gallerie in oggetto per verificare l’adeguatezza statica della soluzione progettuale indicata, sia relativamente allo stato tensionale e deformativo indotto nel terreno dallo scavo, sia relativamente alle sollecitazioni risultanti su prerivestimenti e rivestimenti definitivi.

PROGETTAZIONE ATI:

2. DESCRIZIONE DELL'OPERA

L'intervento in progetto interessa interamente il Comune di Mercatello ed ha un'estensione totale di circa 4,0 km, con una sezione stradale tipo C1 secondo il D.M. 2001.

Nell'ambito della realizzazione di questo tracciato è previsto lo scavo della galleria naturale "Mercatello 2".

Le sezioni tipo *standard* delle gallerie prevedono una carreggiata costituita da due corsie di larghezza pari a 3.75 m ciascuna, una banchina in destra di larghezza 1.50 m e una banchina in sinistra di larghezza 1.50 m. La sagoma interna di questa sezione, riportata di seguito, presenta una geometria con raggio di calotta pari a 6.45 m (con piano dei centri a +1.40 m dalla Q.P.), e raggio dell'arco rovescio pari a 15.18 m.

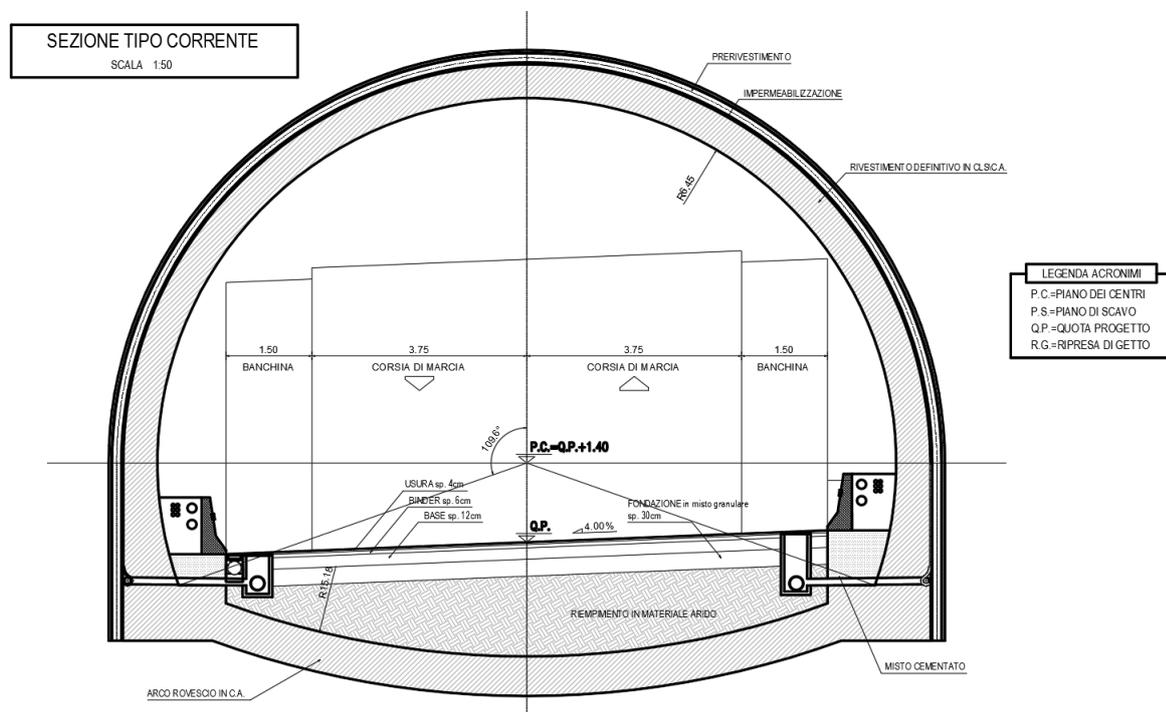


Figura 2-1: Sezione tipo corrente.

Tale sezione è applicata per la galleria Mercatello 2 dalla pk 2+195 alla pk 2+495.

Per la galleria Mercatello 2, dalla pk 1+700 alla pk. 2+195 è presente un cunicolo di sicurezza posto al di sotto della sede stradale, come da documento ANAS "Linee Guida per la progettazione della sicurezza nelle Gallerie Stradali secondo la normativa vigente".

La sagoma interna di questa sezione presenta una geometria con raggio di calotta pari a 6.45 m (con piano dei centri a +1.40 m dalla Q.P.), e raggio dell'arco rovescio pari a 9.15 m.

PROGETTAZIONE ATI:

3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- D.M. 17/01/2018 “Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni”;
- Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. “Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”.

PROGETTAZIONE ATI:

4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

CALCESTRUZZO

CALCESTRUZZO MAGRO

- Classe di resistenza: C12/15

CALCESTRUZZO PER RIVESTIMENTO

- Classe di resistenza: C25/30
- Classe di esposizione: XC2
- Classe di consistenza: S4
- Diametro massimo degli inerti: 30mm

CALCESTRUZZO PER CUNICOLO DI SICUREZZA

- Classe di resistenza: C32/40
- Classe di esposizione: XC1
- Classe di consistenza: S5
- Diametro massimo degli inerti: 20mm

CLS PROIETTATO

- Classe: C28/35
- Classe di consistenza: S4/S5
- Resistenza media su carote $h/\varnothing=1$ (a 48h): $\geq 15\text{MPa}$
- Contenuto minimo di cemento: 300kg/mc
- Diametro max inerti: 12.5mm
- Dosaggio di fibre: 30kg/mc
- In alternativa fibre di vetro dosaggio min. 12kg/mc
- In alternativa fibre in polipropilene dosaggio min. 3.5 – 4.0 kg/mc

FIBRE PER CLS PROIETTATO ACCIAIO

- Filo trafilato a freddo $\varnothing \geq 0.5\text{mm}$
- Resistenza a trazione $\geq 570\text{N/mm}^2$
- Rapporto di aspetto l/\varnothing compreso tra 50 e 80

FIBRE PER CLS PROIETTATO (alternativo) FIBRE DI VETRO/POLIPROPILENE

- Resistenza a trazione $\geq 550\text{N/mm}^2$
- Rapporto di aspetto l/\varnothing compreso tra 50 e 80

MISCELE CEMENTIZIE

PER CEMENTAZIONE INFILAGGI

- Classe di resistenza cls: C20/25
- Rapporto a/c: 0.6 - 0.7
- Additivo fluidificante e antiritiro

PER INIEZIONI DI CONSOLIDAMENTO FRONTE

- Classe di resistenza cls: C20/25
- Rapporto a/c: $0.6 \div 0.7$

PROGETTAZIONE ATI:

- Additivo fluidificante e antiritiro

ACCIAIO

ARMATURA

- ACCIAIO B450C
- Tensione caratteristica a rottura ftk: 540MPa
- Tensione di snervamento, fyk: 450MPa

PROFILATI E PIASTRE PER CENTINE

- ACCIAIO S275
- Tensione caratteristica di snervamento, fyk: 275MPa

ELEMENTI STRUTTURALI IN VETRORESINA

- Tubi VTR Tubo 60/40 spessore 10 mm
- Perforazione: $\geq \varnothing 90\text{mm}$
- contenuto di vetro $\geq 50\%$
- Resistenza a trazione fyk: 450MPa
- Resistenza a taglio τ : 485MPa
- Modulo elastico Ev: 20000MPa

BULLONI TIPO SWELLEX Mn24

- Carico di rottura minimo: 200kN
- Perforazione: $> \varnothing 45\text{mm}$, max 51 mm

DRENAGGI IN AVANZAMENTO

- Tubi in pvc $\varnothing 60\text{mm}$, larghezza fessure 1mm, distanza fessure massima 10mm, rivestito con tessuto non tessuto 500gr/mq

TELI IN PVC PER IMPERMEABILIZZAZIONE

- Spessore: $2 \pm 0.5\text{mm}$
- Peso specifico: $1.3\text{g/cm}^2 \pm 2\%$
- Resistenza a trazione media: $\geq 15\text{MPa}$

TESSUTO NON TESSUTO

- Massa unitaria: 500g/mq
- Spessore: $\geq 3.0\text{ mm}$ a 2kPa, $\geq 1.9\text{ mm}$ a 200kPa
- Resistenza a punzonamento: $\geq 4.0\text{ kN}$
- Resistenza a trazione media: $\geq 20\text{ kN/m}$

TUBI IN PVC PER RACCOLTA ACQUE.

- $\varnothing 125\text{mm}$ sp.>3mm

PROGETTAZIONE ATI:

5. CONTESTO GEOTECNICO E GEOMECCANICO

5.1. ANALISI DEL TRACCIATO

La galleria naturale “Mercatello 2” è scavata nel Membro di Corniolo (**FMA2**). La stratificazione risulta costante. In corrispondenza dell’asse della galleria è stata eseguita una stazione geomeccanica-geostrutturale (**SG3 (2022)**), che caratterizza la porzione alterata del bedrock, che dai dati delle indagini dirette eseguite nell’area (**S6 (2022) e S7 (2022)**), migliora con la profondità sia in termini di fratturazione che di alterazione. Si segnala in corrispondenza dell’imbocco est (pk 2+500) la presenza di un fenomeno gravitativo complesso: è stata individuata un’area caratterizzata da intensa erosione, che può attivare crolli di piccolissima entità (volume stimato intorno a 1 dm³) generati dall’erosione differenziale. La linea piezometrica è stata ricostruita dall’interpolazione dei dati degli strumenti installati nel **S5 (2022)**, **S6 (2022)** e **S8 (2022)**, da questa risulta che lo scavo sarà interessato alla presenza della falda per circa il 50% iniziale del suo sviluppo. La copertura massima non supera gli 80 m.

5.2. INDAGINI ESEGUITE

Per la descrizione delle campagne indagini eseguite e disponibili per la redazione del progetto si rimanda alla ‘*Relazione geotecnica generale*’ (cod. elab. T00GE00GETRE01)

5.3. ASPETTI GENERALI

Ai fini della caratterizzazione geomeccanica degli ammassi rocciosi e dei terreni per la progettazione delle gallerie, sono stati utilizzati i dati desunti da bibliografia integrati con i parametri ottenuti dai risultati di indagini eseguite in sito e sui campioni indisturbati prelevati. Attraverso l’applicazione della classificazione G.S.I. (Hoek & Marinos, 2001), per le formazioni a carattere litoide strutturalmente complesse e attraverso l’uso dei parametri di resistenza che caratterizzano il modello di Hoek- Brown, si sono ricavati, attraverso interpolazione, gli intervalli equivalenti dei parametri relativi al modello di Mohr-Coulomb. Per i terreni si sono desunti, direttamente dalle informazioni a disposizione, i parametri secondo il modello di Mohr-Coulomb. Tenendo conto dell’eterogeneità del substrato marnoso arenaceo e avendo valutato i parametri di resistenza della roccia intatta e dell’ammasso roccioso, si sono valutati i parametri di resistenza c’-F’ determinati attraverso la linearizzazione del criterio di rottura di Hoek-Brown.

$$\phi' = \sin^{-1} \left[\frac{6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}} \right]$$

$$c' = \frac{\sigma_{ci}[(1+2a)s + (1-a)m_b\sigma'_{3n}](s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a) \sqrt{1 + \frac{6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a)}}}$$

Dove:

GSI
D
H

Geological Strength Index
Fattore di disturbo
Altezza della copertura

PROGETTAZIONE ATI:

m_i	Parametro di Hoek e Brown della roccia intatta
$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right)$	Parametro di Hoek e Brown dell'ammasso roccioso
σ_{ci}	Resistenza a compressione della roccia intatta
$\sigma'_{cm} = \sigma_{ci} \frac{(m_b+4s-a(m_b-8s))\left(\frac{m_b+s}{4}\right)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)}$	Resistenza globale dell'ammasso
$s = \exp\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right)$	Parametro legato all'assetto geostrutturale
$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}(e^{-GSI/15} - e^{-20/3})$	
$\sigma'_{3n} = \frac{\sigma'_{3max}}{\sigma_{ci}}$	
$\sigma'_{3max} = \sigma'_{cm} 0.47 \left(\frac{\sigma'_{cm}}{\gamma H}\right)^{-0.94}$	Limite superiore tensione di confinamento

Per la definizione della resistenza a compressione uniassiale σ_{ci} e del GSI sono stati utilizzati i risultati riportati nella *'Relazione geotecnica generale'* (cod. elab. T00GE00GETRE01), che fanno riferimento alle prove a compressione uniassiale e ai valori misurati in situ delle campagne di indagine pregresse. La scelta dei parametri è avvenuta focalizzando l'attenzione sui dati misurati alle progressive e alle profondità significative per le gallerie in progetto.

Il modulo di rigidezza dell'ammasso roccioso è stato valutato con la seguente equazione (Hoek, Carranza-Torres & Corkum, 2002):

$$E_m = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{\sigma_c (MPa)}{100}} 10^{\frac{GSI-10}{40}}$$

Per la caratterizzazione delle discontinuità si faccia riferimento al capitolo 8 *"Analisi dei blocchi di roccia instabili"*.

5.4. DEFINIZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE

Sulla base delle formazioni geologiche e, in considerazione dell'interpretazione delle indagini e prove a disposizione, sono state definite le seguenti unità geotecniche interferenti con gli scavi della galleria:

- Unità geotecnica 2: Coltri detritiche e depositi alluvionali
- Unità geotecnica 3a : Formazione marnosa arenacea alterata
- Unità geotecnica 3b: Formazione marnosa arenacea

La caratterizzazione geomeccanica delle opere in sotterraneo, riportata nei paragrafi successivi, in linea di principio riprende le considerazioni di carattere generale riportate nella *'Relazione geotecnica generale'*, contestualizzandole in base alle coperture e alle tecniche di scavo adottate per lo scavo della galleria.

Anche per quanto riguarda il valore del peso specifico dell'unità di volume si adottano gli stessi valori riportati nella *'Relazione geotecnica generale'*.

PROGETTAZIONE ATI:

L'unità geotecnica nella quale si viene principalmente scavata l'opera è la UG3b, ovvero la formazione marnosa arenacea a prevalenza pelitica. Per la definizione della resistenza a compressione uniassiale σ_{ci} e del GSI sono stati utilizzati i risultati derivanti da:

- stazioni geomeccaniche SG2 (2022), SG3 (2022) e RS2 (2018);
- prove a compressione uniassiale su alcuni dei campioni ricavati dai sondaggi S3-DH (2022), e S6-PZ (2022)
- prove Point Load Test su alcuni dei campioni ricavati dai sondaggi S3-DH (2022), S5-PZ (2022), S6-PZ (2022) e S7-DH (2022), S8-PZ (2022).

Le prove di laboratorio hanno riportato i valori di resistenza a compressione riportati nella Tabella 5.1

Tabella 5.1: UG3a_Risultati prove DL e PLT

Campagna	Sondaggio	Campione	Profondità (m da p.c.)	Descrizione speditiva	COMPRESSIONE MONOASSIALE			PLT	
					Resistenza a compressione monoassiale	Poisson tangente	Poisson secante	Resistenza a compressione	Resistenza a compressione
2022	S3	CR1	2.25	Pelite marnosa	33.47	0.26	0.26		
2022	S3	CR3	7.25	Pelite marnosa				18.18	34.74
2022	S3	CR4	13.25	Pelite marnosa	44.23	0.26	0.25	16.20	32.22
2022	S5	CR1	9.25	Pelite marnosa				15.66	32.04
2022	S5	CR2	14.25	Arenaria				43.92	51.84
2022	S5	CR3	20.25	Pelite marnosa				20.88	58.86
2022	S6	CR1	36.20	Pelite marnosa	44.38	0.25	0.26	23.58	37.26
2022	S6	CR3	49.30	Pelite marnosa				16.56	18.54
2022	S7	CR2	18.15	Marna				9.18	10.98
2022	S8	CR1	6.60	Pelite marnosa				7.02	12.60
2022	S8	CR2	9.15	Pelite marnosa				9.36	9.36

PROGETTAZIONE ATI:

Data la dispersione dei dati relativi alla resistenza a compressione, si assume cautelativamente che alle basse coperture ($H < 2D$) il suo valore è compreso nel range 10-20 MPa, mentre ad alte coperture ($H > 2D$) si considera un valore pari a 20 MPa.

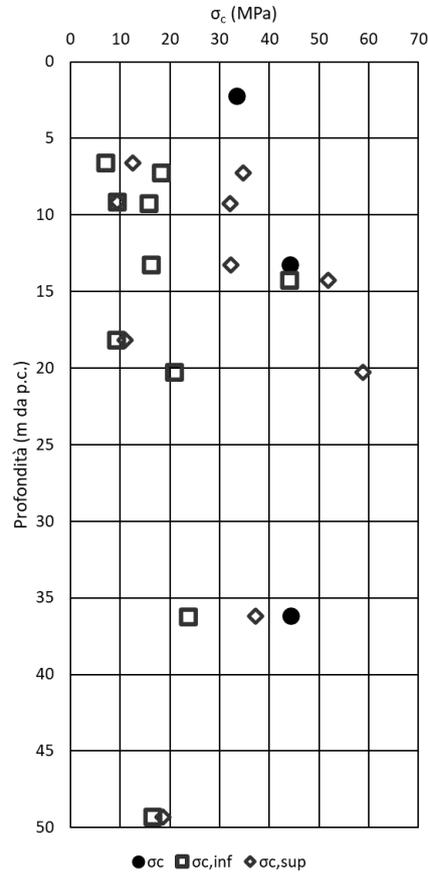


Figura 5-1: UG3a_Risultati prove DL e PLT

Per la valutazione del modulo elastico è stata utilizzata la formula di *Hoek, Carranza-Torres & Corkum, 2002* (precedentemente riportata), che al variare di D , GSI e σ_c restituisce valore del modulo di rigidezza dell'ammasso roccioso compreso tra 1,2 e 6 GPa.

Per la caratterizzazione dell'UG2 si rimanda alla '*Relazione geotecnica generale*', dalla quale si sono assunti validi i seguenti range di parametri:

- $\gamma = 19 - 20 [kN/m^3]$
- $c' = 20 - 40 [kPa]$
- $\phi = 14 - 18 [^\circ]$
- $E = 10 - 50 [MPa]$

PROGETTAZIONE ATI:

5.5. CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA

Le stazioni geomeccaniche che meglio rappresentano le condizioni geomeccaniche dell'ammasso all'interno del quale verrà realizzata l'opera in sotterraneo sono le stazioni SG2 (2022), SG3 (2022) e RS2 (2018).

Dai rilievi eseguiti è possibile determinare il *Geological Strength Index (GSI)*, indispensabile per la caratterizzazione dell'ammasso. Per maggiori dettagli in merito alla determinazione dell'indice e alle caratteristiche delle stazioni geomeccaniche, si rimanda alla *'Relazione geologica'* (cod. elab. T00GE01GEORE01). I valori di GSI ottenuti e riportati nella Tabella 5.2 fanno riferimento all'UG3a, ovvero alla formazione marnosa arenacea pelitica alterata visibile in affioramento.

Tabella 5.2 UG3a: valori GSI

STAZIONE GEOMECCANICA	GSI
SG2	45
SG3	40
RS2	40

Il GSI dell'UG3b è stato definito a partire da quello riportato precedentemente in riferimento all'UG2a: le due unità geotecniche si differenziano, infatti, per il solo stato di fratturazione e di alterazione. L'unità fratturata in affioramento si presenta con un indice RQD inferiore al 25%, ma dai dati delle indagini dirette eseguite nell'area si può affermare che lo strato migliora con la profondità sia in termini di fratturazione che di alterazione. Pertanto assumendo un RQD compreso tra il 75 e il 90% e considerando non alterate le fratture presenti, si ottengono i valori di GSI riportati in Tabella 5.3.

Tabella 5.3 UG3b: valori GSI

STAZIONE GEOMECCANICA	GSI
SG2	52
SG3	56
RS2	56

Si considera, perciò, per la UG3a un range di validità del GSI pari a 40 - 45 e per l'UG3b un range 45 - 55.

Al parametro m_i si affida il valore 7, ovvero il valore che in bibliografia viene attribuito alle marne. Il fattore di disturbo D è assunto pari a 0.7 per le tratte nelle quali è previsto uno scavo con esplosivo, mentre per le tratte in cui è previsto uno scavo con mezzi meccanici è stato assunto D pari a 0.

5.6. RIEPILOGO TRATTE

Di seguito si riporta nella Tabella 5.5 la sintesi dei campi di variabilità dei parametri rappresentativi di tutte le litologie interessanti la galleria, ottenuti con i valori riportati nella Tabella 5.4. Tali parametri saranno impiegati nelle analisi preliminari volte alla valutazione del comportamento del fronte e del cavo.

Tabella 5.4 Parametri per la classificazione dell'ammasso roccioso

Tratto	L tratto [m]	σ_c [MPa]	D [-]	GSI [-]	γ [kN/m ³]
4	16	10 – 20	0	45 – 55	26
4-bis	96	10 – 20	0	45 – 55	26
5	291	20	0.7	45 – 55	26
6	51	10 – 20	0.7	45 – 55	26
7	96	20	0.7	45 – 55	26
8	84	10 – 20	0.7	45 – 55	26
9	81	20	0.7	45 – 55	26
10	26	10 – 20	0.7	40 – 45	26

Tabella 5.5 Parametri di resistenza e deformabilità dei tratti in galleria

Tratto	L tratto [m]	c [Kpa]		F [°]		E [GPa]		H [m]	
		min	max	min	max	min	max	min	max
4	16	67	237	50	57	2.4	6	4	8
4-bis	96	79	292	41	55	2.4	6	8	30
5	291	117	253	31	42	2.2	3.9	30	70
6	51	76	176	33	42	1.5	3.9	25	30
7	96	117	207	35	42	2.2	3.9	30	45
8	84	76	176	33	43	1.5	3.9	25	30
9	81	117	197	36	42	2.2	3.9	30	40
10	26	29	117	30	50	1.2	2	5	30

Gli intervalli proposti risultano essere indicativi e talora ampi a causa di una dispersione dei dati osservati e soprattutto al fine di tenere conto del grado di alterazione e della eterogeneità presente in diverse tratte delle formazioni. I valori inferiori dell'intervallo si applicano principalmente a campi di copertura modesti ovvero in presenza di stati tensionali contenuti. Per le analisi ad alte coperture, invece, si sono utilizzati i parametri medi per la caratterizzazione dell'ammasso.

6. ANALISI DEL COMPORTAMENTO DEFORMATIVO ALLO SCAVO (FASE DI DIAGNOSI)

Nella fase di diagnosi, sulla base degli elementi raccolti nella fase conoscitiva, si conducono previsioni sul comportamento deformativo del cavo in assenza di interventi, al fine di giungere all'individuazione di tratte a comportamento tenso-deformativo omogeneo suddivise in tre categorie di comportamento fondamentali: di tipo a fronte stabile (CASO A), di tipo a fronte stabile a breve termine (CASO B), di tipo a fronte instabile (CASO C).

Di seguito verrà valutata la stabilità del fronte attraverso le seguenti metodologie:

- Metodo delle linee caratteristiche per alte coperture $H > 2D$
- Metodo dell'equilibrio limite per basse coperture $H < 2D$

6.1. IMPORTANZA DEL FRONTE DI SCAVO

La valutazione di come evolve lo stato tensionale a seguito dell'apertura di una galleria è possibile solo attraverso l'attenta analisi dei fenomeni deformativi, che fornisce utili indicazioni sul comportamento della cavità nei riguardi della stabilità a breve e a lungo termine. In particolare, l'elemento centrale per l'analisi dell'evoluzione dei fenomeni deformativi al contorno del cavo, attraverso il quale è possibile valutare la stabilità della galleria, è il comportamento del fronte di scavo. Tale comportamento è condizionato:

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

Il comportamento del fronte di scavo, al quale è legato quello della cavità, può essere sostanzialmente di tre tipi:

- A. Stabile
- B. Stabile a breve termine
- C. Instabile.

Nei paragrafi che seguono si descrivono nel dettaglio i tre casi suddetti.

6.1.1. GALLERIA A FRONTE STABILE (CASO A)

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

PROGETTAZIONE ATI:

6.1.2. GALLERIA A FRONTE STABILE A BREVE TERMINE (CASO B)

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

Tale situazione tensionale produce nell'ammasso roccioso al fronte una decompressione, che porta al superamento della resistenza del materiale e che induce fenomeni deformativi più accentuati del caso precedente.

Questa decompressione può essere opportunamente controllata e regimata con adeguati interventi di preconsolidamento al fronte e/o di preconsolidamento al contorno del cavo. In tal caso verrà fornito l'opportuno contenimento all'ammasso che potrà così essere condotto verso la stabilità ed il rivestimento definitivo costituirà il margine di sicurezza a lungo termine. In caso contrario lo stato tenso-deformativo potrà evolvere verso situazioni d'instabilità del cavo.

6.1.3. GALLERIA A FRONTE INSTABILE (CASO C)

L'instabilità progressiva del fronte di scavo è attribuibile ad un'accentuazione dei fenomeni deformativi nel campo plastico, che risultano immediati e più rilevanti manifestandosi prima ancora che avvenga lo scavo, oltre il fronte stesso. Di conseguenza tali deformazioni producono una decompressione più spinta nell'ammasso roccioso oltre il fronte e conducono ad un decadimento rapido e progressivo delle caratteristiche meccaniche d'ammasso anche a causa della formazione di microfessure, talora preesistenti e alla rottura dei legami intermolecolari.

6.2. DETERMINAZIONE DELLE CATEGORIE DI COMPORTAMENTO

In funzione delle coperture previste per ciascun litotipo, e dei parametri geomeccanici dell'ammasso interessato dallo scavo della galleria, sono state individuate le risposte deformative allo scavo. In particolare le verifiche di stabilità sono state condotte utilizzando il metodo delle linee caratteristiche per le sezioni con copertura in calotta superiore a 2 diametri e il metodo all'equilibrio limite di Tamez per coperture inferiori.

Si precisa che le analisi per la determinazione della categoria di comportamento sono state effettuate facendo uso dei parametri di resistenza caratteristici di ogni tratta omogenea e i criteri per la determinazione delle classi di scavo sono derivati dalle indicazioni di letteratura che tengono conto delle incertezze generali legate alla tipologia di opera.

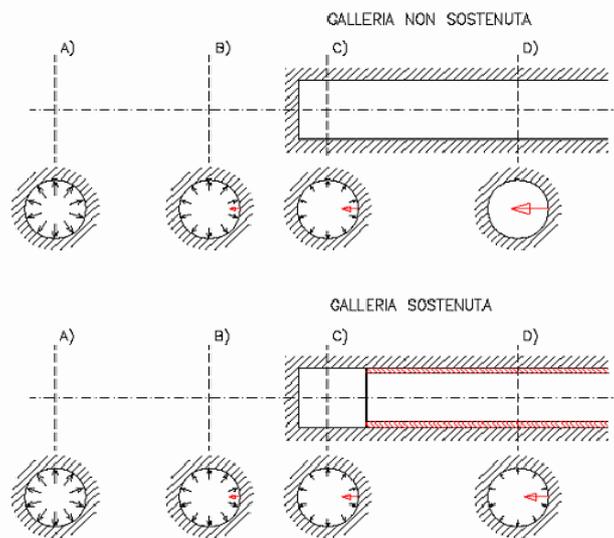
6.2.1. METODO DELLE LINEE CARATTERISTICHE

Il metodo delle linee caratteristiche consiste nel simulare lo scavo di una galleria nell'ipotesi di simmetria assiale e di stato di deformazione piana. Lo scavo è rappresentato come una graduale riduzione di una pressione fittizia " p " applicata alle pareti della galleria, tramite cui si simula il progressivo deconfinamento del terreno prodotto dall'avvicinarsi del fronte di scavo alla sezione di calcolo e al successivo avanzamento del fronte stesso, cui corrisponde una convergenza radiale " u " crescente in funzione delle caratteristiche dell'ammasso.

Se la galleria è scavata in assenza di sostegni, il valore finale della pressione di confinamento è pari a $p=0$; in caso contrario, allo stato finale, è presente una pressione di confinamento $p>0$ che rappresenta la pressione di equilibrio del cavo ottenuta dall'intersezione della linea caratteristica della cavità e dei rivestimenti impiegati. Questa ultima curva, a sua volta, dipende dalle proprietà dei materiali impiegati e dalle deformazioni subite dall'ammasso prima della posa in opera dei sostegni

PROGETTAZIONE ATI:

provvisori e quindi, in ultima analisi, è legata al comportamento del fronte di scavo ed al tipo di interventi previsti in avanzamento.



Mediante la sovrapposizione degli effetti delle linee "caratteristiche" della galleria, dei sostegni provvisori e definitivi e del fronte, è possibile ridurre il problema tridimensionale in prossimità del fronte di scavo ad un problema bidimensionale; l'intersezione delle varie curve permette di determinare graficamente il comportamento della galleria allo scavo. È possibile pertanto valutare l'andamento delle deformazioni radiali dei diversi elementi della galleria (fronte, cavità, nucleo di terreno al fronte) al variare delle pressioni di contenimento sul contorno del cavo. È stata adottato il metodo proposto da Amberg-Lombardi in base al quale si sono determinate:

1. La linea caratteristica del fronte;
2. La linea caratteristica del cavo
3. La resistenza del nucleo di terreno situato davanti al fronte ($R_{1/2nucleo}$), definita a partire dal valore di coesione (c) del terreno e dal suo angolo di attrito (ϕ) secondo le seguenti relazioni:

$$R_{1/2nucleo} = c K_p^{0.5}$$

$$K_p = \tan^2(45 + \phi/2)$$

Il terreno è considerato omogeneo ed isotropo, con comportamento elasto-plastico con criterio di resistenza di Mohr-Coulomb. L'intersezione tra la linea caratteristica del fronte e la linea caratteristica del nucleo individua la condizione di equilibrio del fronte e permette di valutare la convergenza radiale nella sezione in corrispondenza del fronte di scavo (u_f).

Tracciando la curva caratteristica del fronte, non solo si ricava il valore " u_f ", tenendo conto del tipo di preconsolidamento eventualmente effettuato in avanzamento dal fronte stesso, ma è anche possibile individuare a priori il comportamento della galleria, distinguendo tra:

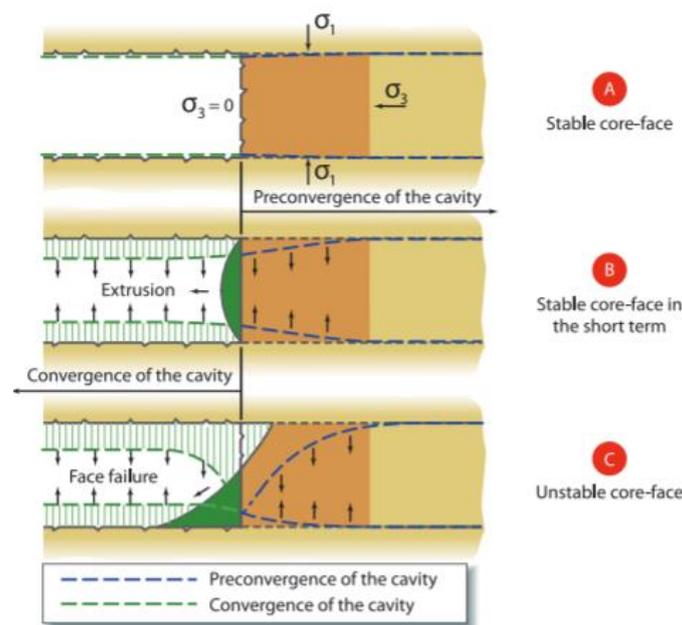
- fronte stabile (A)
- stabile a breve termine (B)
- instabile (C)

PROGETTAZIONE ATI:

secondo la classificazione ADECO-RS già presentata nei paragrafi precedenti. Le condizioni di stabilità del fronte si definiscono in funzione del rapporto tra lo spostamento radiale sul fronte (u_f) ed il raggio della galleria (R_0). In particolare, le categorie ADECO - RS sono state definite secondo quanto indicato nella tabella seguente:

Tabella 6.1: valori di soglia per la determinazione della categoria di comportamento ADECO-RS – alte coperture

	Comportamento del fronte di scavo	Categoria ADECO - RS
$u_f/R_0 < 0.2\%$	Elastico	A
$0.2\% < u_f/R_0 < 0.5\%$	Elasto – plastico	B
$u_f/R_0 > 0.5\%$	Incipiente rottura	C



L'analisi delle curve ottenute consente di determinare il comportamento deformativo del cavo e di valutare l'idoneità degli interventi applicati.

Le linee caratteristiche sono riportate in forma grafica nelle pagine che seguono; nei grafici è riportata la curva caratteristica del cavo libero, come previsione sul comportamento del cavo in condizioni intrinseche (non rivestito) e la curva caratteristica del fronte.

Qualora le linee caratteristiche, valutate in assenza di interventi, abbiano evidenziato elevati valori di convergenze e/o plasticizzazioni al contorno del cavo non gestibili in fase di scavo, si è ipotizzato di adottare, interventi di consolidamento in avanzamento al fronte ed al contorno del cavo.

PROGETTAZIONE ATI:

6.2.1.1. Analisi e risultati

Le linee caratteristiche riportate nelle seguenti figure, riferite alla tratta 5 perché più rappresentativa, sono valutate in assenza di interventi conservativi. I risultati convergono verso una configurazione di stabilità, le deformazioni e gli spostamenti sono tali da permettere l'esecuzione dello scavo con adeguati margini di sicurezza senza interventi di consolidamento al fronte. Le due analisi sono state condotte per la medesima tratta, ma si differenziano per il set di parametri di resistenza utilizzati: la prima (tratto 5.a) è stata condotta affidando all'ammasso roccioso i parametri medi ottenuti per la massima copertura, mentre la seconda (tratto 5.b) è stata considerando i parametri massimi. Il riassunto dei parametri utilizzati nelle due differenti analisi sono riportati nella Tabella 6.2.

Tabella 6.2: Parametri linee caratteristiche tratto 5 con parametri medi (a) e massimi (b)

TRATTA	Sez.	Req	H	GSI	σ_c	γ	c'	ϕ	E
	-	[m]	[m]	[-]	[MPa]	[kN/m ³]	[kPa]	[°]	[GPa]
5.a	B0c	7.0	70	50	20	26	214	33	2.9
5.b	A1c	6.9	70	55	20	26	253	36	3.9

Si rimanda al §7 per la definizione delle sezioni tipo di avanzamento.

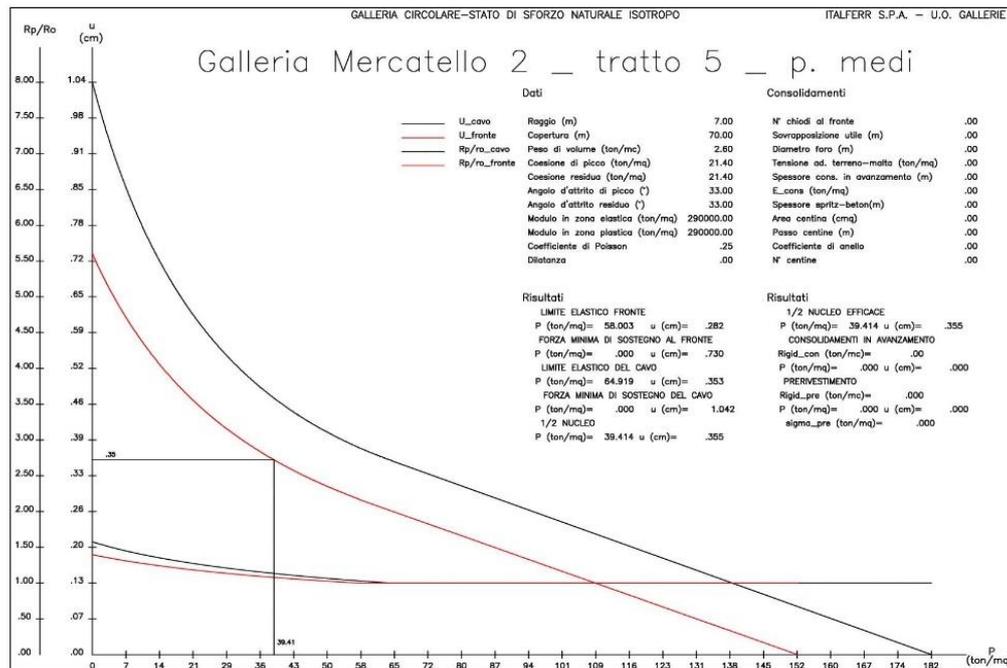


Figura 6-1 Linee caratteristiche tratto 5 con parametri medi (a)

Il comportamento in campo elastico appartiene alla categoria A della classificazione ADECO-RS ($u_r < 0.2\%$) ed evidenzia, in corrispondenza della resistenza di 1/2 nucleo di terreno ($R_{1/2nucleo} = 39.41$ t/mq), uno spostamento radiale al fronte pari a $u_r = 0.73$ cm in campo elastico.

PROGETTAZIONE ATI:

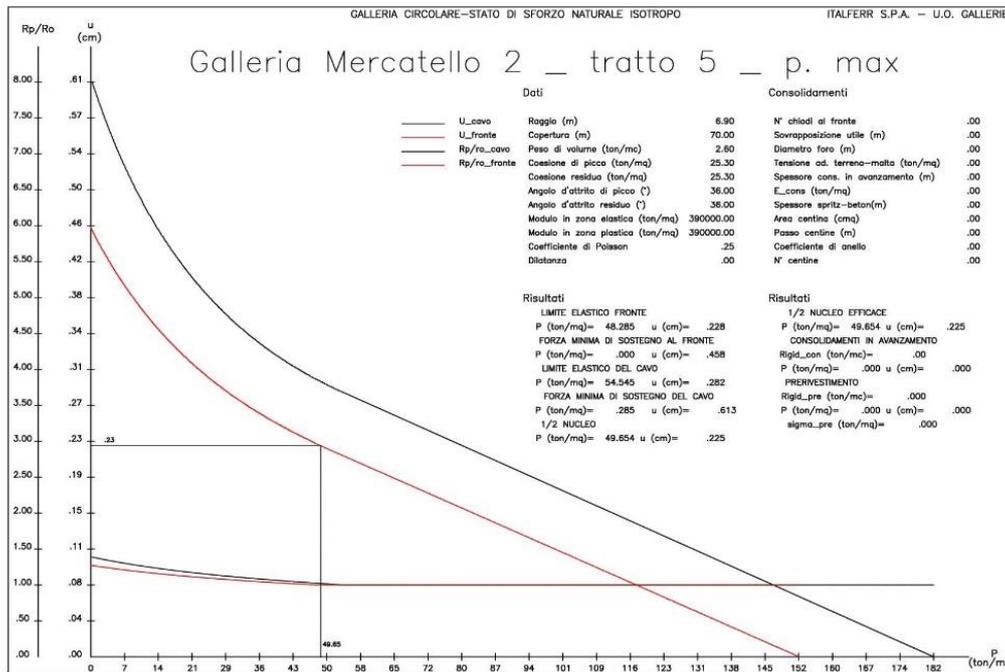


Figura 6-2 Linee caratteristiche tratto 5 con parametri massimi (b)

Il comportamento in campo elastico appartiene alla categoria A della classificazione ADECO-RS ($u_r < 0.2\%$) ed evidenzia, in corrispondenza della resistenza di 1/2 nucleo di terreno ($R_{1/2nucleo} = 49.65 \text{ t/mq}$), uno spostamento radiale al fronte pari a $u_f = 0.46 \text{ cm}$ in campo elastico. Tuttavia, il tratto finale della curva convergenza-confinamento risulta non lineare. Pertanto, per tenere conto di eventuali fenomeni di plasticizzazione al contorno del cavo che potrebbero verificarsi in tratte ad alte coperture, in tali tratte si prevede l'applicazione (seppur in percentuali ridotte) di sezioni tipo B ADECO-RS.

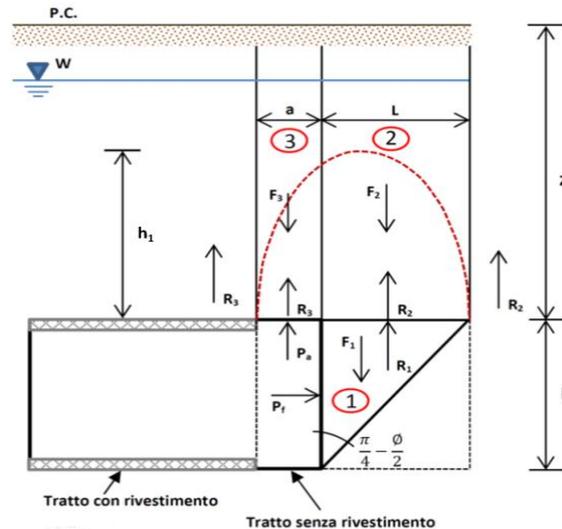
6.2.2. METODO DELL'EQUILIBRIO LIMITE

6.2.2.1. Introduzione

Nel caso di gallerie con bassa copertura la valutazione della categoria di comportamento del fronte deve tenere conto della natura tridimensionale del problema e dei possibili meccanismi di rottura del terreno a seguito di operazioni di scavo a breve distanza dal piano campagna. Per studiare la stabilità del fronte di scavo è stato applicato nel caso di gallerie superficiali il metodo dell'equilibrio limite proposto da Tamez.

Il metodo tiene conto della riduzione dello stato di confinamento triassiale del nucleo di terreno oltre il fronte per mezzo di un meccanismo di rottura del tipo effetto volta, con il quale il volume di terreno gravante sulla corona della galleria è definito da un paraboloide, approssimato mediante tre solidi prismatici, come illustrato nella figura seguente:

PROGETTAZIONE ATI:



Tale analisi corrisponde alla situazione che dovrebbe verificarsi in corrispondenza degli imbocchi e comunque in condizioni di basse coperture ($Z < 2D$).

Il metodo determina le massime tensioni tangenziali che si possono sviluppare sulle facce di ogni prisma senza che avvengano scorrimenti (forze resistenti) e le forze di massa di ogni prisma (forze agenti). Il rapporto tra i momenti delle forze resistenti e delle forze agenti fornisce un coefficiente di sicurezza, denominato FSF (*Face Security Factor*).

Si ricorda la formulazione proposta da Tamez per i terreni coesivi e attritivi; i parametri che intervengono sono:

$$\omega = 45 + \frac{\varphi}{2}; L = \frac{A}{\operatorname{tg}\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)}$$

D = larghezza dello scavo;

A = altezza dello scavo;

H = spessore di terreno gravante sulla calotta della galleria.

A = passo di avanzamento;

c = coesione;

ϕ = angolo di attrito

$h_1 = Z$ per gallerie con $Z/D < 2$.

Per semplificare i calcoli di verifica il paraboloide viene assimilato a tre prismi aventi volume equivalente, la cui schematizzazione è stata precedentemente riportata, e con questo modello, definite le forze agenti e le forze resistenti, si determina la stabilità del fronte mediante l'espressione generale proposta da Tamez:

PROGETTAZIONE ATI:

$$F_S = \frac{\left[\frac{2 \cdot (\tau_{m2} - \tau_{m3})}{\left(1 + \frac{a}{l}\right)^2} + 2 \cdot \tau_{m3} \right] \cdot \frac{h_1}{b} + \frac{2 \cdot \tau_{m3}}{\left(1 + \frac{a}{l}\right) \cdot \sqrt{K_A}} \cdot \frac{h_1}{h} + \frac{3.4 \cdot c}{\left(1 + \frac{a}{l}\right)^2 \cdot \sqrt{K_A}}}{\left[1 + \frac{2 \cdot h}{3 \cdot Z \cdot \left(1 + \frac{a}{l}\right)^2} \right] \cdot [\gamma \cdot Z - P_E]}$$

In alcuni casi risulta più gravosa la condizione di stabilità relativa al solo prisma 3, per cui è necessario calcolare anche il seguente coefficiente di sicurezza:

$$F_{S3} = \frac{2 \cdot \tau_{m3}}{\gamma \cdot Z - P_E} \left[\frac{h_1}{b} \right] \cdot \left[1 + \frac{b}{a} \right]$$

I parametri τ_{m2} e τ_{m3} rappresentano i valori medi delle tensioni di taglio agenti nel terreno lungo le facce dei prismi.

Bisogna distinguere a questo punto tra gallerie superficiali e gallerie profonde, come già illustrato precedentemente.

Per gallerie superficiali ($Z/D < 2.5$), condizione in cui si trova la galleria in esame, tali parametri sono assunti pari a:

$$\tau_{m2} = c + \frac{K_0}{2} \cdot \left[\frac{3.4 \cdot c}{\sqrt{K_A}} - \frac{(\gamma - \gamma_w)}{2} \cdot h \right]$$

$$\tau_{m3} = c$$

Al valore di FS definito dall'equilibrio limite è associato un tipo di comportamento al fronte di scavo secondo quanto descritto nella tabella esposta di seguito:

Tabella 6.3: valori di soglia per la determinazione della categoria di comportamento ADECO-RS – basse coperture

	Comportamento del fronte di scavo	Categoria ADECO – RS
FS > 2.0	Elastico	A
1.2 < FS < 2.0	Elasto – plastico	B
FS < 1.2	Incipiente rottura	C

PROGETTAZIONE ATI:

6.2.2.2. Risultati

Le analisi a basse coperture hanno portato alla definizione delle categorie di comportamento riportate nella :

Tabella 6.4: Parametri metodo dell'equilibrio limite tratti a basse coperture

Analisi	FS	Categoria ADECO-RS
Tratta 4	1.10	C
Tratta 4-bis	2.25	A
Tratta 6	1.73	B
Tratta 8	1.48	B
Tratta 10	1.26	B

Le analisi sopra riportate sono state condotte, come già scritto in precedenza, con i parametri minimi e in prossimità della sezione di mezzeria di ogni tratta. Tuttavia l'eterogeneità dell'ammasso e la variabilità delle coperture lungo le tratte non escludono la possibilità di riscontrare un comportamento stabile del fronte (CAT A).

6.2.3. CONCLUSIONI

Nella Tabella 6.5 si riportano le tratte omogenee omogenee e la categoria ADECO-RS risultante.

Tabella 6.5: sintesi categorie ADECO-RS per tratte omogenee

Tratto	L tratto [m]	H [m]	φ' [°]	c [Kpa]	CAT ADECO-RS
4	16	7.5	75	50	C
4-bis	96	15	95	46	A/B
5.a	291	70	214	33	A
5.b	291	70	253	36	A
6	51	30	84	32	A/B
7.a	96	45	171	37	A
7.b	96	45	207	29	A
8	84	25	76	34	A/B
9.a	81	40	167	38	A
9.b	81	40	197	40	A
10	26	5	49	36	B

PROGETTAZIONE ATI:

6.3. INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO IN AVANZAMENTO AL FRONTE E AL CONTORNO SCAVO

Per le analisi effettuate si evidenzia in alcune tratte un comportamento di tipo plastico o al limite elasto-plastico, pertanto si rende necessaria l'adozione di interventi di preconsolidamento e precontenimento, allo scopo di controllare il detensionamento dell'ammasso e la risposta deformativa dello stesso, in modo che l'effetto arco non si allontani dal profilo di scavo e che il cavo venga condotto verso condizioni di stabilità.

Tale azione può essere operata in particolare controllando la tensione minore σ_3 in corrispondenza del fronte, mediante interventi di consolidamento in avanzamento con elementi strutturali in vetroresina (interventi di precontenimento) e adottando, a protezione del cavo, interventi di pre-sostegno costituiti da infilaggi metallici.

Si realizza in tal modo un irrigidimento del nucleo d'avanzamento, prevenendo i fenomeni di estrusione e contenendo i conseguenti fenomeni deformativi entro valori ammissibili, permettendo di mantenere l'ammasso il più possibile in campo elastico.

Le analisi di stabilità del fronte di scavo sono mirate alla valutazione dello sviluppo di possibili meccanismi di collasso, con o senza propagazione verso la superficie, o di deformazioni e spostamenti elevati al contorno ed in superficie. Trattandosi di una verifica per uno stato limite ultimo di tipo GEO, si è utilizzato l'Approccio 1 – Combinazione 2 (A2+M2+R2), con $R2 = 1$ (NTC 2018 § 6.7), mentre per le verifiche degli infilaggi metallici in avanzamento dal fronte, essendo una verifica di tipo STR, si è utilizzato l'approccio 1 – Combinazione 1 (A1+M1+R1).

6.3.1. VERIFICHE DI CONSOLIDAMENTO AL FRONTE

Questo calcolo è valido per tutte la tratta 4 a comportamento plastico o al limite elasto-plastico definita al precedente capitolo. Per tale tratta, in assenza di interventi di precontenimento si ottiene, per un passo di avanzamento non rivestito pari ad $a=1.0$ m, un coefficiente di sicurezza minimo $FSF < 1.0$. Il fronte risulta in campo plastico, pertanto è necessario adottare un sistema di preconsolidamento del fronte. L'analisi fa riferimento alla sezione più critica e quindi è valida per le altre tratte in cui è previsto il consolidamento.

Analisi con consolidamento al fronte

La sezione indicata per la tratta in esame è la C1c che presenta 48 elementi in vetroresina, questi riescono a fornire al fronte un incremento di pressione di circa 82 Kpa, tali da portare in sicurezza la fase di scavo.

Di seguito si riportano le caratteristiche del fronte, dei VTR e delle resistenze ultime dell'elemento:

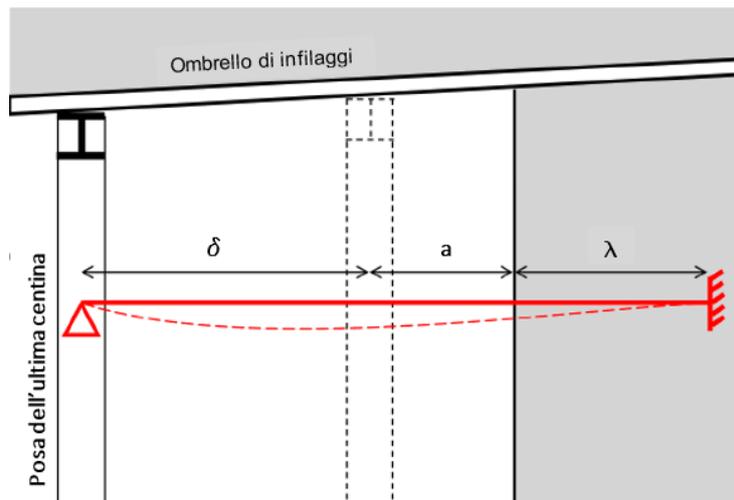
PROGETTAZIONE ATI:

<u>Caratteristiche del fronte</u>			
H	[m]	7.5	Copertura
f _m	[°]	50	Angolo di attrito medio del fronte
γ _m	[kN/m ³]	26.00	Peso dell'unità di volume medio del fronte
<u>Caratteristiche dei VTR</u>			
N _{vtr}	[-]	42	Numero dei VTR
L _{sovr}	[m]	8	Lunghezza utile o di sovrapposizione dei VTR
D _{perforazione}	[m]	0.11	Diametro di perforazione
Elemento in VTR	[-]	Circolare cavo	Tipologia di VTR
D _{interno}	[mm]	40	Diametro interno del VTR
D _{esterno}	[mm]	60	Diametro esterno del VTR
A _{VTR}	[m ²]	0.001570796	Area di un elemento in VTR
<u>Resistenze ultime dell'elemento</u>			
t _{m. c.-terreno}	[Kpa]	100	Resistenza limite miscela cementizia-terreno
t _{m. c.-vtr}	[Kpa]	250	Resistenza limite miscela cementizia-VTR
f _{yk}	[Mpa]	450	Resistenza a trazione della sezione del VTR
T ₁	[KN]	276	Resistenza ultima allo sfilamento miscela-terreno
T ₂	[KN]	377	Resistenza ultima allo sfilamento miscela-VTR
T ₃	[KN]	471	Limite di rottura del materiale
T _{max}	[KN]	276	Tiro massimo sopportabile
DS ₃ =PE	[Kpa]	82	Incremento di pressione applicata al fronte
FS	[Kpa]	1.70	Fattore di sicurezza sull'elemento strutturale

6.3.2. VERIFICHE DEGLI INFILAGGI METALLICI

Alcune sezioni tipo della galleria necessitano di un intervento di pre-sostegno costituito da un ombrello di infilaggi metallici, migliorando così le condizioni di stabilità del cavo, in particolare nella fase maggiormente critica al termine dello sfondo, prima della messa in opera delle centine. In questo paragrafo sono eseguite le verifiche statiche degli infilaggi metallici. Gli schemi di calcolo che meglio approssimano il comportamento degli infilaggi sono mostrati nella figura seguente.

PROGETTAZIONE ATI:



Lo schema statico utilizzato per la verifica degli infilaggi prevede vincoli di appoggio ed incastro alle estremità. La luce di calcolo è pari alla somma del passo delle centine (d), del tratto di galleria non sostenuta (a =distanza tra la posizione della centina non ancora collocata ed il fronte di scavo) e di una distanza fittizia λ dell'appoggio oltre il fronte, che tiene in conto del degradamento delle caratteristiche di resistenza del nucleo di scavo in prossimità del fronte, comportando l'arretramento del vincolo di incastro.

Nei calcoli sono stati considerati:

- $\delta = 1 [m]$
- $a = 0.25 [m]$
- $\lambda = 0.6 [m]$

Il carico gravante per metro lineare del tubo è dato dal carico litostatico (P_v), fornito dalla relazione di Terzaghi (1943):

$$P_v = \frac{\gamma' B_1 - c'}{\tan \varphi'} \left[1 - e^{-\frac{H_0}{B_1} \tan \varphi'} \right] + \gamma' H_2 e^{\frac{H_0}{B_1} \tan \varphi'}$$

Dove:

- $B_1 = \frac{b}{2} + h \tan \left(45 - \frac{\varphi'}{2} \right)$;
- H_0 è la profondità della galleria in calotta,
- $H_2 = H_0 - 5B_1$ (se negativo si pone $H_2 = 0$),
- b è la larghezza della galleria,
- h è l'altezza della galleria,
- γ' è il peso specifico dell'ammasso roccioso,
- c e φ' sono i parametri di resistenza del terreno secondo il criterio di Mohr-Coulomb.

Grazie all'effetto 3D del fronte possiamo prendere un'aliquota del 75% del carico agente (v. Szechy, "The Art of Tunnelling", 1966):

PROGETTAZIONE ATI:

$$q = 0.75 i P_v$$

Il momento sollecitante massimo è:

$$M_{Max} = \frac{1}{12} q(\delta + a + \lambda)^2$$

E quindi il momento agente di progetto/verifica, ottenuto moltiplicando M_{MAX} per il coefficiente amplificativo per le azioni o sollecitazioni γ_s :

$$M_d = \gamma_s M_{Max}$$

Il momento resistente plastico è:

$$M_{Rd p} = \frac{W_p f_{yk}}{\gamma_r}$$

Dove:

- W_p = modulo di resistenza plastico del tubo
- f_{yk} = tensione caratteristica allo snervamento dell'acciaio
- γ_r = Coeff. di sicurezza per l'acciaio (strutture metalliche)

La verifica risulta soddisfatta se:

$$M_{Rd p} > M_d$$

Le verifiche strutturali sugli infilaggi metallici sono state effettuate sulle sezioni di mezzeria delle tratte in cui è previsto l'impiego della sezione tipo B0v e B0vc con infilaggi, riportate nella seguente tabella:

Tratto	Tipo di Sezione	c' [Kpa]	f' [°]	Copertura [m]
4-bis	B0vc	95	46	15
8	B0v	34	76	25
9	B0v	167	38	40
10	B0v	49	36	5

Anche in questa verifica, i parametri meccanici sono stati calcolati con i parametri minimi per le tratte a basse coperture e con i parametri medi ad alte coperture.

Di seguito si riportano i calcoli effettuati

PROGETTAZIONE ATI:

Tratta 4-bis (Cop. 15m)

Geometria	δ [m]	1.0	Distanza tra le centine
	a [m]	0.25	Distanza ultima centina-fronte
	λ [m]	0.6	Lungh. immorsamento infilaggio
	$L = \delta + a + \lambda$ [m]	1.85	Luce di calcolo
	i [m]	0.40	Interasse fra i tubi
	R _{gall} [m]	7.27	Raggio eq. galleria
	b [m]	15.2	Larghezza galleria
	h [m]	13.8	Altezza galleria
	z [m]	15.0	Copertura
Elemento	Sezione	c	Scrivere il tipo di sezione ("c" per circol
	Dest [mm]	139.7	Diametro esterno tubo metallico
	s [mm]	10	Spessore tubolare
Strutturale	We [m3]	1.23E-04	Modulo di resistenza elastica tubo
	Wp [m3]	1.69E-04	Modulo di resistenza plastica tubo
	f _{yk} [MPa]	355	Tensione snervam. acciaio (val. caratt.)
Terreno	γ_{sat} [kN/m3]	26	Peso saturo unità di vol. terreno
	γ_w [kN/m3]	10	Peso unita di vol. acqua
	γ' [kN/m3]	16	Peso immerso unità di vol. terreno
	σ_v [kPa]	390	Tensione tot. litostatica
	z _w [m]	8.5	Profondità falda
	u [kPa]	65	Pressione neutra
	σ'_v [kPa]	325	Tensione efficace
	ϕ [°]	46	Angolo di resistenza a taglio
	c' [kPa]	95	Coesione
Terzaghi	ϕ [rad]	0.80	
	P _v [kPa]	145.74	Pressione verticale in calotta
	ξ	0.75	Aliquota del carico agente sugli element
	q = $\xi \cdot i \cdot P_v$ [kPa]	43.72	Carico agente sul tubo metallico
Sollecitazioni	M _k [kNm]	12.47	Sollecitazione caratteristica
	γ_s	1.3	Coeff. ampl. Azioni o Sollecitazioni
	M _d [kNm]	16.21	Sollecitazione di progetto
Resistenza	γ_R	1.05	Coeff. di sicurezza resistente
Resistenza	MR,d_ elastico [kNm]	41.59	Momento resistente elastico
	MR,d_ plastico [kNm]	57.14	Momento resistente plastico
Verifica	MR,d_ ELAST > M _d	OK	39%
Verifica	MR,d_ PLAST > M _d	OK	28%

PROGETTAZIONE ATI:

Tratta 8 (Cop. 25m)

Geometria	δ [m]	1.0	Distanza tra le centine
	a [m]	0.25	Distanza ultima centina-fronte
	λ [m]	0.6	Lungh. immorsamento infilaggio
	$L = \delta + a + \lambda$ [m]	1.85	Luce di calcolo
	i [m]	0.40	Interasse fra i tubi
	Rgall [m]	7.27	Raggio eq. galleria
	b [m]	15.2	Larghezza galleria
	h [m]	11.1	Altezza galleria
	z [m]	25.0	Copertura
Elemento	Sezione	c	Scrivere il tipo di sezione ("c" per circol
	Dest [mm]	139.7	Diametro esterno tubo metallico
	s [mm]	10	Spessore tubolare
Strutturale	We [m3]	1.23E-04	Modulo di resistenza elastica tubo
	Wp [m3]	1.69E-04	Modulo di resistenza plastica tubo
	fyk [MPa]	355	Tensione snervam. acciaio (val. caratt.)
Terreno	γ_{sat} [kN/m3]	26	Peso saturo unità di vol. terreno
	γ_{ω} [kN/m3]	10	Peso unita di vol. acqua
	γ' [kN/m3]	16	Peso immerso unità di vol. terreno
	σ_v [kPa]	650	Tensione tot. litostatica
	z _w [m]	30	Profondità falda
	u [kPa]	0	Pressione neutra
	σ'_v [kPa]	650	Tensione efficace
	ϕ [°]	34	Angolo di resistenza a taglio
	c' [kPa]	76	Coesione
Terzagli	ϕ [rad]	0.59	
	P _v [kPa]	255.84	Pressione verticale in calotta
	ξ	0.75	Aliquota del carico agente sugli element
	q = $\xi \cdot i \cdot P_v$ [kPa]	76.75	Carico agente sul tubo metallico
Sollecitazioni	Mk [kNm]	21.89	Sollecitazione caratteristica
	γ_s	1.3	Coeff. ampl. Azioni o Sollecitazioni
	Md [kNm]	28.46	Sollecitazione di progetto
Resistenza	γ_R	1.05	Coeff. di sicurezza resistente
Resistenza	MR,d_ elastico [kNm]	41.59	Momento resistente elastico
	MR,d_ plastico [kNm]	57.14	Momento resistente plastico
Verifica	MR,d_ ELAST > Md	OK	68%
Verifica	MR,d_ PLAST > Md	OK	50%

PROGETTAZIONE ATI:

Tratta 9 (Cop. 40m)			
Geometria	δ [m]	1.0	Distanza tra le centine
	a [m]	0.25	Distanza ultima centina-fronte
	λ [m]	0.6	Lungh. immorsamento infilaggio
	$L = \delta + a + \lambda$ [m]	1.85	Luce di calcolo
	i [m]	0.40	Interasse fra i tubi
	Rgall [m]	7.27	Raggio eq. galleria
	b [m]	15.2	Larghezza galleria
	h [m]	11.1	Altezza galleria
	z [m]	40.0	Copertura
Elemento	Sezione	c	Scrivere il tipo di sezione ("c" per circol
	Dest [mm]	139.7	Diametro esterno tubo metallico
	s [mm]	10	Spessore tubolare
Strutturale	We [m3]	1.23E-04	Modulo di resistenza elastica tubo
	Wp [m3]	1.69E-04	Modulo di resistenza plastica tubo
	fyk [MPa]	355	Tensione snervam. acciaio (val. caratt.)
Terreno	γ_{sat} [kN/m3]	26	Peso saturo unità di vol. terreno
	γ_{ω} [kN/m3]	10	Peso unita di vol. acqua
	γ' [kN/m3]	16	Peso immerso unità di vol. terreno
	σ_v [kPa]	1040	Tensione tot. litostatica
	z _w [m]	30	Profondità falda
	u [kPa]	100	Pressione neutra
	σ'_v [kPa]	940	Tensione efficace
	ϕ [°]	38	Angolo di resistenza a taglio
	c' [kPa]	167	Coesione
Terzagli	ϕ [rad]	0.66	
	P _v [kPa]	175.41	Pressione verticale in calotta
	ξ	0.75	Aliquota del carico agente sugli element
	q = $\xi \cdot i \cdot P_v$ [kPa]	52.62	Carico agente sul tubo metallico
Sollecitazioni	Mk [kNm]	15.01	Sollecitazione caratteristica
	γ_s	1.3	Coeff. ampl. Azioni o Sollecitazioni
	Md [kNm]	19.51	Sollecitazione di progetto
Resistenza	γ_R	1.05	Coeff. di sicurezza resistente
Resistenza	MR,d_ elastico [kNm]	41.59	Momento resistente elastico
	MR,d_ plastico [kNm]	57.14	Momento resistente plastico
Verifica	MR,d_ ELAST > Md	OK	47%
Verifica	MR,d_ PLAST > Md	OK	34%

PROGETTAZIONE ATI:

Tratta 10 (Cop. 5m)

Geometria	δ [m]	1.0	Distanza tra le centine
	a [m]	0.25	Distanza ultima centina-fronte
	λ [m]	0.6	Lungh. immorsamento infilaggio
	$L = \delta + a + \lambda$ [m]	1.85	Luce di calcolo
	i [m]	0.40	Interasse fra i tubi
	R _{gall} [m]	7.27	Raggio eq. galleria
	b [m]	15.2	Larghezza galleria
	h [m]	11.1	Altezza galleria
	z [m]	5.0	Copertura
Elemento	Sezione	c	Scrivere il tipo di sezione ("c" per circol
	Dest [mm]	139.7	Diametro esterno tubo metallico
	s [mm]	10	Spessore tubolare
Strutturale	We [m3]	1.23E-04	Modulo di resistenza elastica tubo
	Wp [m3]	1.69E-04	Modulo di resistenza plastica tubo
	f _{yk} [MPa]	355	Tensione snervam. acciaio (val. caratt.)
Terreno	γ_{sat} [kN/m3]	26	Peso saturo unità di vol. terreno
	γ_w [kN/m3]	10	Peso unita di vol. acqua
	γ' [kN/m3]	16	Peso immerso unità di vol. terreno
	σ_v [kPa]	130	Tensione tot. litostatica
	z _w [m]	30	Profondità falda
	u [kPa]	0	Pressione neutra
	σ'_v [kPa]	130	Tensione efficace
	ϕ [°]	49	Angolo di resistenza a taglio
	c' [kPa]	36	Coesione
Terzaghi	ϕ [rad]	0.86	
	P _v [kPa]	79.79	Pressione verticale in calotta
	ξ	0.75	Aliquota del carico agente sugli element
	q = $\xi \cdot i \cdot P_v$ [kPa]	23.94	Carico agente sul tubo metallico
Sollecitazioni	M _k [kNm]	6.83	Sollecitazione caratteristica
	γ_s	1.3	Coeff. ampl. Azioni o Sollecitazioni
	M _d [kNm]	8.88	Sollecitazione di progetto
Resistenza	γ_R	1.05	Coeff. di sicurezza resistente
Resistenza	MR,d_ elastico [kNm]	41.59	Momento resistente elastico
	MR,d_ plastico [kNm]	57.14	Momento resistente plastico
Verifica	MR,d_ ELAST > M _d	OK	21%
Verifica	MR,d_ PLAST > M _d	OK	16%

PROGETTAZIONE ATI:

7. SEZIONI TIPO DI AVANZAMENTO E TIPOLOGIE DI INTERVENTO (FASE DI TERAPIA)

7.1. SEZIONI TIPO ADOTTATE

In merito alle modalità di avanzamento delle gallerie è prevista l'adozione dello scavo a piena sezione, dove l'entità degli sfondi è funzione delle caratteristiche geomeccaniche degli ammassi attraversati e del loro comportamento allo scavo; tale metodologia di scavo consente il controllo delle deformazioni al contorno del cavo (e conseguentemente dei livelli di plasticizzazione) attraverso l'installazione del priverivestimento a ridosso del fronte. Il rivestimento definitivo di calotta e di arco rovescio sarà gettato ad una distanza funzione dello stato deformativo del priverivestimento e della pressione esercitata dall'ammasso circostante.

Quali azioni di "pre-sostegno" in avanzamento al fronte si è previsto l'impiego di elementi strutturali mediante l'applicazione di infilaggi metallici nelle zone con ammassi scadenti per evitare fenomeni di instabilità. Questo assolve alla funzione di "scaricare" il nucleo di scavo riducendo, in combinazione con il trattamento del fronte, i fenomeni estrusivi del nucleo, i valori di pre-convergenza al fronte e conseguentemente controllando lo stato di plasticizzazione dell'ammasso e le pressioni sul cavo. Tale intervento permette di evitare il decadimento dei parametri geomeccanici dell'ammasso verso condizioni residue. Quali azioni di "pre-consolidamento" in avanzamento al contorno del cavo si sono previsti elementi in VTR cementati in foro solo nella sezione tipo C1c.

Dovranno inoltre essere previsti drenaggi in avanzamento nelle tratte ove è presente il rischio di venute d'acqua. I rivestimenti sono previsti in calcestruzzo non armato o armato, a seconda delle condizioni geomeccaniche riscontrate. A tergo dei rivestimenti definitivi di calotta e piedritto si porrà in opera l'impermeabilizzazione, costituita da uno strato di geotessuto e da un telo in PVC. Le sezioni tipo di avanzamento prevedono gli interventi descritti nei paragrafi che seguono, intesi quali quantità medie, da calibrare in funzione del comportamento deformativo riscontrato allo scavo attraverso l'analisi delle misure e dei rilievi di un apposito monitoraggio, descritto nei successivi capitoli.

PROGETTAZIONE ATI:

7.1.1. SEZIONI TIPO A1 – B0 – B0v

Sezione tipo		A1	B0	B0v
		Cilindrica	Cilindrica	Tronco-conica
Pre sostegno	Bullonatura radiale	7÷8 Chiodi di tipo SWELLEX Mn 24 L=4.50m $i_{rad.}=2.50m$ $i_{long.}=1.50m$	-	-
	Infilaggi metallici	-	-	n° 47 perforo $\phi 160mm$ tubo $\phi 139.7/10mm$ Lungh. Tot 15.0m
	VTR al fronte	-	-	-
	VTR al contorno	-	-	-
Rivestimento di I fase	Centine	-	2IPN180/1.2m	2IPN180/1.0m
	Spritz beton	10cm di spritz beton proiettato fibrorinforzato	20 cm di spritz beton proiettato fibrorinforzato	20cm di spritz beton proiettato fibrorinforzato
	Impermeabilizzazione con telo in PVC e TNT	✓	✓	✓
Rivestimento di II fase	Arco rovescio [m]	0.60	0.70	0.70
	Calotta [m]	0.50	0.60	0.60
	Piedritti [m]	0.50	0.60	0.60
	Armatura	SI (solo ar)	SI	SI
Distanze di getto	Calotta – Fronte	NON VINCOLATA	NON VINCOLATA	NON VINCOLATA
	Muretta – Fronte	NON VINCOLATA	NON VINCOLATA	NON VINCOLATA

PROGETTAZIONE ATI:

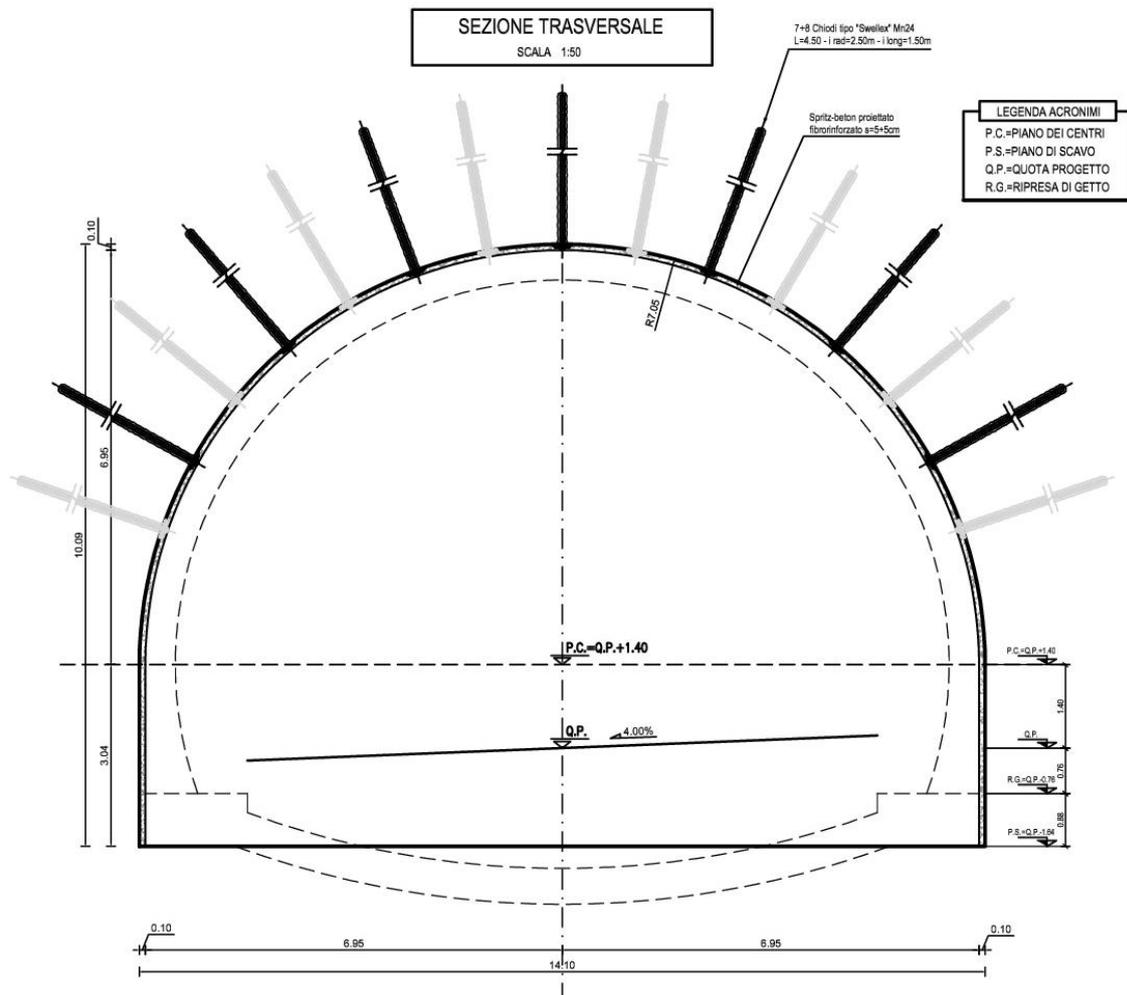


Figura 7-1 Sezione tipo A1

Si prevedono le seguenti fasi operative:

1. esecuzione sul fronte di avanzamento di uno strato di spritz beton di spessore 10 cm (fine campo);
2. scavo: esecuzione scavo a piena sezione per singoli sfondi di lunghezza massima 4m;
3. esecuzione di uno strato di spritz beton di spessore 10 cm al fronte (ad ogni sfondo);
4. posa in opera del rivestimento di prima fase: al termine di ogni sfondo posa in opera di chiodi tipo Swellex e getto di spritz di completamento spessore 10cm
5. posa impermeabilizzazione e sistema di drenaggio;
6. getto di murette ed arco rovescio senza vincolo di distanza dal fronte;
7. getto del rivestimento definitivo senza vincolo di distanza dal fronte.

PROGETTAZIONE ATI:

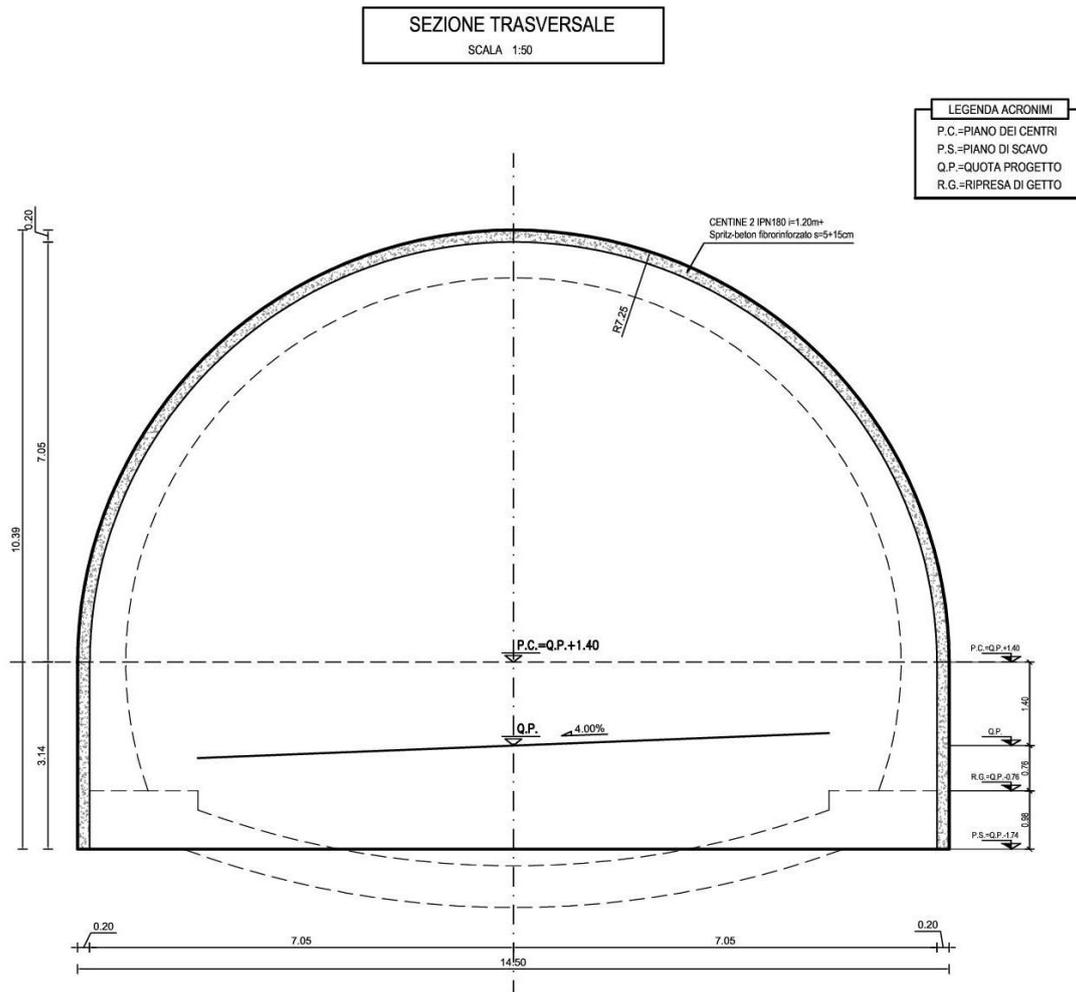


Figura 7-2: Sezione tipo B0

Si prevedono le seguenti fasi operative:

1. esecuzione sul fronte di avanzamento di uno strato di spritz beton di spessore 10 cm (fine campo);
2. scavo: esecuzione scavo a piena sezione per singoli sfondi di lunghezza massima 1.2 m, sagomando il fronte a forma concava;
3. esecuzione di uno strato di spritz beton di spessore 10 cm al fronte (ad ogni sfondo);
4. rivestimento di prima fase: posa in opera di centine metalliche e spritz beton spessore 20cm;
5. posa impermeabilizzazione e sistema di drenaggio;
6. getto di murette ed arco rovescio eseguito ad una distanza dal fronte non vincolata;
7. getto del rivestimento definitivo ad una distanza non vincolata.

PROGETTAZIONE ATI:

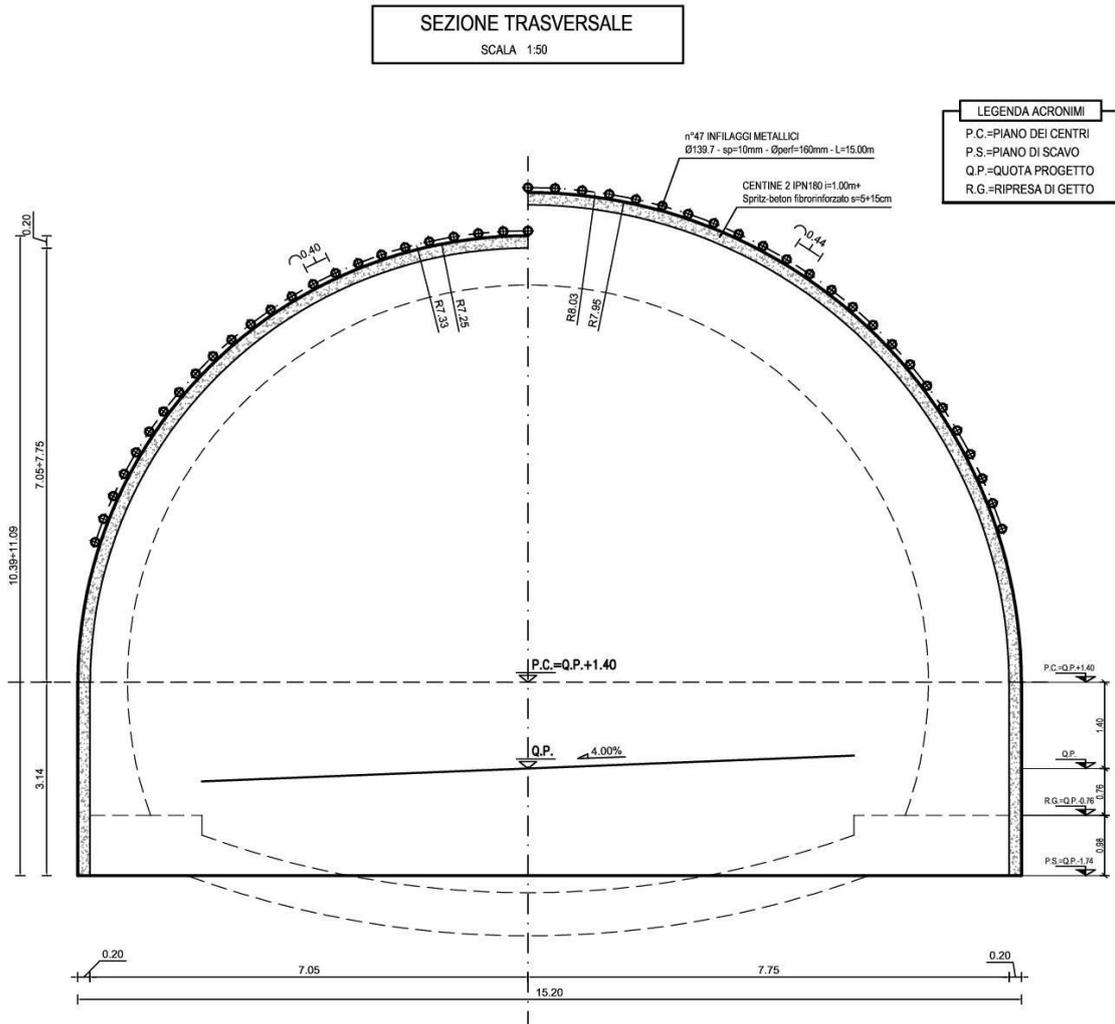


Figura 7-3: Sezione tipo B0v

Si prevedono le seguenti fasi operative:

1. esecuzione sul fronte di avanzamento di uno strato di spritz beton di spessore 10 cm (fine campo);
2. presostegno al contorno del cavo mediante tubi metallici iniettati;
3. scavo: esecuzione scavo a piena sezione per singoli sfondi di lunghezza massima 1.0 m, sagomando il fronte a forma concava;
4. esecuzione di uno strato di spritz beton di spessore 10 cm al fronte (ad ogni sfondo);
5. rivestimento di prima fase: posa in opera di centine metalliche e spritz beton spessore 20cm;
6. posa impermeabilizzazione e sistema di drenaggio;
7. getto di murette ed arco rovescio eseguito ad una distanza dal fronte non vincolata;
8. getto del rivestimento definitivo ad una distanza non vincolata.

PROGETTAZIONE ATI:

7.1.2. SEZIONI DI TIPO A1c – B0vc – C1c

Sezione tipo		A1c	B0c/B0vc	C1c
		Cilindrica	Cilindrica/ Tronco- conica	Cilindrica
Pre sostegno	Bullonatura radiale	7÷8 Chiodi di tipo SWELLEX Mn 24 L=4.50m $i_{rad.}=2.50m$ $i_{long.}=1.50m$	-	-
	Infilaggi metallici	-	- (B0c) / n° 47 perforo $\phi 160mm$ tubo $\phi 139.7/10mm$ Lungh. Tot 15.0m (B0vc)	-
	VTR al fronte	-	-	n° 48 Tubi in VTR iniettati con boiaccia cementizia L=16.0m, Lsovr.=8.00m
	VTR al contorno	-	-	n° 43 Tubi valvolati (n°2 valvole/m) in VTR iniettati con boiaccia cementizia L=16.0m, Lsovr.=8.0m
Rivestimento di I fase	Centine	-	2IPN180/1.2m(B0c) 2IPN180/1.0m(B0vc)	2IPN180/1.0m
	Spritz beton	10cm di spritz beton proiettato fibrorinforzato	20 cm di spritz beton proiettato fibrorinforzato	20cm di spritz beton proiettato fibrorinforzato
	Impermeabilizzazione con telo in PVC e TNT	✓	✓	✓
Rivestimento di II fase	Arco rovescio [m]	0.60	0.70	0.80
	Calotta [m]	0.50	0.60	0.70
	Piedritti [m]	0.50	0.60	0.60
	Armatura	SI (solo ar)	SI	SI
Distanze di getto	Calotta – Fronte	NON VINCOLATA	NON VINCOLATA	16 m
	Muretta – Fronte	NON VINCOLATA	NON VINCOLATA	8 m

PROGETTAZIONE ATI:

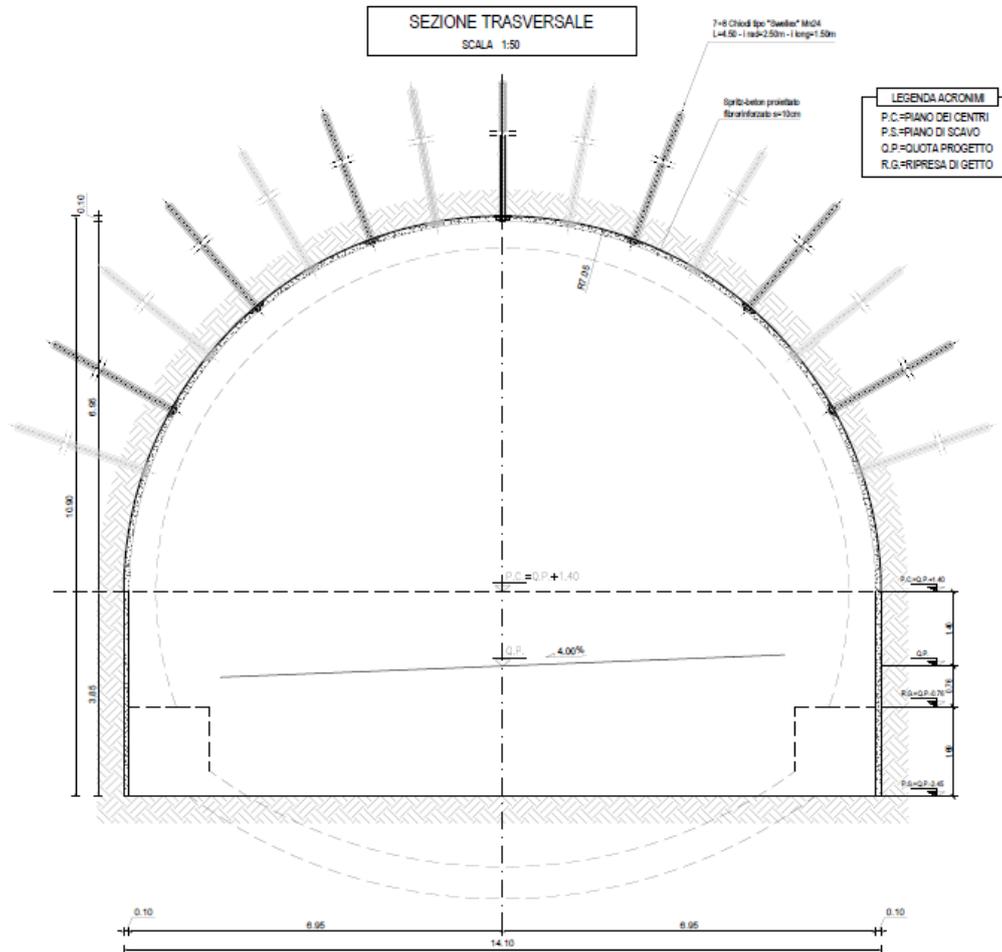


Figura 7-4: Sezione tipo A1c

Si prevedono le seguenti fasi operative:

1. esecuzione sul fronte di avanzamento di uno strato di spritz beton di spessore 10 cm (fine campo);
2. scavo: esecuzione scavo a piena sezione per singoli sfondi di lunghezza massima 4m;
3. esecuzione di uno strato di spritz beton di spessore 10 cm al fronte (ad ogni sfondo);
4. posa in opera del rivestimento di prima fase: al termine di ogni sfondo posa in opera di chiodi tipo Swellex e getto di spritz di completamento spessore 10cm
5. posa impermeabilizzazione e sistema di drenaggio;
6. getto di murette ed arco rovescio senza vincolo di distanza dal fronte;
7. getto del rivestimento definitivo senza vincolo di distanza dal fronte.

PROGETTAZIONE ATI:

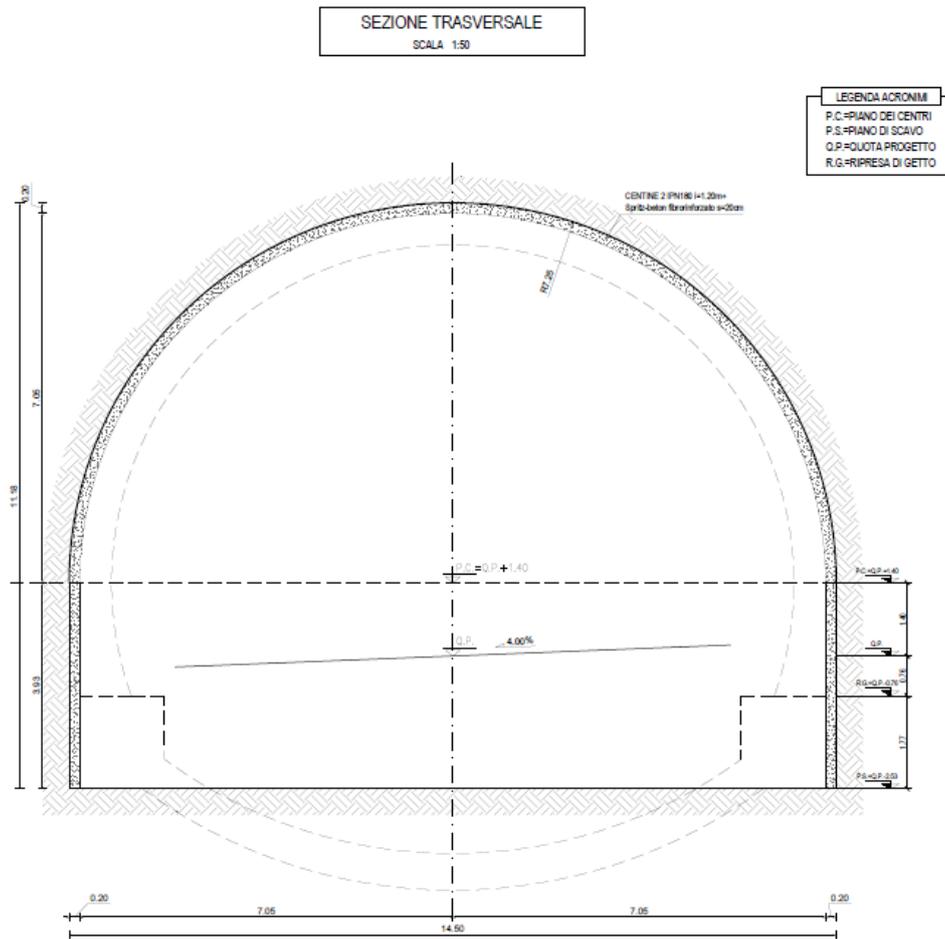
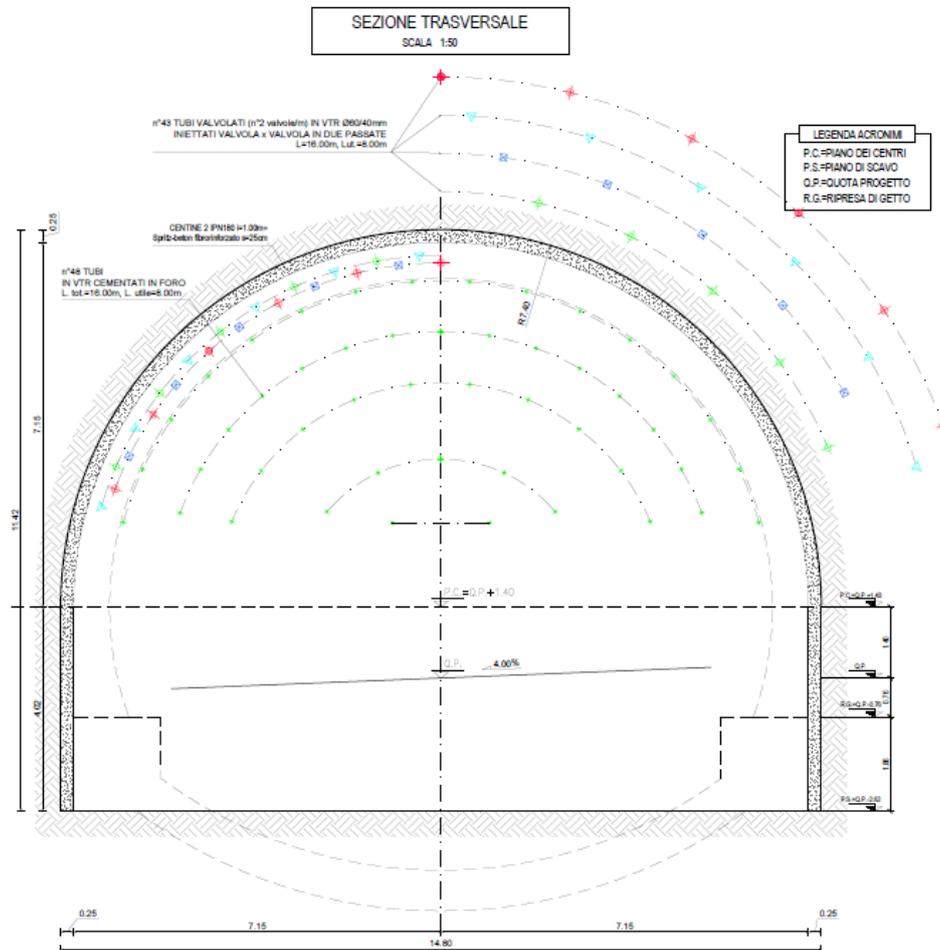


Figura 7-5: Sezione tipo B0c

Si prevedono le seguenti fasi operative:

1. esecuzione sul fronte di avanzamento di uno strato di spritz beton di spessore 10 cm (fine campo);
2. scavo: esecuzione scavo a piena sezione per singoli sfondi di lunghezza massima 1.2 m, sagomando il fronte a forma concava;
3. esecuzione di uno strato di spritz beton di spessore 10 cm al fronte (ad ogni sfondo);
4. rivestimento di prima fase: posa in opera di centine metalliche e spritz beton spessore 20cm;
5. posa impermeabilizzazione e sistema di drenaggio;
6. getto di murette ed arco rovescio eseguito ad una distanza dal fronte non vincolata;
7. getto del rivestimento definitivo ad una distanza non vincolata.

PROGETTAZIONE ATI:



Si prevedono le seguenti fasi operative:

1. esecuzione sul fronte di avanzamento di uno strato di spritz beton di spessore 10 cm (fine campo);
2. preconsolidamento al contorno del cavo mediante tubi in VTR valvolati ed iniettati;
3. preconsolidamento al fronte mediante tubi in VTR cementati in foro;
4. scavo: esecuzione scavo a piena sezione per singoli sfondi di lunghezza massima 1.0 m, sagomando il fronte a forma concava;
5. esecuzione di uno strato di spritz beton di spessore 10 cm al fronte (ad ogni sfondo);
6. rivestimento di prima fase: posa in opera di centine metalliche e spritz beton spessore 25cm;
7. posa impermeabilizzazione e sistema di drenaggio;
8. getto di murette ed arco rovescio eseguito ad una distanza dal fronte pari massimo a 8m;
9. getto del rivestimento definitivo ad una distanza dal fronte pari massimo a 16 m.

PROGETTAZIONE ATI:

8. ANALISI DEI BLOCCHI DI ROCCIA STABILE

8.1. PREMESSA

Sulla base delle caratteristiche strutturali dell'ammasso roccioso ed anche in considerazione delle metodologie di scavo, che prevedono l'impiego di esplosivo, si è ritenuto opportuno effettuare analisi geostutturali volte alla determinazione della possibile influenza dei distacchi dei cunei di roccia dislocati lungo il profilo di scavo, specie in calotta.

Le analisi sono state condotte per tutte le sezioni che prevedono la chiodatura radiale (A1 e A1c) applicabili in contesti geomeccanici favorevoli. Il software di calcolo utilizzato è UnWedge della Rocscience, che identifica i possibili blocchi di roccia instabili per intersezione tra le giaciture delle discontinuità dell'ammasso e il profilo della galleria.

In questo modo, è possibile determinare la geometria tridimensionale dei vari blocchi e valutare il fattore di sicurezza considerando allo stesso tempo la resistenza delle discontinuità e l'effetto prodotto dagli interventi di chiodatura.

8.2. DETERMINAZIONE DEI CUNEI INSTABILI SUL CONTORNO DEL CAVO

La geometria e le caratteristiche di resistenza delle discontinuità è stata caratterizzata utilizzando i dati disponibili provenienti da rilievi geostutturali afferenti alla Formazione Marnoso-Arenacea effettuati lungo il tracciato della galleria in esame.

L'individuazione dei tetraedri instabili dipende, oltre che dalla giacitura delle discontinuità all'interno dell'ammasso roccioso, dall'orientazione plano-altimetrica del cavo (descritta anch'essa da inclinazione e immersione) indipendentemente dalla direzione di avanzamento.

Considerato il tracciato e le due sezioni tipologiche previste lungo lo stesso, si è divisa la galleria in due macro-tratte:

MACRO-TRATTA 1 da 1+746 a pk 2+198
MACRO-TRATTA 2 da 2+198 a pk 2+485

Sezione Ac – trend da 51 a 80, plunge 2°
Sezione A – trend 80, plunge 2°

Di seguito si rappresentano in formato tabellare i risultati di inclinazione e immersione delle famiglie di discontinuità riscontrati dalle stazioni geomeccaniche prese in considerazione per le analisi di ogni macro area:

Tabella 8.1: Giaciture delle discontinuità (J) riportate dai rilievi geomeccanici – SG2 e RS2

Stazioni geomeccaniche	J1		J2		J3		J4	
	Dip	Dip direction						
SG2	15	240	75	30	85	285	80	160
RS2	10	225	80	44	80	230		

Vista l'ubicazione delle stazioni geomeccaniche, si assume che la RS2 e la SG2 siano rappresentative rispettivamente della macro-tratta 1 e della macro-tratta 2.

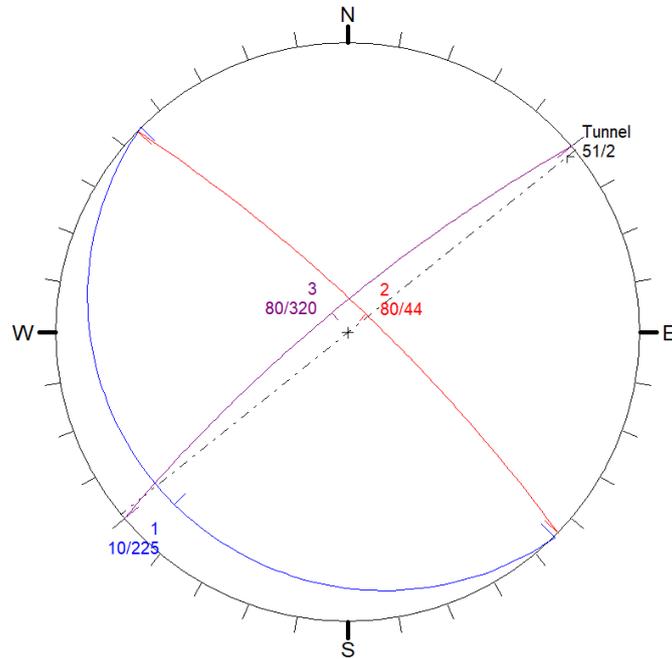


Figura 8-1: Macro tratta 1/Trend 51: reticolo stereografico famiglie di discontinuità utilizzate nell'analisi

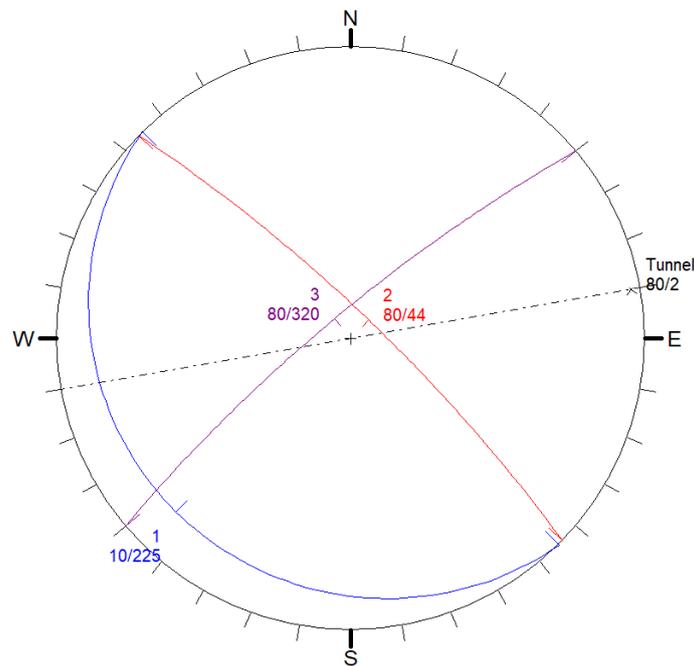


Figura 8-2: macro-tratta 1 e macro-tratta 2/Trend 80: reticolo stereografico famiglie di discontinuità utilizzate nell'analisi

PROGETTAZIONE ATI:

Per la caratterizzazione della resistenza delle discontinuità si è fatto riferimento al modello di Barton-Bandis:

$$\tau = \sigma'_n \tan \left[\phi'_b + JRC \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma'_n} \right) \right]$$

dove:

- JRC = (Joint Roughness Coefficient) scabrezza della superficie di discontinuità;
- JCS = (Joint Compresssion Strength) resistenza a compressione della superfcie di discontinuità
- ϕ'_b = angolo di resistenza al taglio di base.

Per il parametro JCS si assume $JCS = 0.25\sigma'_c$, mentre per l'angolo di resistenza al taglio di base si utilizza il valore di letteratura 27° , rappresentativo della componente pelitica (prevalente del flysch).

Tabella 8.2: caratteristiche delle discontinuità (J) usate nell'analisi

	JRC	JCS	ϕ'_r
	[-]	[Mpa]	[°]
J1	6	5.00	27
J2	6	5.00	27
J3	6	5.00	27

La tratta di galleria considerata è pari a 4m, lunghezza dello sfondo massimo previsto sulle sezioni tipo A ed Ac.

Le assunzioni adoperate concorrono alla determinazione dei cunei instabili riportati alle Figura 8-3, Figura 8-4 e Figura 8-5. Dati i fattori di sicurezza inferiori all'unità, si necessita un intervento di chiodatura nella macro-tratta 1.

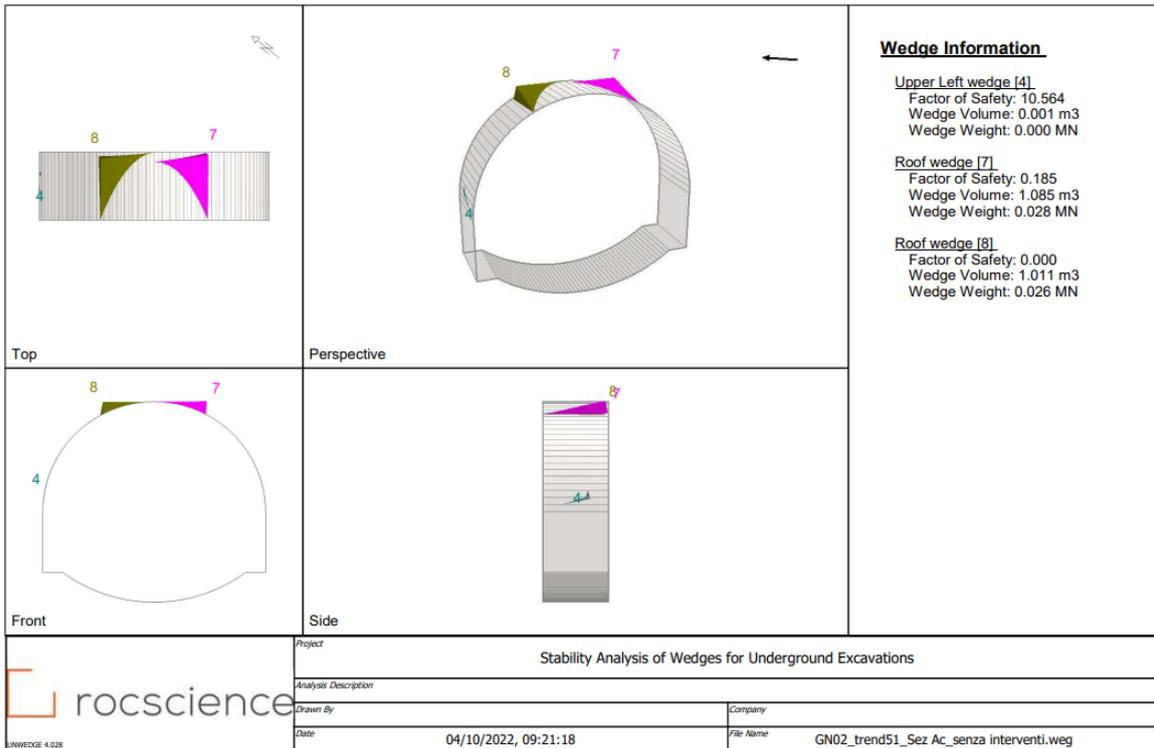
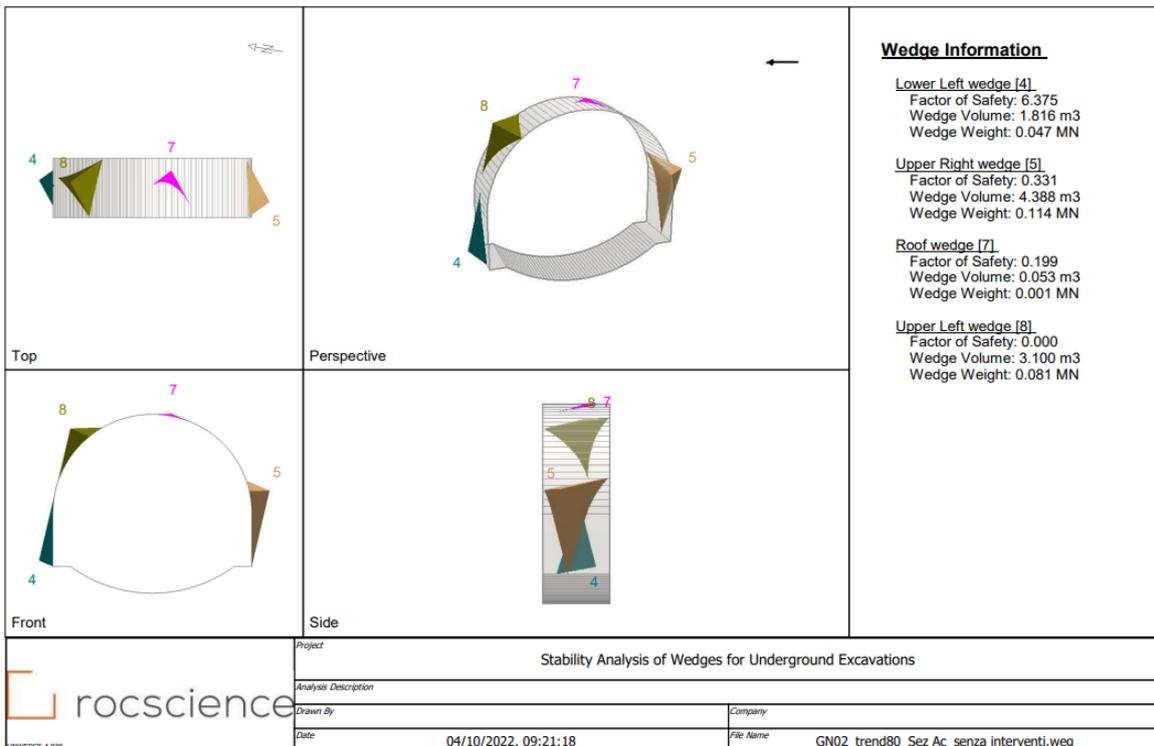


Figura 8-3: GN02 – macro-tratta 1 – trend 51 - sez. Ac in assenza di interventi



PROGETTAZIONE ATI:

Figura 8-4: GN02 – macro-tratta 1 – trend 80 - sez. Ac in assenza di interventi

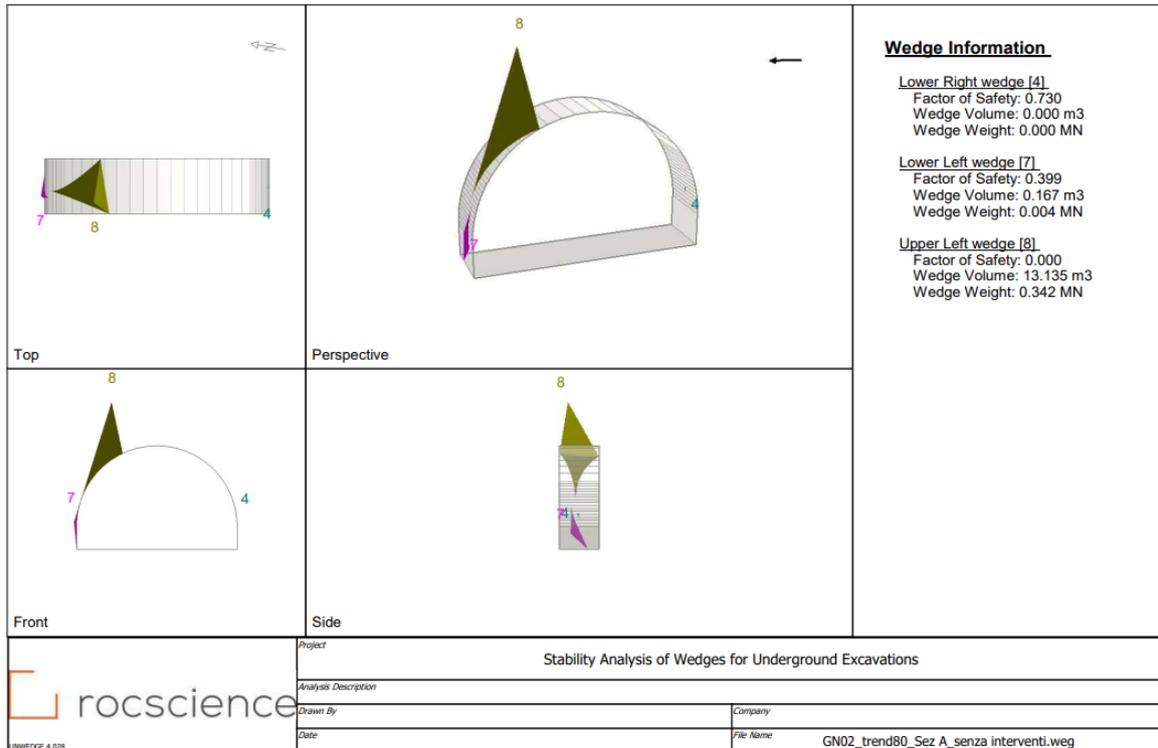


Figura 8-5: GN02 – macro-tratta 2 – trend 80 - sez. A in assenza di interventi

8.3. VERIFICA INTERVENTI DI CHIODATURA

Per la verifica basata sull'analisi dei blocchi deve essere considerato il seguente criterio di sicurezza:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

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

Secondo l'approccio 1 combinazioni 1 e 2, in accordo al §6.2.4.1.2 e §6.7.5 delle NTC2018, le verifiche sono soddisfatte se $FS > 1.3$.

La sezione tipo A e tipo Ac prevedono 7÷8 Chiodi di tipo SWELLEX Mn 24 L=4.50m eseguiti con passo trasversale di 2.5 m e longitudinale di 1.50 m e disposti a quinconce.

Oltre alle chiodature, si è modellato in UnWedge l'applicazione dello spritz-beton di spessore = 10 cm.

Si riportano di seguito i risultati delle analisi con i rispettivi fattori di sicurezza.

PROGETTAZIONE ATI:

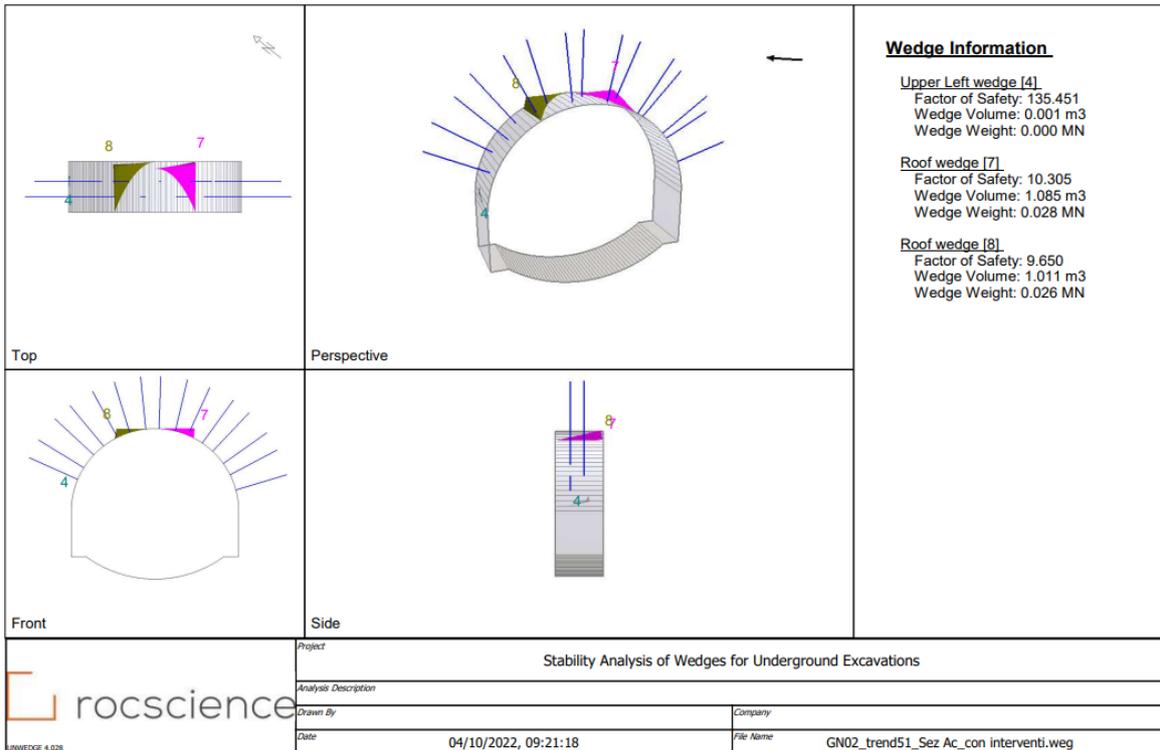


Figura 8-6 GN02 – macro-tratta 1 – trend 51 - sez. Ac in presenza di interventi

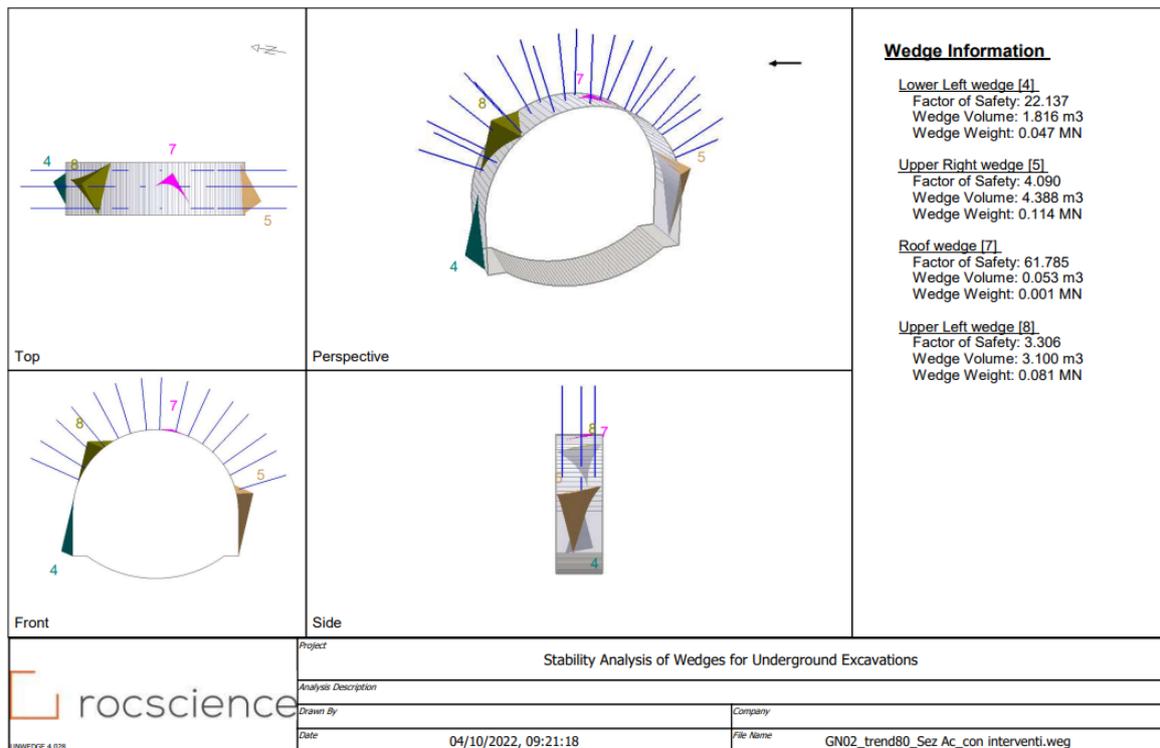


Figura 8-7: GN02 – macro-tratta 1 – trend 80 - sez. Ac in presenza di interventi

PROGETTAZIONE ATI:

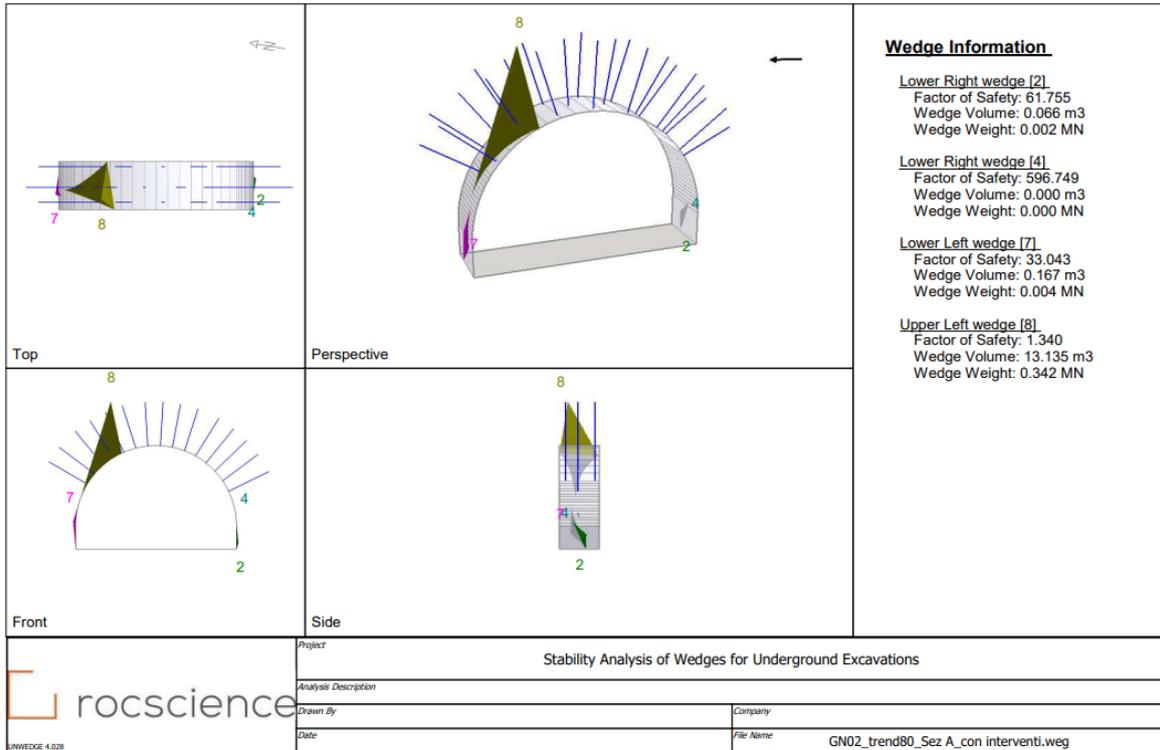


Figura 8-8: GN02 – macro-tratta 2 – trend 80 - sez. A in presenza di interventi

PROGETTAZIONE ATI:

9. CARICO IDRAULICO

Al fine di determinare il carico idraulico agente sul rivestimento definitivo della galleria, è stato condotto uno studio relativamente ai livelli piezometrici presenti lungo il tracciato della galleria. Alla luce dei carichi idraulici presenti, si è altresì definito il carico effettivo, portando in conto l'azione del sistema di drenaggio sopra descritto. In dettaglio, la valutazione dei carichi idraulici all'estradosso del rivestimento definitivo in presenza di galleria rivestita e schema di drenaggio classico, è stata valutata seguendo la teoria di Ribacchi et al. 2002, basata su una galleria schematizzata con una sezione circolare equivalente e si assumono condizioni di flusso assisimmetrico.

Secondo tale studio, dopo l'installazione del dreno e dell'impermeabilizzazione, il flusso di acqua uscente dal prerivestimento percorre il dreno sui due lati della galleria con portate q progressivamente crescenti dalla calotta verso la zona di scarico del piede, come riportato nella Figura 9-,

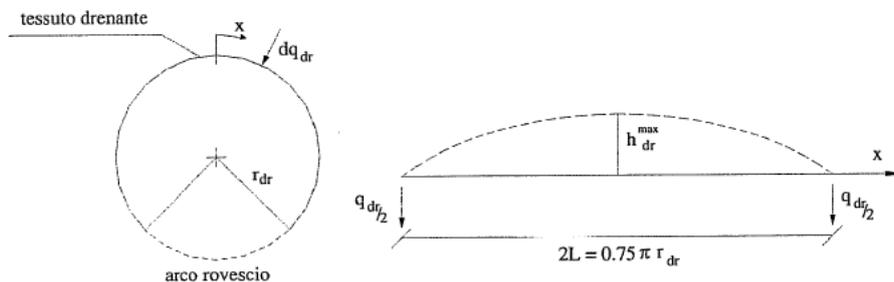


Figura 9-1

Figura 9-1: *Schema di calcolo del flusso nella sezione con drenaggio*

Dopo avere assunto valide le seguenti ipotesi :

1. $q_{dr/2}$ costante su ciascun ramo lungo lo sviluppo del dreno
2. h_{dr} costante lungo tutto il dreno, presente in realtà solo in calotta, nella valutazione del flusso proveniente dall'ammasso roccioso attraverso il prerivestimento

Con riferimento alla Figura 9-, si ottiene la seguente relazione

$$\frac{h_{dr}}{h_0} = \left\{ 1 + \frac{\theta_{dr}}{\alpha_{dr} r_{dr} k} \frac{4 \ln\left(\frac{R}{r_e}\right)}{3\pi^2} \right\}^{-1}$$

La pressione all'estradosso del prerivestimento diviene

$$\frac{h_e}{h_0} = (1 - \alpha_{dr}) + \alpha_{dr} h_{dr}/h_0$$

in cui

$$\alpha_{dr} = \left(1 + \frac{\ln\left(\frac{r_e}{r_{dr}}\right) k}{\ln\left(\frac{R}{r_e}\right) k_{pr}} \right)^{-1} ;$$

PROGETTAZIONE ATI:

- $k_{pr} = 5 \cdot 10^{-8} [m/s]$ permeabilità del prerivestimento in cls proiettato;
- $k = 3.4 \cdot 10^{-7} [m/s]$ permeabilità dell'ammasso roccioso;
- r_e raggio dell'estradosso del prerivestimento;
- r_{dr} raggio in corrispondenza del dreno;
- $R = 2 \cdot h_0$ raggio di influenza del modello assisimmetrico;
- h_0 carico idraulico sopra la calotta prima dello scavo;
- $\theta_{dr} = k_{dr} \cdot t_{dr}$ trasmissività del dreno;
- $k_{dr} = 6.4 \cdot 10^{-4} [m/s]$ permeabilità del dreno;
- $t_{dr} = 0.04 [m]$ spessore dreno

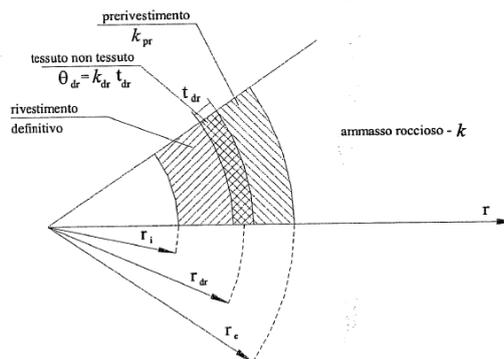


Figura 9-2: Schema di calcolo del flusso nella sezione con drenaggi

Il valore della permeabilità globale dell'ammasso è stato definito dai risultati delle prove Lugeon condotte in corrispondenza dei sondaggi S3 (da 8 a 13m) e di S6 (da 32 a 37m e da 45 a 50m). Tenuto presente che gli ammassi rocciosi alla scala dei volumi interessati da questo tipo di prove presentano tipicamente una marcata disomogeneità della permeabilità, per il calcolo del battente idrico finale si è cautelativamente fatto riferimento al valore di permeabilità dell'ammasso più alto ottenuto dalle tre prove.

Nella Tabella 8-9.1 si riporta lo studio parametrico condotto per la definizione del battente idrico agente sul rivestimento finale. Dal 'Profilo geomeccanico' (cod. elab. T00GN02OSTFG01) si è definito il valore di h_0 , che influisce le analisi per le sole tratte 4-bis e 5. Si osserva che tale valore è prossimo allo zero per la tratta 4, mentre per le restanti tratte è negativo.

Tabella 8-9.1: carichi idraulici calcolati per le tratte sotto falda

Tratta di calcolo	Copertura	h_0	r_e	r_{dr}	R	k	α_{pr}	h_e	h_{dr}
[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m/s]	[m]	[m]	[m]
4-bis	15	8	7.25	7.05	16	3.40E-7	8.06E-1	4.22	3.31
5	70	25	7.25	7.05	50	3.40E-7	8.06E-1	7.85	6.16

Nell'ipotesi che il rivestimento provvisorio decada nel tempo, si assume cautelativamente $\alpha_{pr} \approx 1$ (perché all'atto del decadimento si può assumere $r_{dr} = r_e$), ottenendo i valori h_{dr} riportati nella Tabella 9.2.

PROGETTAZIONE ATI:

Tabella 9.2: carichi idraulici calcolati al decadimento del prerivestimento per le tratte sotto falda

Tratta di calcolo	Copertura	h_o	r_e	r_{dr}	h_e	h_{dr}
[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
4-bis	15	8	7.05	7.05	3.73	3.73
5	70	25	7.05	7.05	6.60	6.60

Nelle analisi condotta in riferimento alla tratta omogenea 5, si è assunto cautelativamente $h_{dr}=8m$. Questa altezza rappresenta la distanza tra la base dei piedritti (dove si presuppone collocato il tubo di drenaggio in PVC) e la posizione della falda a lungo termine.

10. AZIONE SISMICA

Gli interventi in progetto sono definitivi. Per quanto riguarda la valutazione dell'azione sismica si sono assunti una vita nominale $V_N = 50$ anni e un coefficiente d'uso $C_U = 2$ (classe d'uso IV) e di conseguenza un periodo di riferimento $V_R = V_N \cdot C_U = 100$ anni.

La pericolosità sismica si definisce, per il caso in oggetto, in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero, su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, in considerazione di prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R . Il valore di progetto dell'accelerazione a_g viene definito in funzione della "probabilità di superamento" in un dato "tempo di ritorno". Queste due grandezze sono correlate tra loro:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - P_{VR})$$

dove:

- T_R è il tempo di ritorno
- V_R il periodo di riferimento dell'opera
- P_{VR} è la probabilità di superamento nel periodo di riferimento

Per la struttura in oggetto le verifiche in condizioni sismiche saranno condotte facendo riferimento allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV).

10.1. ACCELERAZIONE MASSIMA AL SUOLO

La definizione dell'azione sismica di progetto, nel D.M. 17/01/2018, non si basa sulla classificazione sismica del territorio. I parametri necessari per la determinazione dell'azione sismica di progetto sono calcolati direttamente per il sito in esame, utilizzando le informazioni disponibili nel reticolo di riferimento (Allegato B del D.M. 14/01/2008).

Le coordinate di riferimento sono: latitudine 43.642°N e longitudine 12.336°E.

I valori al sito sono ottenuti mediando i parametri spettrali (a_g , F_0 , T^*_c) dei 4 nodi più prossimi al sito stesso mediante la seguente formula:

$$P = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{P_i}{d_i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}}$$

dove:

- P valore del parametro nel sito in esame;
- P_i valore del parametro nell'i-esimo punto della maglia contenente il sito in esame;
- d_i distanza del sito in esame dall'i-esimo punto della maglia.

Gli effetti di amplificazione locale dovuti alla stratigrafia ed alla conformazione topografica vengono messi in conto mediante i parametri S_S e S_T .

Nella Tabella 10.1 si riportano i valori dell'accelerazione massima su suolo roccioso (a_g) e dei parametri spettrali (F_0 , T^*_c) per lo SLO, SLD, SLV e SLC calcolati utilizzando il foglio di calcolo Spettri-NTCver.1.0.3 rilasciato dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

PROGETTAZIONE ATI:

Tabella 10.1 Valori dei parametri a_g , F_0 , T_c^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno

STATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	60	0.088	2.416	0.282
SLD	101	0.111	2.391	0.290
SLV	949	0.252	2.506	0.320
SLC	1950	0.314	2.545	0.332

Per tener conto delle condizioni topografiche si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati nella Tab.3.2.V del D.M. 17/01/2018. Il sito dove sorge l'opera è stato classificato nella categoria "T2", a cui corrisponde un coefficiente di amplificazione topografica $S_T = 1,2$.

Il coefficiente S_s , invece, viene calcolato in base ai valori assunti dai parametri a_g ed F_0 in accordo a quanto previsto dal D.M. 17/01/2018 Tab.3.2.IV. Poiché la categoria di suolo più attinente a quella in oggetto è la B, si ottiene $S_s = 1,15$.

L'accelerazione massima orizzontale al sito (a_{max}) è calcolata come prodotto dell'accelerazione su suolo roccioso e dei fattori di amplificazione:

$$a_{max} = a_g \cdot S_s \cdot S_T$$

Per il caso in esame l'accelerazione massima orizzontale al sito per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) per le opere definitive risulta pari a:

$$a_{max} = 0.252g \cdot 1.15 \cdot 1.2 = 0.347g$$

10.2. AZIONI DOVUTE AL SISMA

Per quanto riguarda la definizione dell'azione sismica agente sul rivestimento definitivo della galleria, si è considerato che l'accelerazione sismica diminuisce con la profondità. Tale riduzione è possibile stimarla utilizzando la correlazione fornita da Iwasaki et al. (1978) per il calcolo del coefficiente r_d :

$$r_d(z) = 1 - 0.015 \cdot z$$

dove z è la profondità di riferimento. Nel seguito è stato posto $z = H$, considerando quindi la profondità dell'asse della galleria come riferimento.

Si ottiene, perciò, il valore dell'accelerazione ridotta con la seguente relazione:

$$a_{eq} = a_{max} \cdot r_d$$

La velocità corrispondente, utile per il calcolo delle sollecitazioni indotte, è stata valutata in maniera approssimata attraverso la correlazione definita dalla relazione 3.2.3.3 delle NTC (2018) come:

$$v_{eq} = 0.16 a_{eq} T_c$$

dove T_c è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione, pari nel caso in esame a 0.32 s

Il valore della deformazione di taglio massima γ_{max} alla profondità della galleria è stato individuato attraverso il rapporto tra la tensione tangenziale massima τ_{max} ed il modulo di taglio del terreno G . La prima grandezza è stata valutata considerando l'equilibrio dinamico in direzione orizzontale di una colonna di terreno tra il piano campagna e la profondità H , ottenendo:

$$\tau_{max} = \sigma_v \frac{a_{eq}}{g}$$

dove σ_v rappresenta la tensione verticale totale alla profondità di interesse.

Per quanto riguarda la stima di G , è stata seguita una procedura iterativa in ragione della non linearità della rigidezza del terreno. In dettaglio, partendo da un valore della rigidezza a taglio alle piccole deformazioni G_0 , fissato τ_{max} , è stato valutato il corrispondente valore della deformazione di taglio γ e, in base ad esso, è stato poi aggiornato il valore di G letto sulla curva di decadimento (dalla letteratura): tale procedura porta, dopo poche iterazioni, alla definizione di coppie di valori di γ_{max} e G coerenti tra loro per il fissato τ_{max} ed effettivamente rappresentativi dello stato del materiale.

Il valore di G_0 è stato calcolato in accordo alla velocità delle onde di taglio V_s , misurata attraverso l'indagine sismica a rifrazione SR2, in riferimento alla profondità della galleria.

La determinazione delle variazioni massime e minime di sforzo normale e momento indotte dal sisma è stata effettuata con riferimento alla risposta trasversale della galleria mediante le soluzioni analitiche proposte da Wang (1993), nell'ipotesi più cautelativa di assenza di scorrimento relativo terreno-rivestimento (*no-slip*). In dettaglio, le soluzioni sono sintetizzate dalle due seguenti espressioni:

$$\Delta N = \pm K_2 \frac{E}{2(1+\nu)} r \gamma_{max} \cos \left[2 \left(\theta + \frac{\pi}{4} \right) \right]$$

$$\Delta M = \pm \frac{1}{3} K_1 \frac{E}{2(1+\nu)} r^2 \gamma_{max} \cos \left[2 \left(\theta + \frac{\pi}{4} \right) \right]$$

nelle quali E e ν sono, rispettivamente, il modulo di Young e il coefficiente di Poisson del terreno, r è il raggio equivalente della galleria, assunto pari a 7.16 m per la sezione C1C, θ è l'angolo che identifica la sezione del rivestimento per la quale sono calcolati gli incrementi di sollecitazione. Al fine di massimizzare la sollecitazione si considera, in entrambe le espressioni, un valore pari a 1 della funzione coseno. Tali soluzioni tengono in conto gli effetti della interazione terreno-rivestimento attraverso i due coefficienti K_1 e K_2 , definiti dalle:

$$K_1 = \frac{12(1-\nu)}{5+2F-6\nu}$$

PROGETTAZIONE ATI:

$$K_2 = 1 + \frac{F[(1-2\nu) - (1-2\nu)C] - 0.5(1-2\nu)^2 + 2}{F[(3-2\nu) + (1-2\nu)C] + C\left(\frac{5}{2} - 8\nu + 6\nu^2\right) + 6 - 8\nu}$$

In esse compaiono le rigidezze relative a flessione F e a compressione C definite dalle:

$$F = \frac{E(1-\nu_1^2)r^3}{6E_1I(1+\nu)}$$

$$C = \frac{E(1-\nu_1^2)r}{E_1t(1+\nu)(1-2\nu)}$$

dove E_1 e ν_1 sono, rispettivamente, il modulo di Young e il coefficiente di Poisson del rivestimento, I è il momento di inerzia del rivestimento e t è lo spessore della galleria.

In via cautelativa, gli incrementi di sollecitazioni massimi, ovvero quelli in cui la funzione coseno assume valore unitario, sono stati applicati su tutto il rivestimento definitivo, senza considerare l'anomalia angolare q . Infine, gli incrementi sono stati combinati in tutte le combinazioni possibili, ovvero:

- $N_{statico} + DN$; $M_{statico} + DM$;
- $N_{statico} + DN$; $M_{statico} - DM$;
- $N_{statico} - DN$; $M_{statico} + DM$;
- $N_{statico} - DN$; $M_{statico} - DM$.

In questo caso, si sono ottenuti i seguenti valori di incrementi:

$$|\Delta N|_{max} = 35 \text{ kN/m}$$

$$|\Delta M|_{max} = 350 \text{ kN/m}$$

L'azione del sisma è stata considerata agente sull'opera esclusivamente nei tratti a basse coperture.

PROGETTAZIONE ATI:

11. ANALISI NUMERICA PER IL CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI NEL RIVESTIMENTO DI PRIMA FASE E DEFINITIVO E VERIFICHE STRUTTURALI

11.1. PREMESSA

La determinazione delle caratteristiche della sollecitazione e il dimensionamento degli elementi strutturali di sostegno è stato effettuato attraverso lo sviluppo di analisi numeriche 2D, condotte in condizioni di stato piano di deformazione, mediante il codice di calcolo agli elementi finiti PLAXIS 2D. Ai fini di una più appropriata valutazione dell'evoluzione dello stato di sforzo e di deformazione nell'intorno della galleria sono state impiegate in modo accoppiato delle analisi assialsimmetriche e delle analisi trasversali alla linea d'asse della galleria, utilizzando il codice di calcolo alle differenze finite FLAC2D. Nell'ottica dell'applicazione del metodo convergenza-confinamento le prime hanno avuto lo scopo di valutare, per una generica sezione tipo, la curva convergenza-distanza dal fronte necessaria a una corretta quantificazione dei fattori di rilascio delle forze di scavo da impiegare nell'analisi numerica trasversale. Attraverso queste ultime si modella, infine, lo studio di interazione terreno-struttura con la graduale riduzione delle forze di scavo applicate al contorno del cavo e l'installazione progressiva dei rivestimenti previsti.

11.2. DATI DI INPUT DELLE ANALISI NUMERICHE

Sulla base di quanto stabilito al documento “*Relazione Geotecnica delle Opere in Sotterraneo*” (cod. elab. T00GN00OSTRE01), si riporta di seguito una tabella riepilogativa delle tratte della galleria Mercatello 2 e delle sezioni di calcolo individuate con i rispettivi dati di input.

Tabella 11.1 Riepilogo tratte galleria Mercatello 2

Tratto	L tratto [m]	c [Kpa]		F [°]		E [GPa]		H [m]		SEZIONI	SEZ DI CALCOLO
		min	max	min	max	min	max	min	max		
4	16	67	237	50	57	2.4	6	4	8	C1c	C1c
4-bis	96	79	292	41	55	2.4	6	8	30	B0c – B0vc	
5	291	117	253	31	42	2.2	3.9	30	70	A1c – B0c	B0c
6	51	76	176	33	42	1.5	3.9	25	30	A1c – B0c	
7	96	117	207	35	42	2.2	3.9	30	45	A1 – B0	
8	84	76	176	33	43	1.5	3.9	25	30	A1 – B0 – B0v	
9	81	117	197	36	42	2.2	3.9	30	40	B0 – B0v	
10	26	29	117	30	50	1.2	2	5	30	B0v	

Dalla ‘*Relazione geologica*’ e dal ‘*Profilo geomeccanico*’ si osserva che le opere in sotterraneo del progetto di adeguamento del tratto Mercatello sul Metauro (4° lotto) si sviluppano all'interno di un ammasso roccioso che si può considerare omogeneo dalla pk. 1+356 (inizio Galleria Mercatello 1) alla pk. 2+486 (fine Galleria Mercatello 2). È previsto che entrambe le gallerie, infatti, vengano scavate all'interno della formazione marnosa arenacea a prevalenza pelitica, denominata Membro di Corniolo (FMA2), caratterizzata interamente come UG3b nella ‘*Relazione geotecnica*’. Lungo lo stesso tracciato tre differenti stazioni geomeccaniche hanno, inoltre, riportato pressoché il medesimo valore di GSI per la caratterizzazione geomeccanica dell'ammasso. Si osserva che i range dei

PROGETTAZIONE ATI:

parametri geomeccanici definiti per ogni tratta omogenea, funzione delle modeste coperture, mostrano dei valori equiparabili sia alle basse che alle alte coperture tra la GN1 e la GN2. Per questi motivi, per le analisi delle sezioni di galleria di tipo A, B0 e B0v della Galleria Mercatello 2, si rimanda alle analisi delle medesime sezioni condotte nella *'Relazione di calcolo della galleria naturale Mercatello 1'*.

PROGETTAZIONE ATI:

12. VALUTAZIONE RILASCI TENSIONALI

L'analisi di convergenza-confinamento (Duncan-Fama, 1993; Panet, 1993, 1995; Carranza Torres e Fairhurst, 2000 e altri) è uno strumento ampiamente utilizzato per la valutazione preliminare del potenziale di rilascio tensionale e dei requisiti di supporto per tunnel circolari in una varietà di condizioni geologiche e di sollecitazioni.

Al fine di simulare il progressivo detensionamento dell'ammasso a mezzo di una pressione interna fittizia q , si definisce fattore di rilascio tensionale λ , variabile tra 0 ed 1, la quantità:

$$q = (1 - \lambda) \cdot S$$

dove S è lo stato tensionale in condizioni litostatiche. Con l'utilizzo dei fattori di rilascio è possibile simulare l'avanzamento dello scavo in metodi bidimensionali (condizioni di deformazione piana).

Modelli assialsimmetrici

L'analisi dei modelli assialsimmetrici (considerando gli eventuali interventi di preconsolidamento e presostegno in caso di impiego di VTR) consente di definire in forma numerica le curve di "taratura" necessarie per la determinazione della curva di rilassamento delle forze di scavo da utilizzare nel modello di verifica alle differenze finite (in stato di deformazione piana) e si esplica in due distinte fasi:

- *analisi assialsimmetrica longitudinale*: consente di determinare la curva di convergenza in funzione della distanza dal fronte (LDP – Longitudinal Displacement Profile) ed, in particolare, il valore assunto dalla preconvergenza;

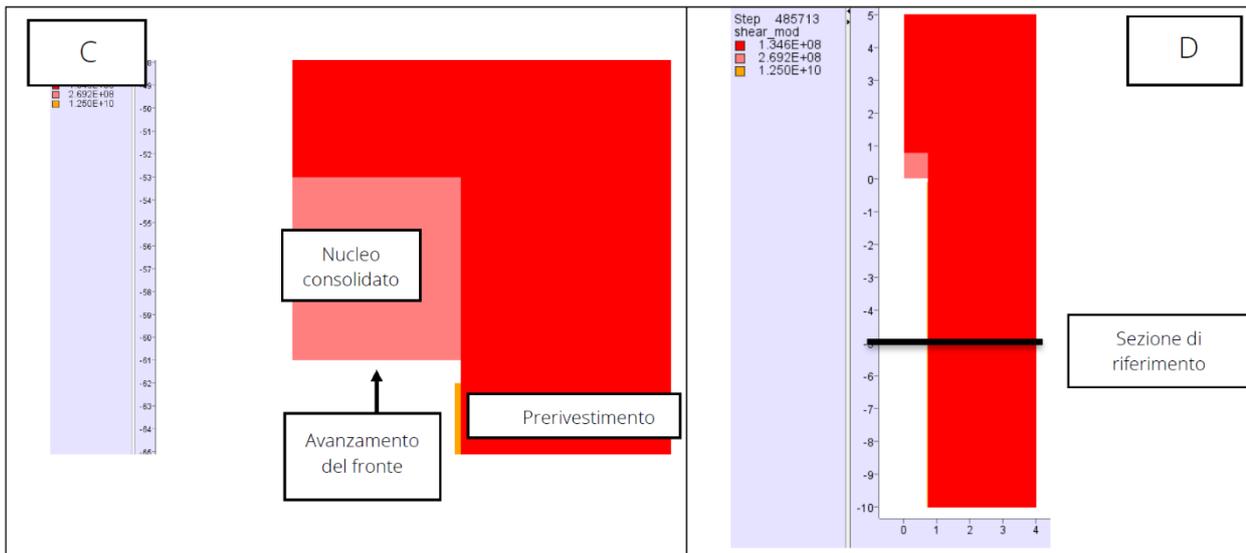
- *analisi trasversale*: per la determinazione della relazione tra pressioni di contenimento, esercitate in senso radiale sul bordo della galleria dalle opere di stabilizzazione e di rivestimento, e spostamenti radiali al suo contorno (GRC – Ground Reaction Curve).

La procedura impiegata nel calcolo assialsimmetrico si compone, per ogni caso analizzato, di n. 2 modelli.

Nel primo (*analisi ax-sym longitudinale*) si simula l'avanzamento del fronte, la messa in opera dei pririvestimenti e degli interventi di precontenimento e presostegno del fronte e del cavo adottando l'ipotesi di assialsimmetria della galleria; si riportano, a titolo di esempio, immagini riprese in step successivi.

Lo scavo (asse y del modello) è simulato attraverso la rimozione progressiva di elementi in corrispondenza del nucleo (A, B, C, fig. seguente); al termine di ciascun campo di scavo sono fatte variare le proprietà dei degli elementi sul fronte e sul contorno, qualora siano presenti interventi di preconsolidamento.

Per ogni metro scavato il programma memorizza gli spostamenti in direzione radiale in corrispondenza della sezione di controllo riportata nel riquadro D della fig. seguente. In tal modo si riescono a determinare le curve di convergenza del cavo per distanze del fronte da - 50 a + 50 m rispetto alla sezione di riferimento.



Si determinano infine, in particolare, il valore dello spostamento radiale ed il valore del raggio plastico all'atto dell'installazione del prerivestimento, che saranno impiegati nel secondo modello, l'*analisi trasversale*.

Costruendo un modello costituito da 1 m lineare di sviluppo di galleria, infatti, si ottengono le curve delle convergenze radiali in funzione della pressione di confinamento; imponendo l'installazione del prerivestimento in corrispondenza dello spostamento radiale determinato con la precedente analisi si calcolano le pressioni e gli spostamenti a cui sarà soggetto lo stesso.

Le curve ottenute dai due modelli sono quindi correlate per determinare i coefficienti di rilassamento percentuali sul fronte di scavo e all'atto dell'installazione del prerivestimento.

In conclusione, con riferimento al metodo proposto, per ogni sezione di calcolo si sono determinate:

- curva GRC (Ground Reaction Curve) o curva caratteristica del cavo
- curva LDP (Longitudinal Displacement Profile) o curva “convergenza-distanza dal fronte”

dalle quali è stato possibile ottenere:

- u_r Spostamento radiale del cavo
- q Pressione interna del cavo
- λ Rilascio tensionale

La determinazione delle due curve suddette consente l'individuazione delle percentuali di rilascio delle forze di scavo, che saranno adottate nel calcolo numerico. Si riportano di seguito i risultati, evidenziando come le analisi assialsimmetriche sono state svolte solo per le sezioni tipo calcolate in contesti di alta copertura in quanto riconducibili verosimilmente alle condizioni di assialsimmetria (modesta influenza del gradiente delle tensioni). Le stesse analisi non sono state eseguite per la stima dei rilasci da utilizzare per la sezioni in modeste coperture, che non sono compatibili con l'ipotesi fondamentale di simmetria cilindrica. Per il dimensionamento degli elementi di rivestimento delle suddette sezioni tipo sono stati assunti dei fattori di rilascio cautelativi.

PROGETTAZIONE ATI:

12.1.1. SEZIONE B0C/B0VC (ALTE COPERTURE) – TRATTA 5

DATI DI INPUT						
R_0 [m]	γ [kN/m ³]	u [-]	c' [KPa]	ϕ' [°]	E' [GPa]	H [m]
7.03	26	0.25	214	33	2.9	70

I valori di resistenza e deformabilità utilizzati nell'analisi sono i valori medi degli ammassi interessati nella sezione di calcolo, ovvero si è utilizzato un GSI=50 (media del range sopra definito).

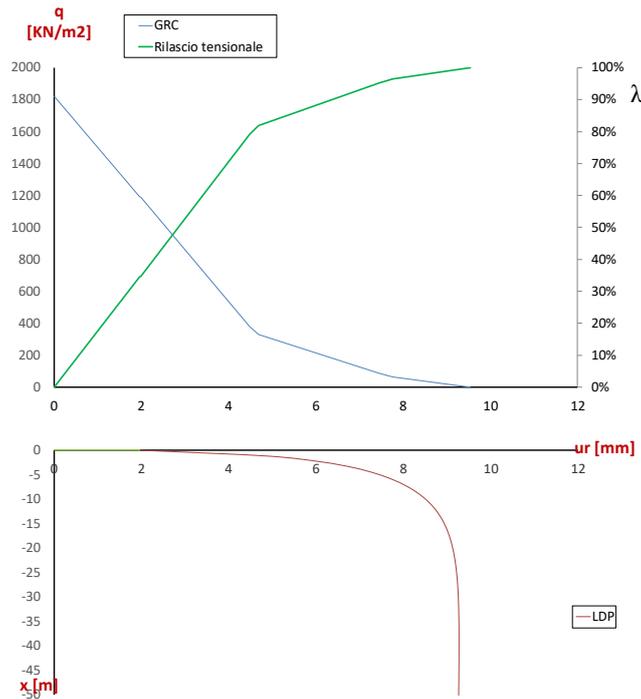


Figura 12-1: Curve GRC e LDP per la valutazione dei rilasci tensionali nelle varie fasi di analisi

FASE	DESCRIZIONE	λ
Fase 0	Fase litostatica e apertura fronte scavo	0.00
Fase 1	Preconvergenza massima	0.34
Fase 2	Primo sfondo (terreno non sostenuto)	0.82
Fase 3	Installazione del prerivestimento (centine+spritz 48h)	0.88
Fase 4	Completa maturazione dello spritz (spritz 28gg)	0.95
Fase 5	Getto arco rovescio	0.95
Fase 6	Getto calotta e decadimento parziale prerivestimento	1.00
Fase 7	Decadimento totale del prerivestimento	1.00
Fase 8	Carico idraulico	1.00

PROGETTAZIONE ATI:

12.1.2. SEZIONE C1C (BASSE COPERTURE) – TRATTA 4

Si riportano di seguito i rilasci tensionali utilizzati per l'analisi piana.

Tabella 11.1-12.1 rilasci tensionali nelle varie fasi di analisi rilasci tensionali nelle varie fasi di analisi

FASE	DESCRIZIONE	λ
Fase 0	Fase litostatica e apertura fronte di scavo	0.00
Fase 1	Preconvergenza massima	0.27
Fase 2	Primo sfondo (terreno non sostenuto)	0.35
Fase 3	Installazione del prerivestimento (centine+spritz 48h)	0.40
Fase 4	Completa maturazione dello spritz (spritz 28gg)	0.50
Fase 5	Getto arco rovescio	0.60
Fase 6	Getto calotta e decadimento parziale prerivestimento	0.70
Fase 7	Decadimento totale del prerivestimento	1.00

12.2. ANALISI PIANE AGLI ELEMENTI FINITI

12.2.1. CRITERI DI MODELLAZIONE

Il calcolo tenso-deformativo della dell'opera è stato effettuato tramite modelli che simulano l'interazione tra terreno e struttura e sono implementati con il codice di calcolo agli elementi finiti Plaxis 2D.

Agli elementi finiti solidi che simulano il comportamento del materiale roccioso e del terreno è stato assegnato un legame costitutivo alla Mohr-Coulomb. I parametri di resistenza e di rigidezza sono tabellati al §Tabella 11.1 Riepilogo tratte galleria Mercatello 2.

Agli elementi strutturali è stato assegnato un comportamento elastico-lineare. In particolare:

- il rivestimento provvisorio della galleria, costituito da spritz-beton e centine, è stato simulato con un elemento tipo "plate" dalle caratteristiche (area, inerzia, e modulo di Young) omogeneizzate allo spritz beton;
- il rivestimento definitivo della galleria è stato modellato con degli elementi solidi, all'interno dei quali è stato inserito un elemento tipo "plate" con caratteristiche di rigidezza decurtate.

Le rigidezze dei rivestimenti provvisori e definitivi adottate nelle varie fasi della modellazione sono state fatte variare in funzione del grado di maturazione del calcestruzzo. Al fine di simulare la galleria nelle condizioni di esercizio, a fine modellazione, è stato considerato il decadimento del rivestimento provvisorio.

Su tutti gli elementi strutturali a contatto con il terreno, sia modellati come elementi solidi, sia con elementi tipo plate, sono stati applicati elementi denominati "interface", la cui funzione è quella di simulare il comportamento dell'interfaccia struttura/terrena; in particolare la superficie di contatto è modellata mediante un opportuno valore del fattore di riduzione (R_{inter}) delle caratteristiche di resistenza e rigidezza del terreno al contatto con l'elemento strutturale.

PROGETTAZIONE ATI:

Lo scavo della galleria è stato simulato con il ricorso alla fasistica e ai rilasci tensionali illustrati al §12

12.2.2. RISULTATI VERIFICHE STRUTTURALI

Il comportamento del sistema opera-terreno è stato analizzato nelle diverse fasi costruttive fino alla configurazione finale ed in condizioni di esercizio. Le analisi sono mirate alla previsione del comportamento deformativo al contorno dello scavo e dei carichi attesi sui sostegni provvisori e sui rivestimenti definitivi.

Le verifiche SLU strutturali sono state eseguite, in accordo con la combinazione 1 di coefficienti parziali, adottandone i valori indicati nella Tabella 6.2.I delle NTC 2018 e verificando il soddisfacimento della condizione:

$$E_d \leq R_d$$

con R_d la resistenza di progetto ed E_d l'effetto dell'azione di calcolo.

Per il **rivestimento provvisorio**, si verifica la resistenza dell'insieme centine+spritz:

- verifiche con combinazione allo **SLU** (cfr. Paragrafo 2.5.3 NTC2018 – eq. 2.5.1)
- le sollecitazioni sono “catturate” al termine della **fase 3**

Per il **rivestimento definitivo**, si verifica la resistenza di una sezione in calcestruzzo di base pari ad un metro e altezza variabile in base alla sezione di calcolo:

- verifiche a pressoflessione con combinazione allo **SLU** per sezioni armate
- verifiche a taglio con combinazione allo **SLU** per sezioni armate
- verifiche a sforzo normale e taglio allo **SLU** per sezioni non armate
- verifiche a pressoflessione con combinazione **sismica** (se presente) per sezioni armate
- verifiche a taglio con combinazione **sismica** per sezioni armate
- le sollecitazioni sono “catturate” al termine della **fase 7**

Tutte le sezioni sono caratterizzate da un copriferro superiore ed inferiore pari a 5 cm e sono dotate di armatura simmetrica ($A_s = A'_s$).

Le verifiche a pressoflessione per sezioni armate sono state svolte in forma grafica definendo i domini di resistenza N-M e confrontando le sollecitazioni con le resistenze. Quelle per sezioni non armate sono riportate in forma tabellare.

Le verifiche a taglio dei rivestimenti definitivi armati sono state condotte dapprima considerando sezioni non armate a taglio (cfr. §4.1.2.3.5.1 delle NTC 2018) con la seguente formulazione:

$$V_{rd} = \max \left\{ \left[\frac{0.18k(\rho_l 100f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0.15\sigma_{cp} \right] b_w d; (v_{\min} + 0.15\sigma_{cp}) b_w d \right\}$$

Per il significato di tutti i termini si rimanda all'equazione 4.1.23 delle NTC 2018.

Le verifiche delle sezioni armate a taglio sono state condotte secondo le prescrizioni del paragrafo 4.1.2.3.5.2 delle NTC 2018, questa volta con riferimento al più alto dei valori di taglio agente V_{sd} .

Il valore di sollecitazione normale agente (e dunque il conseguente valore di σ_{cp} nelle formule adottate) è quello corrispondente alla sezione in cui è operata la verifica, vale a dire quella in cui la sollecitazione tagliante è massima.

I valori del taglio resistente *lato acciaio* e *lato calcestruzzo* sono stati calcolati in accordo con le formule riportate al paragrafo 4.1.2.3.5.2 delle NTC 2018 e che qui di seguito vengono brevemente richiamate. È stato fatto sempre riferimento a staffe con inclinazione α pari a 90°.

PROGETTAZIONE ATI:

$$V_{Rsd} = 0.9 d \frac{A_{sw}}{s} f_{yd} (\cot \alpha + \cot \theta) \sin \alpha ; V_{Rcd} = 0.9 d b_w \alpha_c v_f \frac{(\cot \alpha + \cot \theta)}{1 + \cot^2 \theta} \sin \alpha$$

Per le sezioni non armate, la verifica a taglio è condotta facendo riferimento al §4.1.11 delle NTC 2018.

Nei paragrafi che seguono vengono sintetizzate le verifiche del rivestimento provvisorio e quelle del rivestimento definitivo. Si riporta inoltre una sintesi delle armature adottate a valle del calcolo:

Tabella 12.2: sintesi armature

Sezione tipo	Porzione rivestimento	Armatura longitudinale	Armatura a taglio
A	calotta	non armata	non armata
	arco rovescio	Φ14/20	Φ12/40/40
Ac	calotta	non armata	non armata
	arco rovescio	Φ14/20	Φ12/40/40
B0/B0v	calotta	Φ16/20	Φ12/40/40
	arco rovescio	Φ18/20	Φ12/40/40
B0c/B0vc	calotta	Φ16/20	Φ12/40/40
	arco rovescio	Φ18/20	Φ12/40/40
C1c	calotta	Φ20/20	Φ14/40/40
	arco rovescio	Φ20/20	Φ14/40/40

12.2.2.1. Sezione tipo C1c

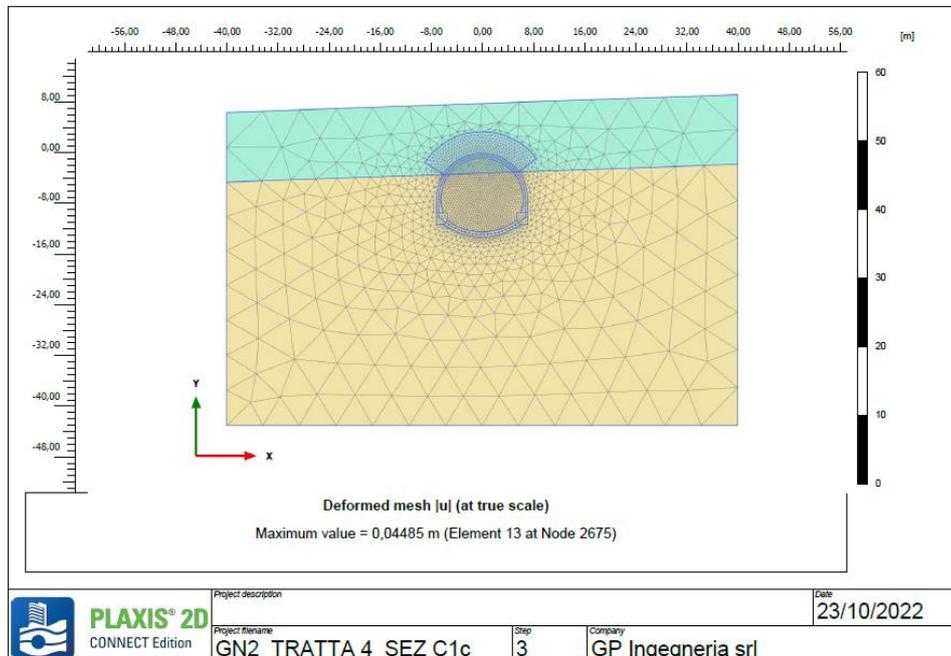


Figura 12-2: griglia di discretizzazione – fase 0

PROGETTAZIONE ATI:

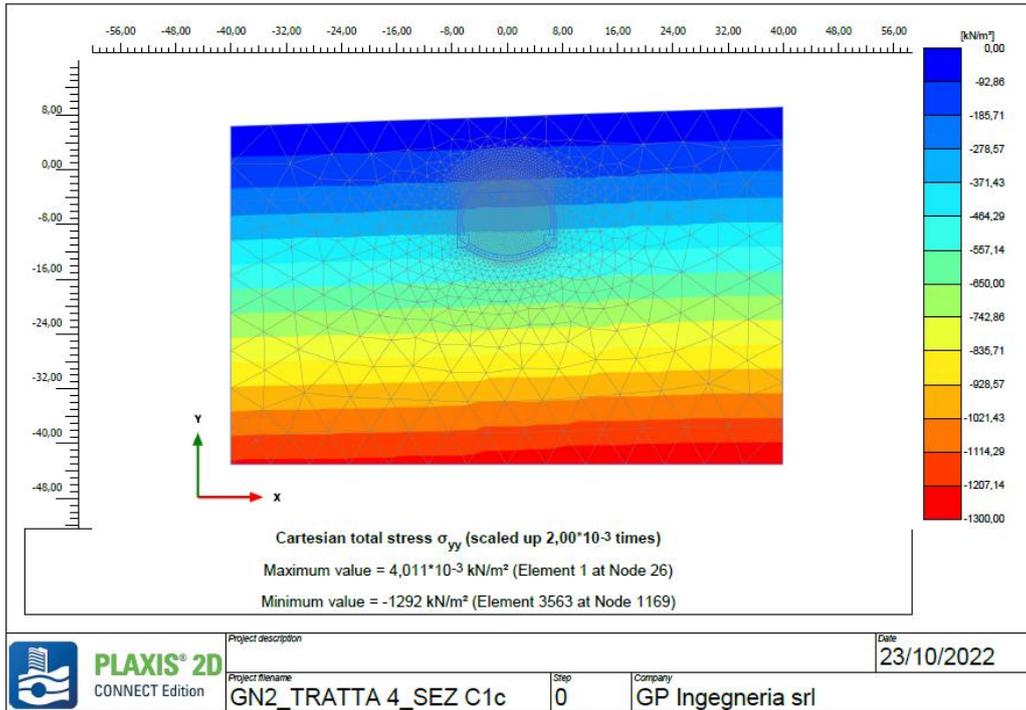


Figura 12-3: diagramma delle tensioni verticali – fase 0

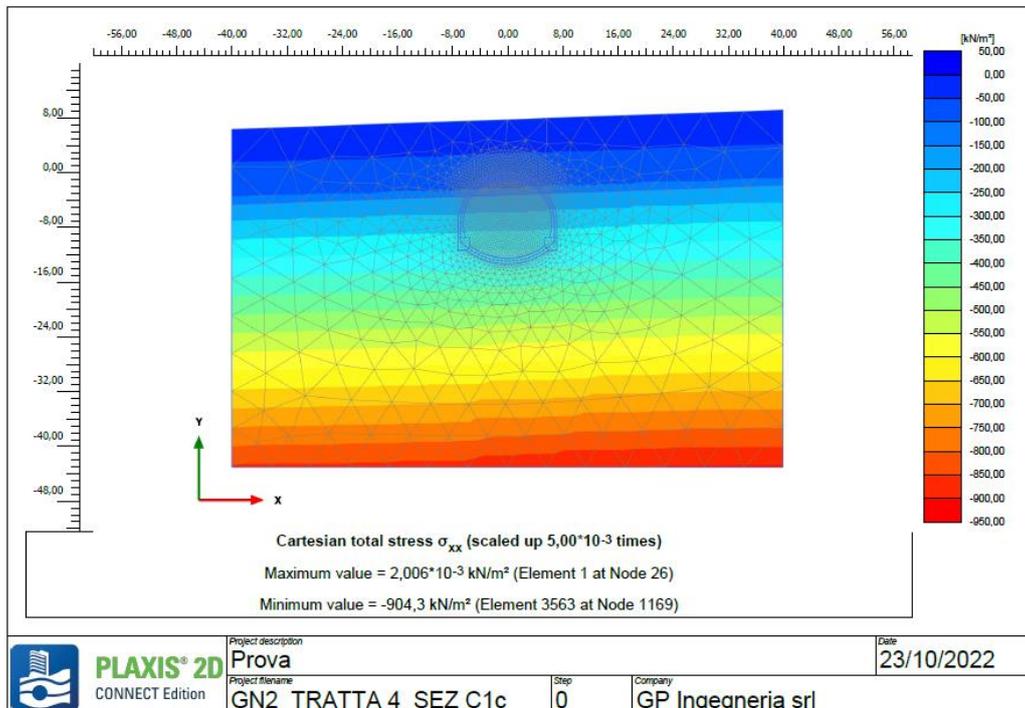


Figura 12-4: diagramma delle tensioni orizzontali – fase 0

PROGETTAZIONE ATI:

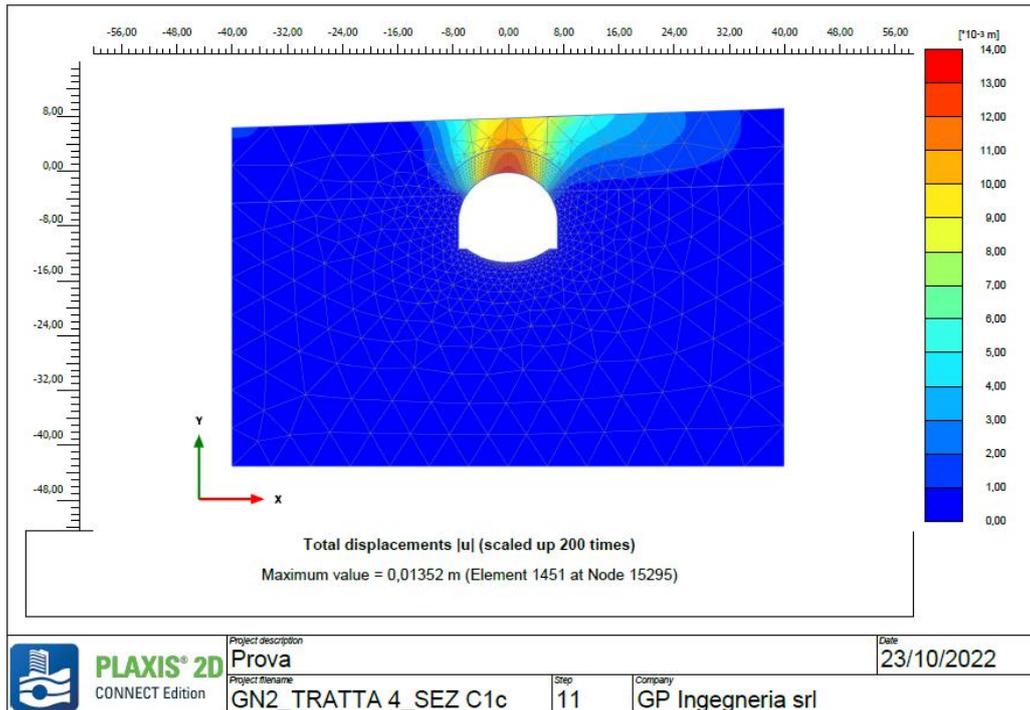


Figura 12-5: spostamenti– fase 2

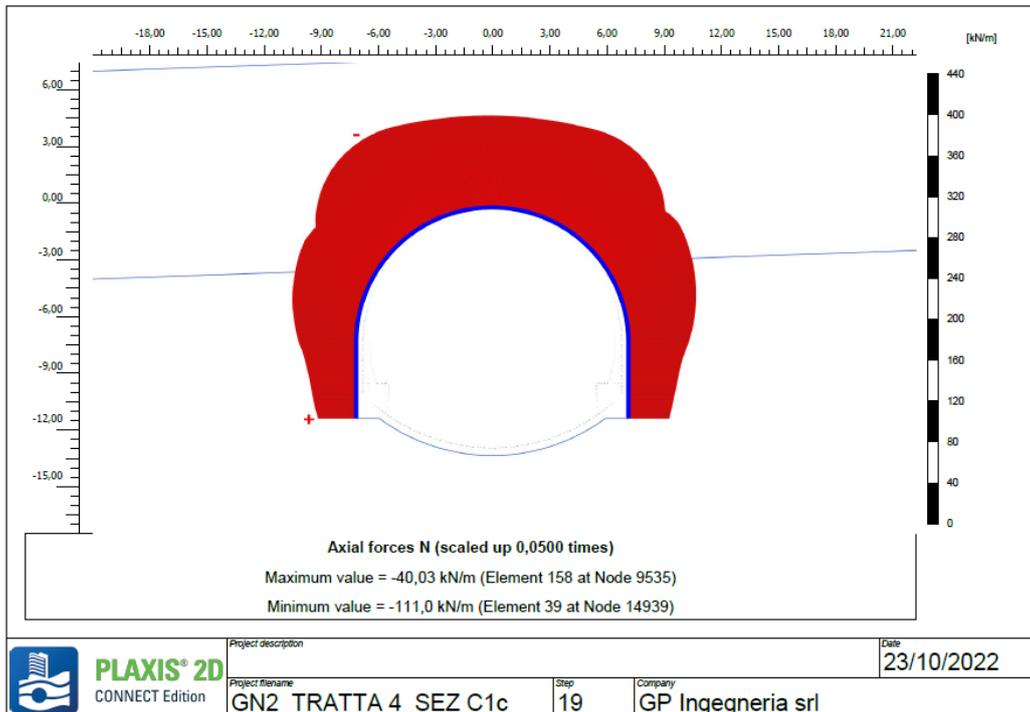


Figura 12-6: diagramma dello sforzo normale – fase 3

PROGETTAZIONE ATI:

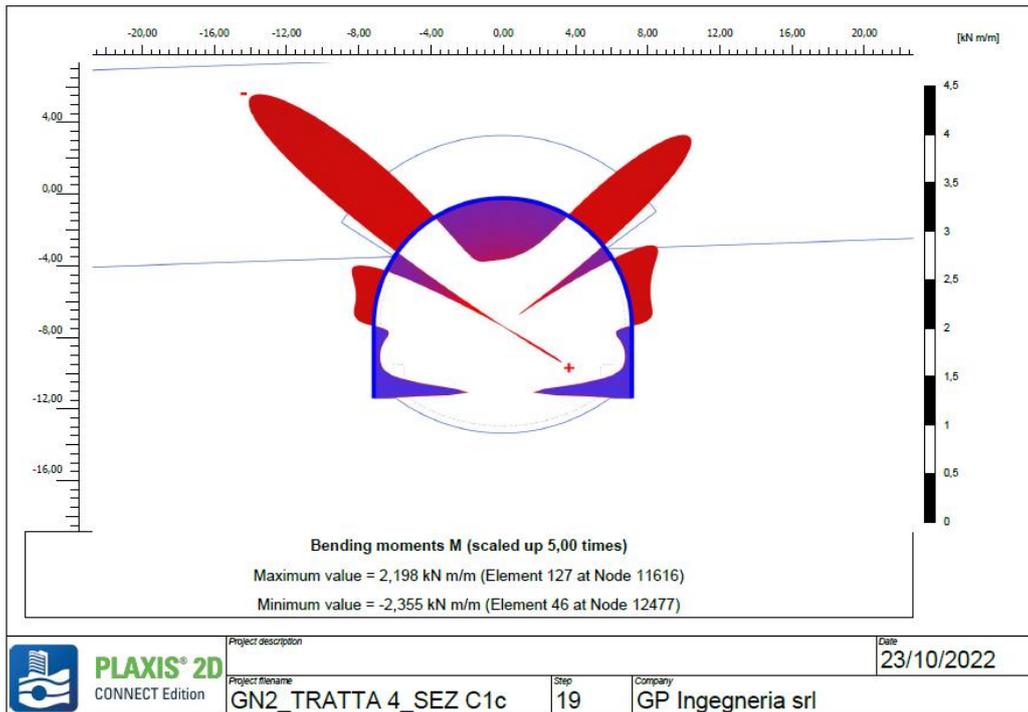


Figura 12-7: diagramma del momento flettente– fase 3

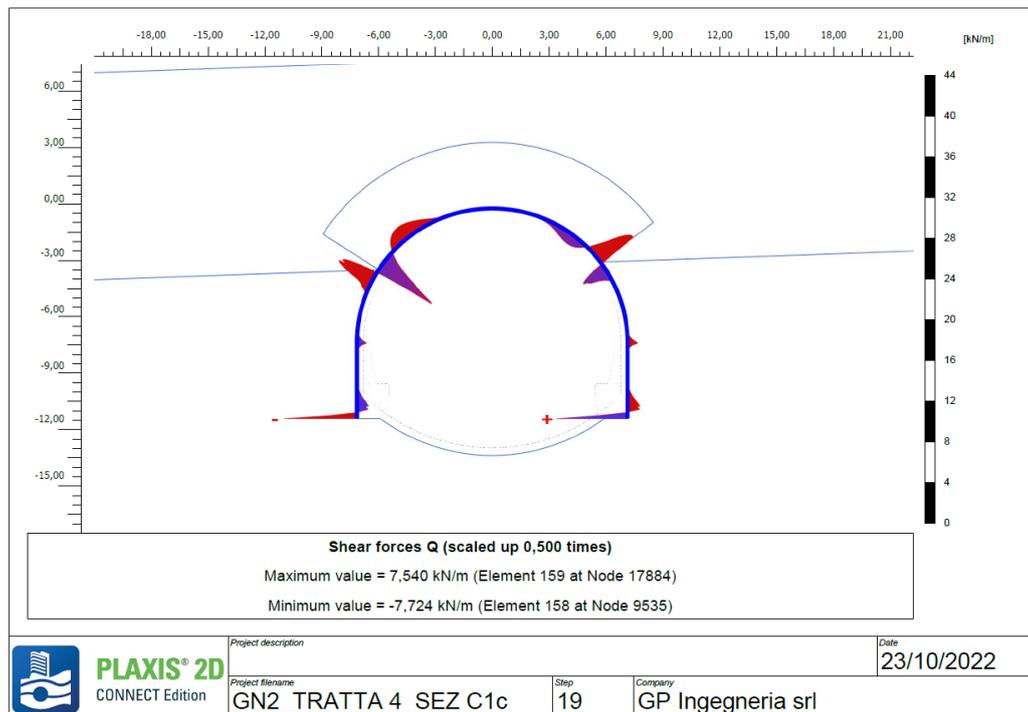


Figura 12-8: diagramma del taglio – fase 3

PROGETTAZIONE ATI:

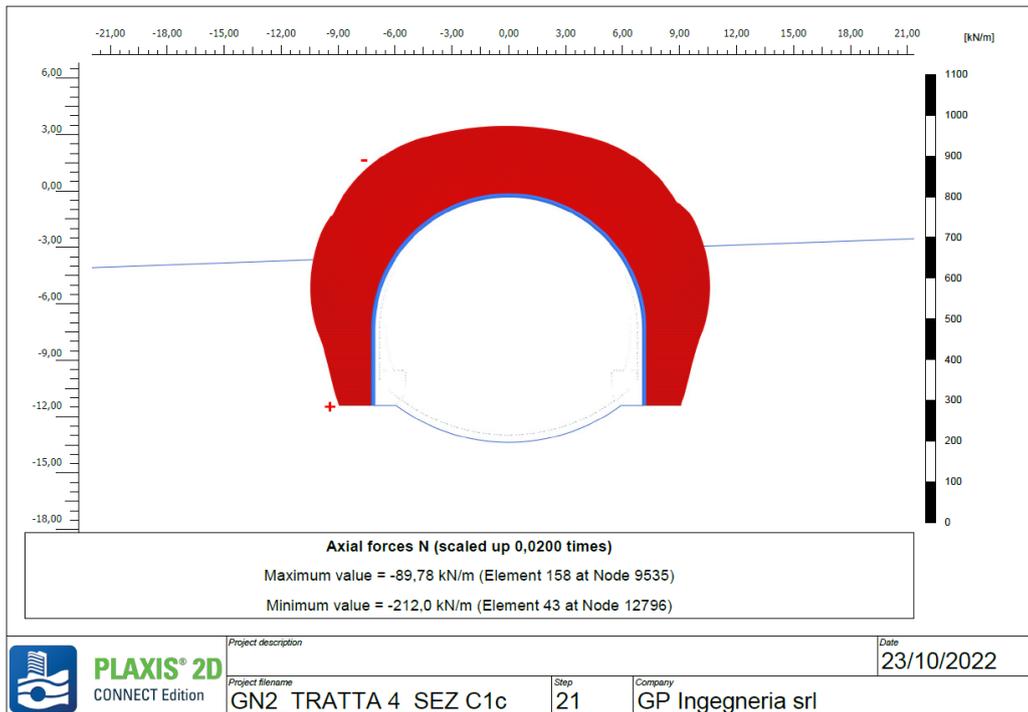


Figura 12-9: diagramma dello sforzo normale – fase 4

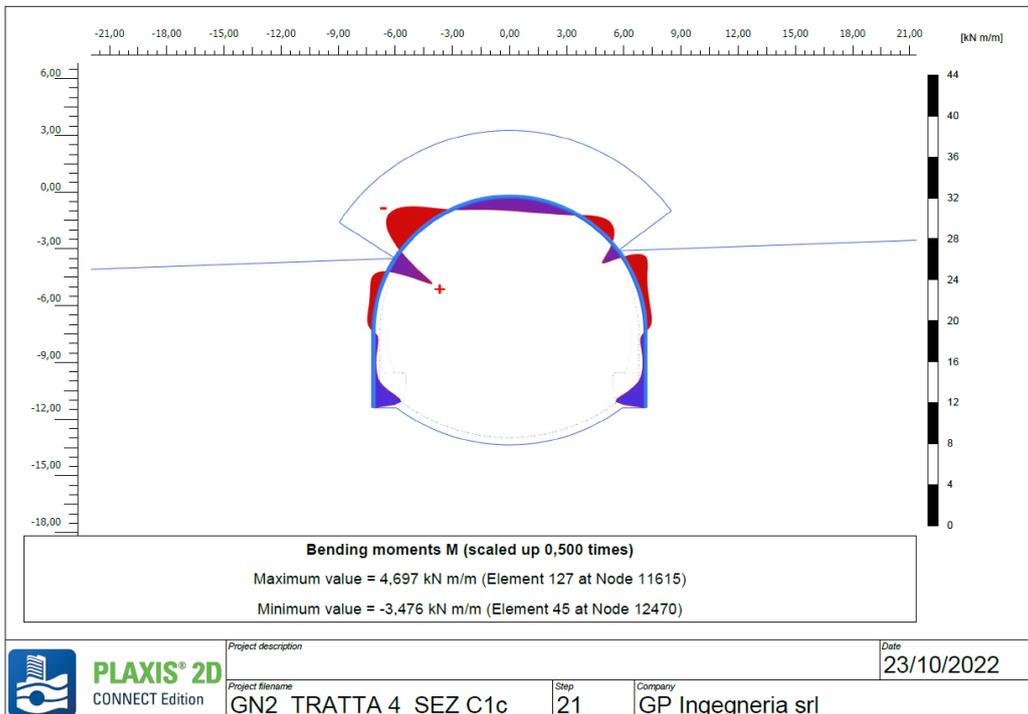


Figura 12-10: diagramma del momento flettente – fase 4

PROGETTAZIONE ATI:

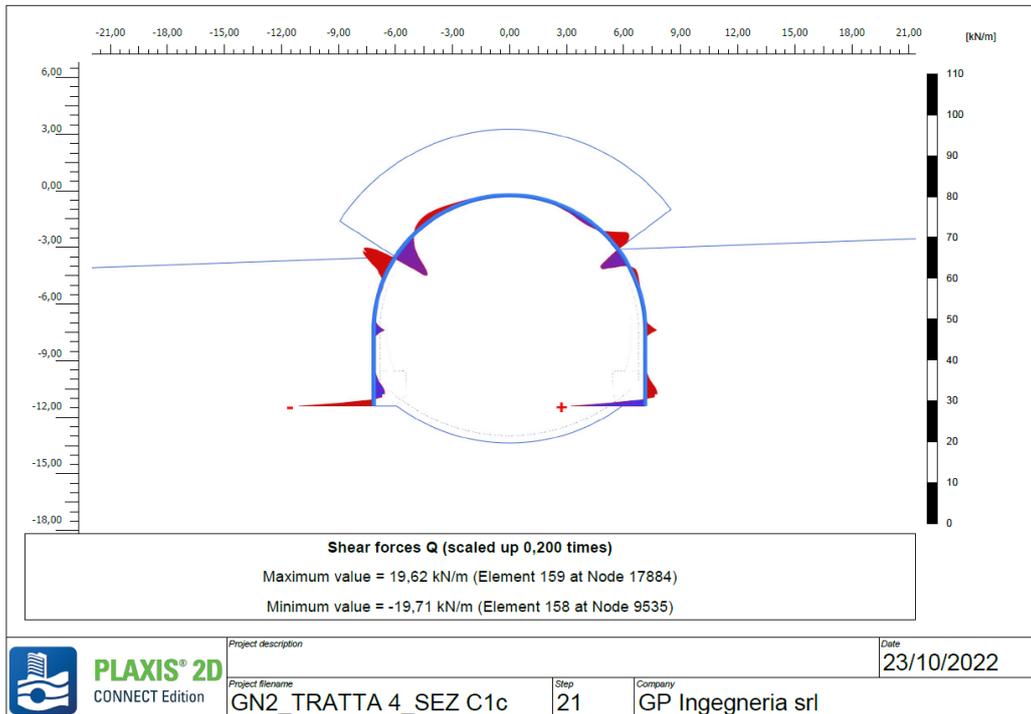


Figura 12-11: diagramma del taglio – fase 4

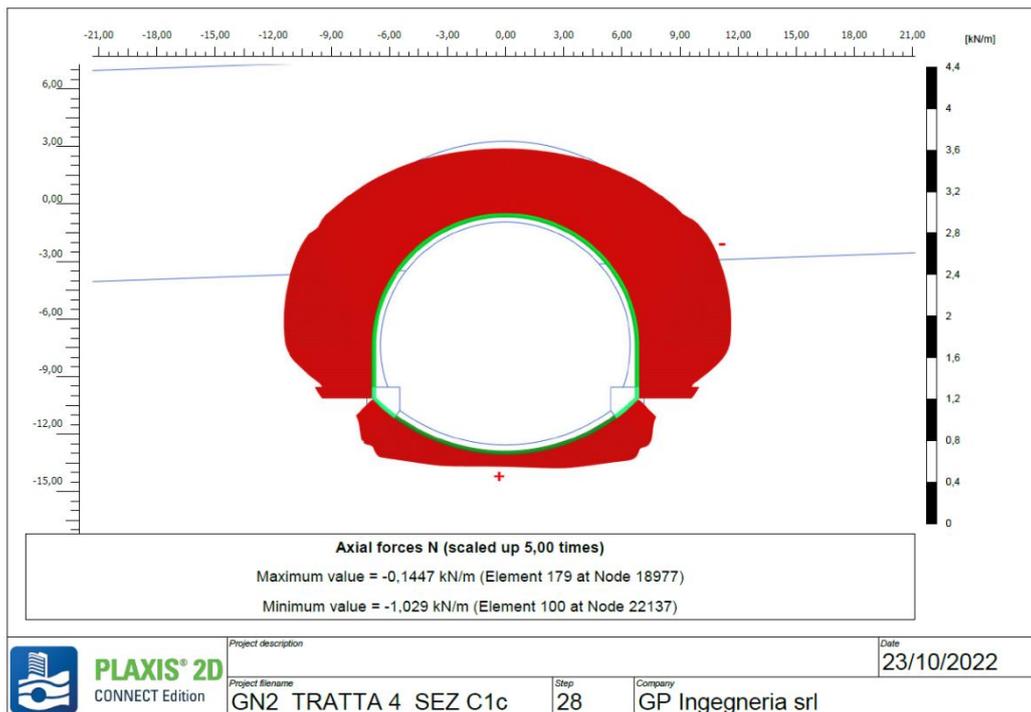


Figura 12-12: : diagramma dello sforzo normale (EI/1000) – fase 7

PROGETTAZIONE ATI:

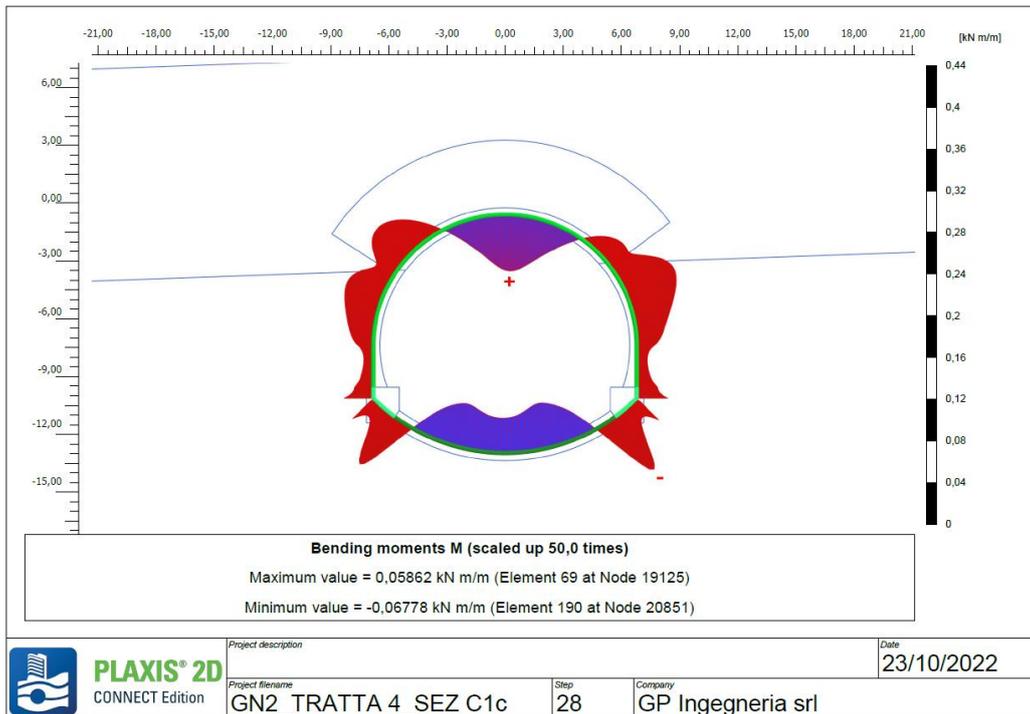


Figura 12-13: diagramma del momento flettente (EI/1000) – fase 7

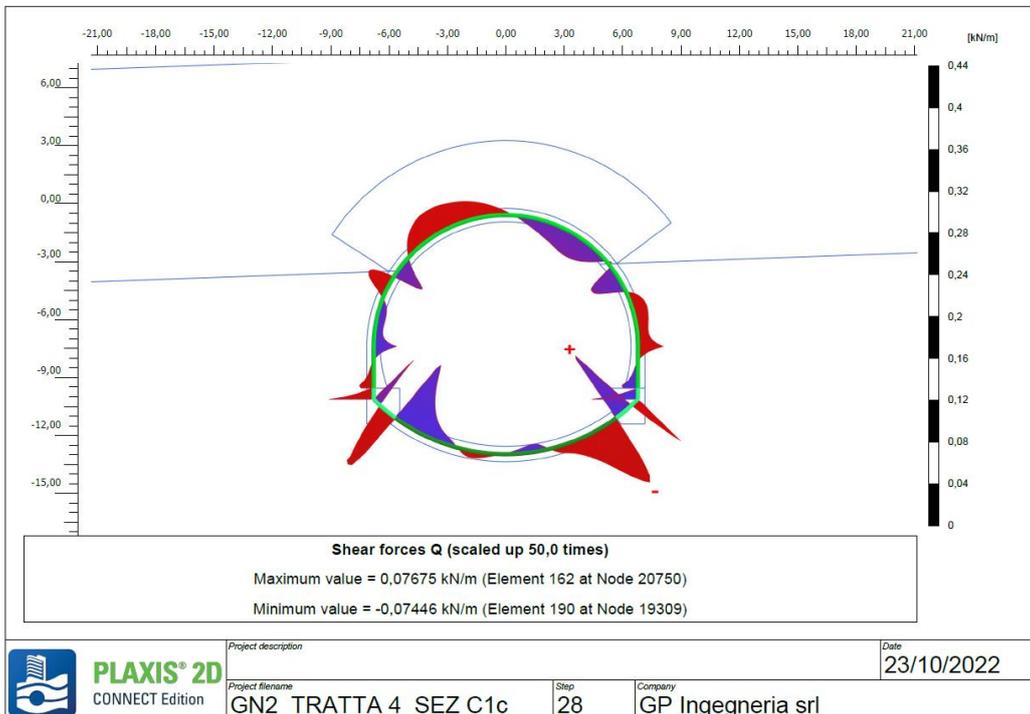


Figura 12-14: diagramma del taglio (EI/1000) – fase 7

PROGETTAZIONE ATI:

Verifica del rivestimento provvisorio

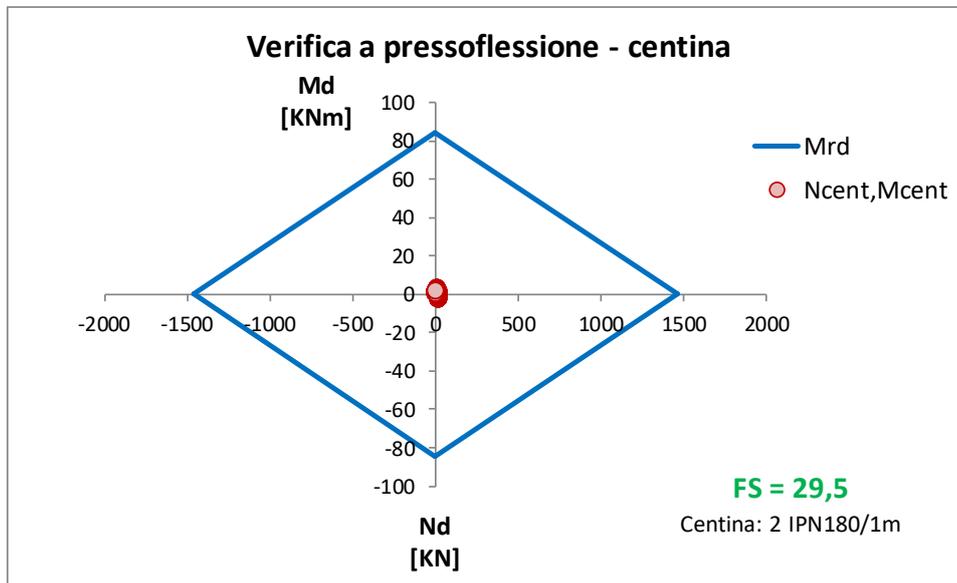


Figura 12-15: dominio M-N (solo centine) – fase 3

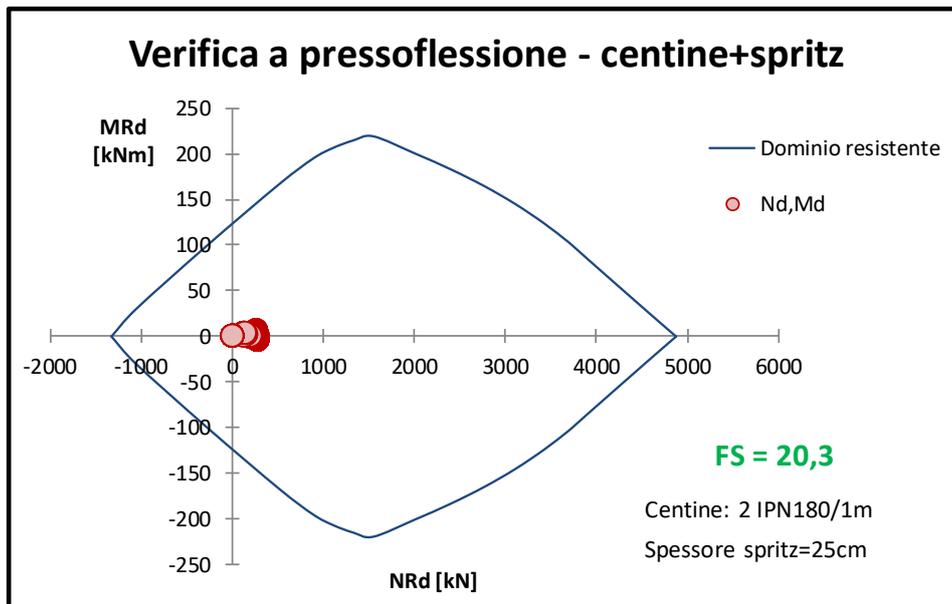


Figura 12-16: dominio M-N (centine+spritz 28gg) – fase 4

PROGETTAZIONE ATI:

Verifica del rivestimento definitivo (calotta)

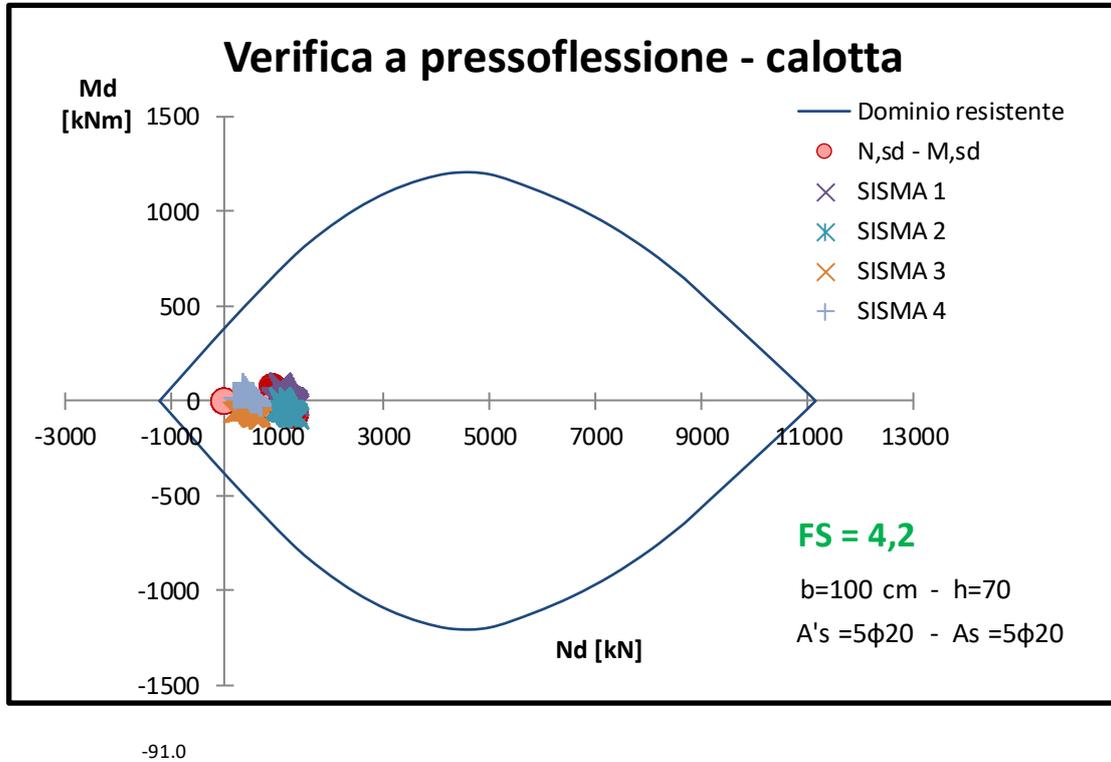


Figura 12-17: dominio M-N (calotta) – fase 7

Taglio resistente nelle sezioni con armatura trasversale a taglio

Taglio ag		$V_{Ed} = 41.0$	kN
Altezza della sezione	h =	700	mm
Copriferro della sezione	$\delta =$	50	mm
Altezza utile della sezione	d =	650	mm
Diametro degli spilli	$d_w =$	14	mm
Numero di braccia	$n_w =$	2.5	n° spilli /m (direzione long.)
Area totale spilli	$A_{sw} =$	384.65	mm ²
Passo degli spilli	s =	400	mm
Inclinazione delle staffe	$\alpha =$	90	deg
Inclinazione delle bielle compresse	$\theta =$	21.8	deg
Larghezza minima della sezione	$b_w =$	1000	mm
Coeff. maggiorativo per sezioni compresse	$\alpha_c =$	1.2	
Resistenza di calcolo a "taglio-trazione"	$V_{Rsd} =$	550.4	kN
Resistenza di calcolo a "taglio-compressione"	$V_{Rcd} =$	1992.3	kN
Resistenza a taglio della sezione	$V_{Rd} =$	550.4	kN

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$$

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

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

Esito della verifica **soddisfatta**

Figura 12-18: verifica a taglio (calotta) – fase 7

PROGETTAZIONE ATI:

Verifica del rivestimento definitivo (arco rovescio e murette)

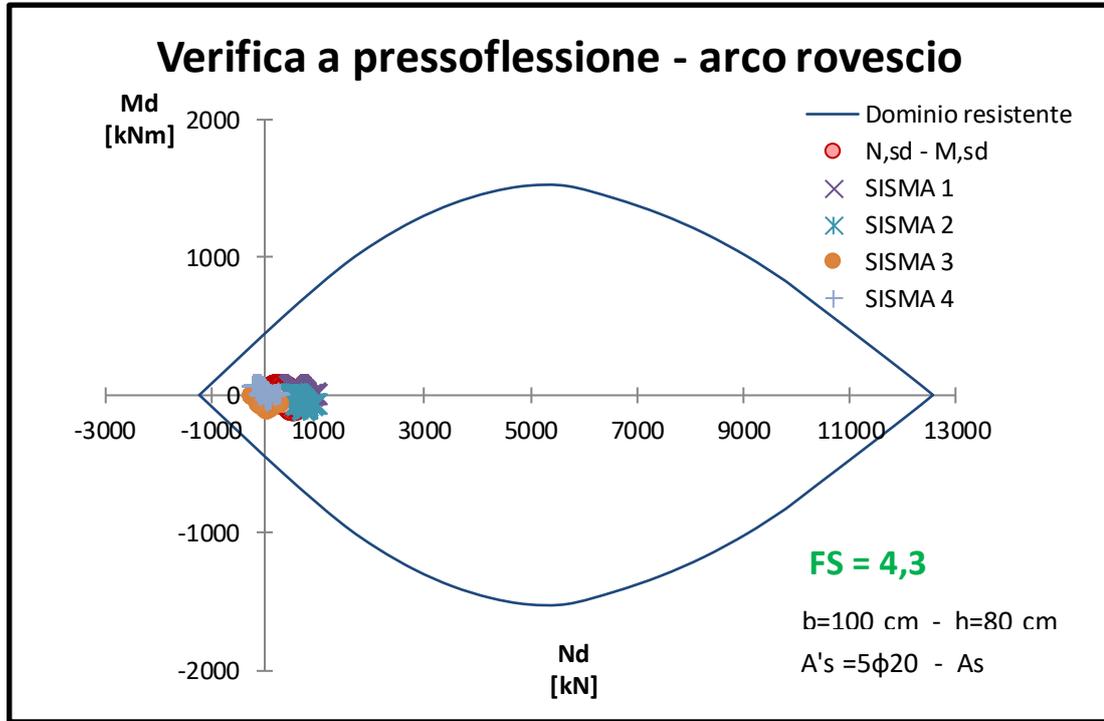


Figura 12-19: dominio M-N (arco rovescio) – fase 7

Taglio resistente nelle sezioni con armatura trasversale a taglio

Taglio ag $V_{Ed} = 96.802895 \text{ kN}$

Altezza della sezione	h = 800 mm	
Copriferro della sezione	δ = 50 mm	
Altezza utile della sezione	d = 750 mm	
Diametro degli spilli	d _w = 14 mm	
Numero di braccia	n _w = 2.5	n° spilli / m (direzione long.)
Area totale spilli	A _{sw} = 384.65 mm ²	
Passo degli spilli	s = 400 mm	passo in direzione trasv.
Inclinazione delle staffe	α = 90 deg	cot(θ) = 2.5015776 1 ≤ cot(θ) ≤ 2.5 21.8° ≤ θ ≤ 45°
Inclinazione delle bielle compresse	θ = 21.8 deg	
Larghezza minima della sezione	b _w = 1000 mm	
Coeff. maggiorativo per sezioni compresse	α _c = 1.2	
Resistenza di calcolo a "taglio-trazione"	V _{Rsd} = 635.0 kN	$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$
Resistenza di calcolo a "taglio-compressione"	V _{Rcd} = 2298.8 kN	$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$
Resistenza a taglio della sezione	V _{Rd} = 635.0 kN	$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$

Esito della verifica **soddisfatta**

Figura 12-20: verifica a taglio (arco rovescio) – fase 7

PROGETTAZIONE ATI:

Taglio resistente nelle sezioni con armatura trasversale a taglio			
	Taglio ag	$V_{Ed} = 99.773615 \text{ kN}$	
Altezza della sezione	h =	800 mm	
Copriferro della sezione	$\delta =$	50 mm	
Altezza utile della sezione	d =	750 mm	
Diametro degli spilli	$d_w =$	16 mm	
Numero di braccia	$n_w =$	2.0	n° spilli /m (direzione long.)
Area totale spilli	$A_{sw} =$	401.92 mm ²	
Passo degli spilli	s =	200 mm	passo in direzione long.
Inclinazione delle staffe	$\alpha =$	90 deg	$\cot(\theta) = 2.5$ $1 \leq \cot(\theta) \leq 2.5$ $21.8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$
Inclinazione delle bielle compresse	$\theta =$	21.8 deg	
Larghezza muretta	$b_w =$	1000 mm	
Coeff. maggiorativo per sezioni compresse	$\alpha_c =$	1.2	
Resistenza di calcolo a "taglio-trazione"	$V_{Rsd} =$	1327.1 kN	$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$
Resistenza di calcolo a "taglio-comprensione"	$V_{Rcd} =$	2298.8 kN	$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$
Resistenza a taglio della sezione	$V_{Rd} =$	1327.1 kN	$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$
Esito della verifica	soddisfatta		

Figura 12-21: verifica a taglio (murette) – fase 7

Sintesi verifiche

Si riportano di seguito le sollecitazioni e le resistenze utilizzate per le verifiche a pressoflessione dei rivestimenti provvisori e definitivi. Per il valore del momento resistente si assume cautelativamente quello che si ottiene nella condizione di flessione pura (N=0).

RIVESTIMENTO	MOMENTO SOLLECITANTE	MOMENTO RESISTENTE	FATTORE DI SICUREZZA
	M_{ed}	M_{rd}	FS
	[kN]	[kN]	[-]
Centine	2.9	84.3	29.5
Centine + spritz	6.1	124	20.3
Calotta	91	385	4.2
Arco rovescio e murette	102.8	447	4.3

12.2.2.1. Sezioni tipo B0c

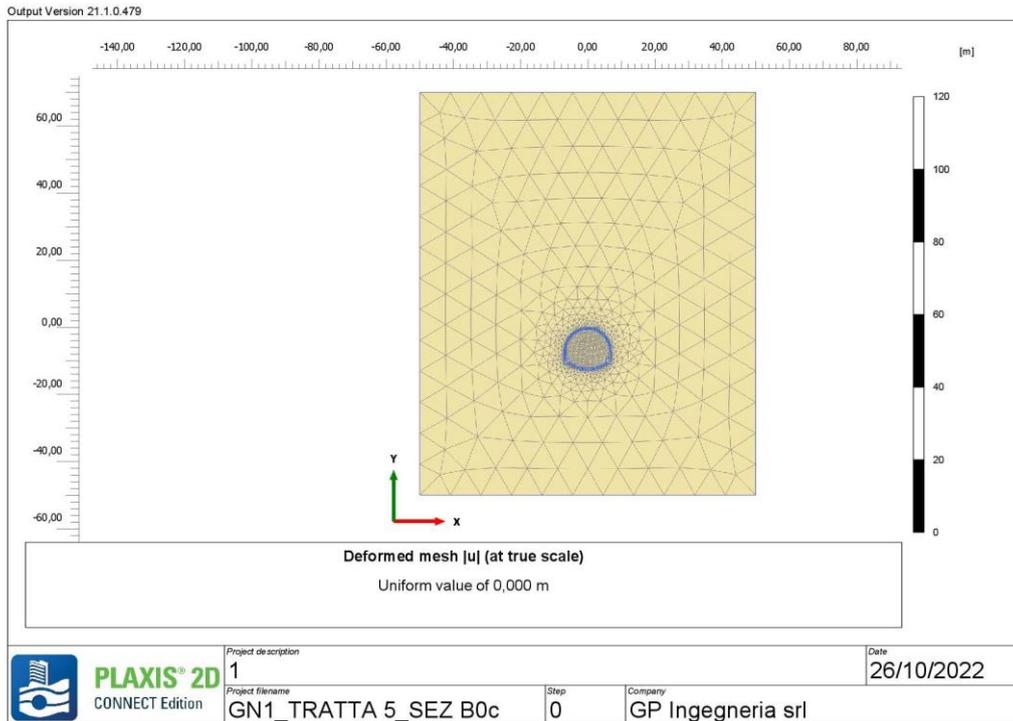


Figura 12-22: griglia di discretizzazione – fase 0

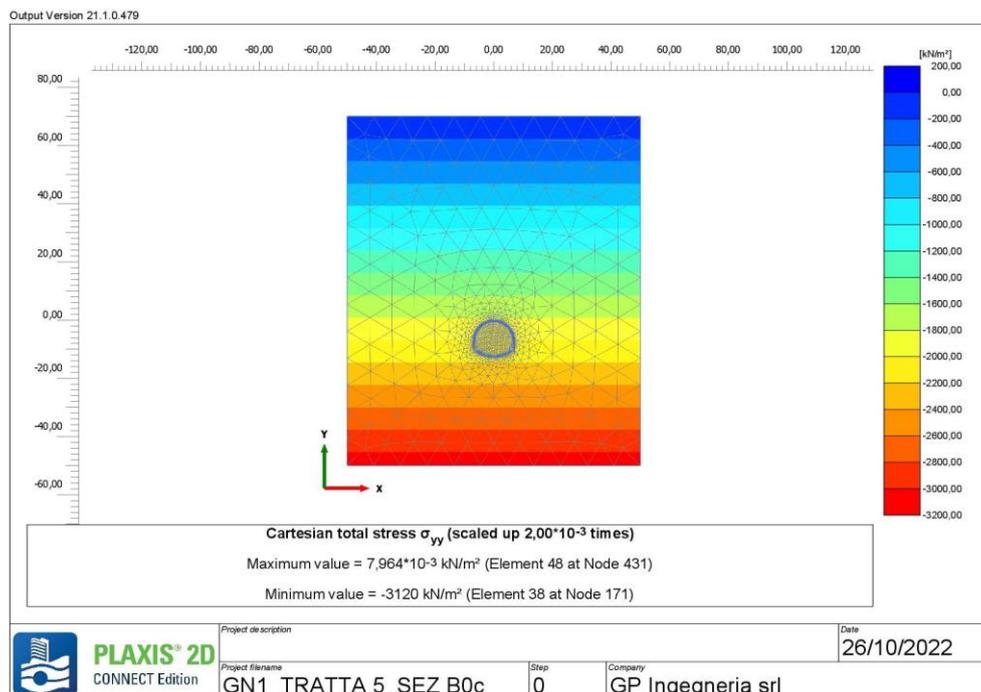


Figura 12-23: diagramma delle tensioni verticali – fase 0

PROGETTAZIONE ATI:

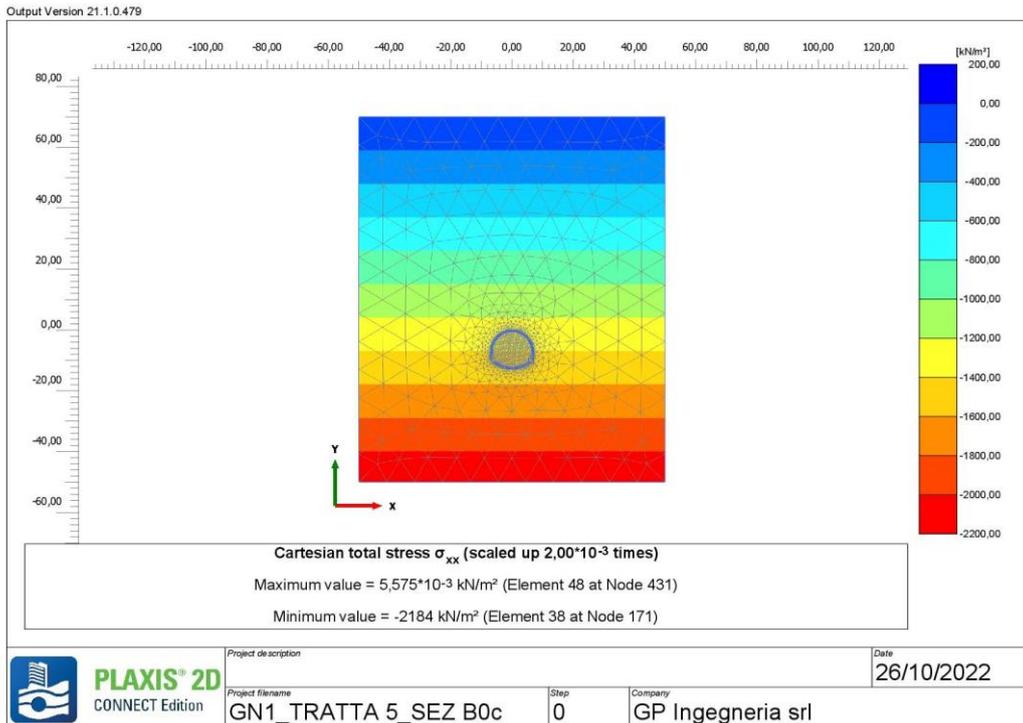


Figura 12-24: diagramma delle tensioni orizzontali – fase 0

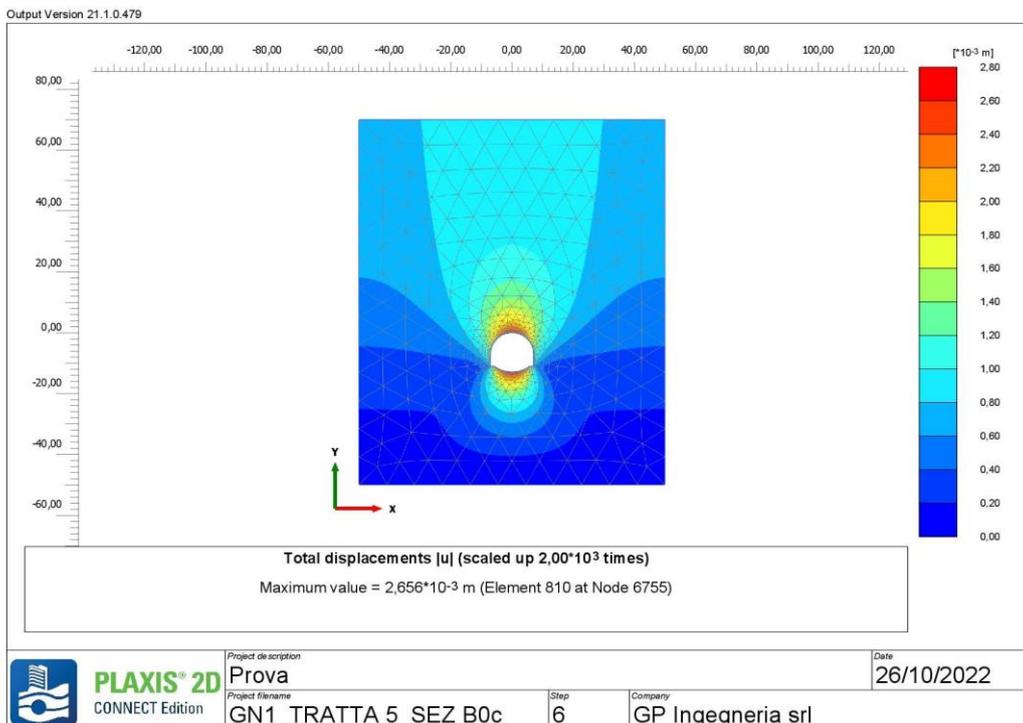


Figura 12-25: spostamenti– fase 2

PROGETTAZIONE ATI:

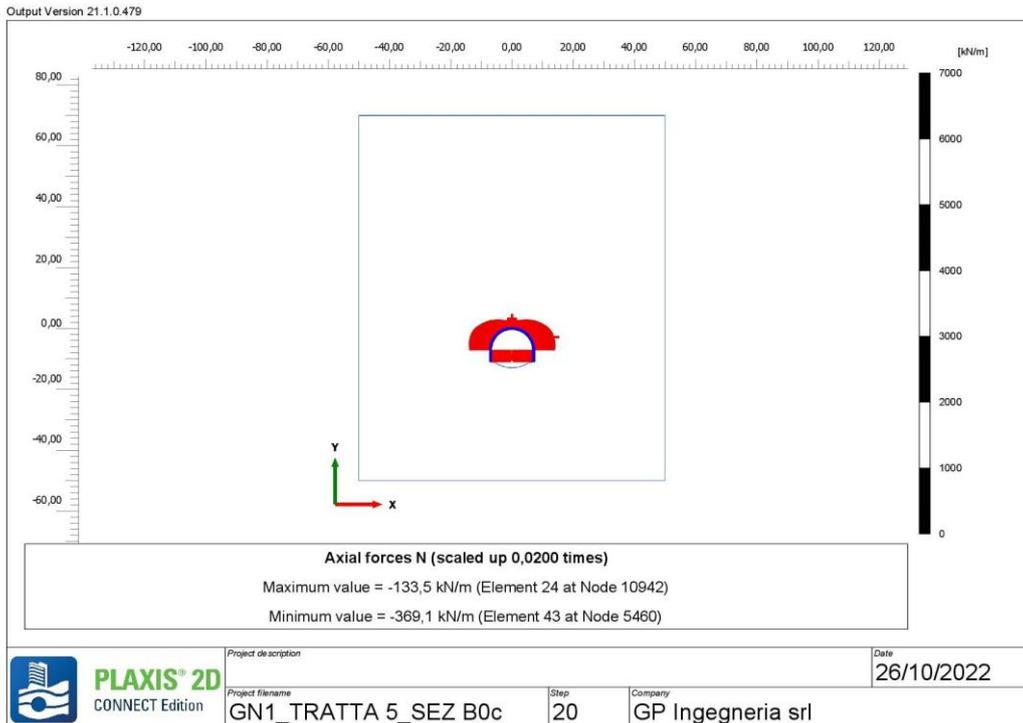


Figura 12-26: diagramma dello sforzo normale – fase 3

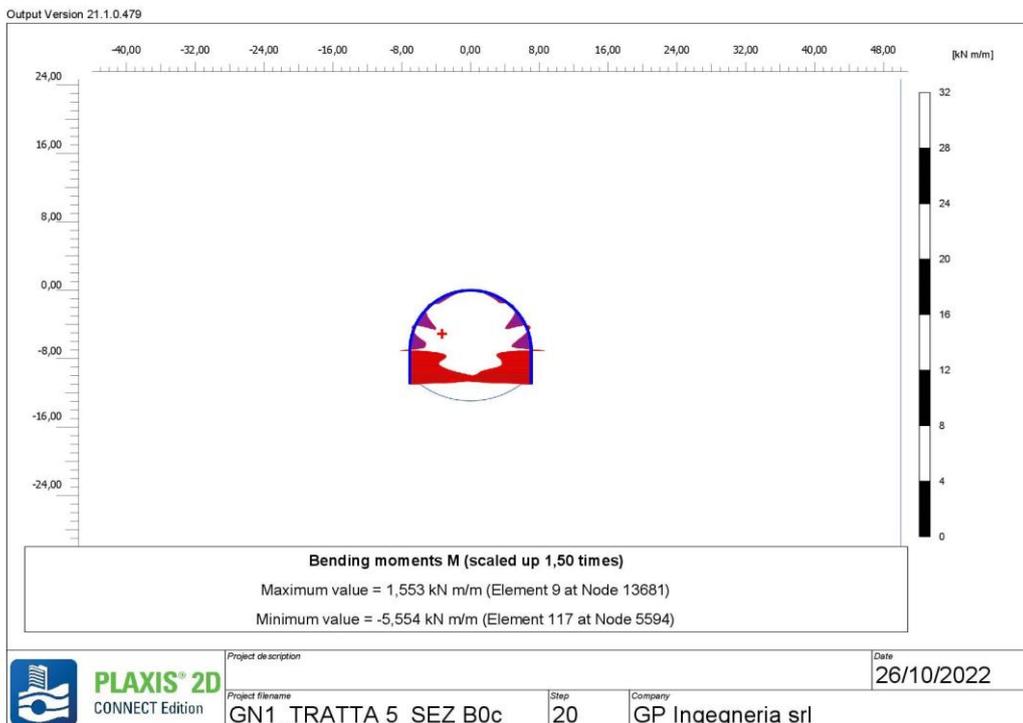


Figura 12-27: diagramma del momento flettente– fase 3

PROGETTAZIONE ATI:

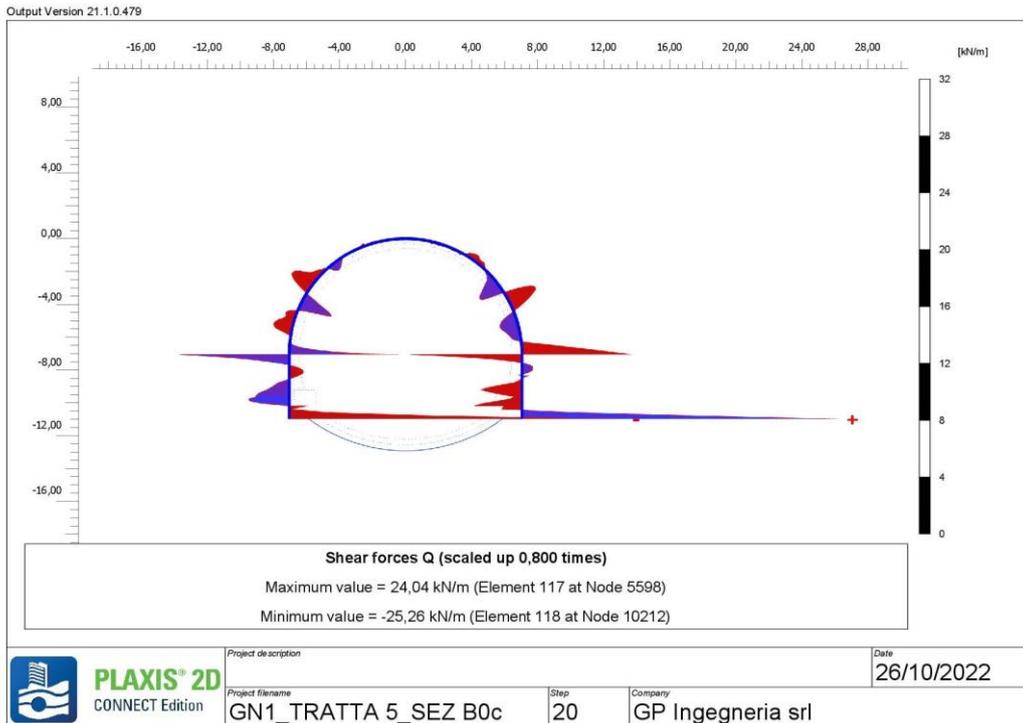


Figura 12-28: diagramma del taglio– fase 3



Figura 12-29: diagramma dello sforzo normale – fase 4

PROGETTAZIONE ATI:

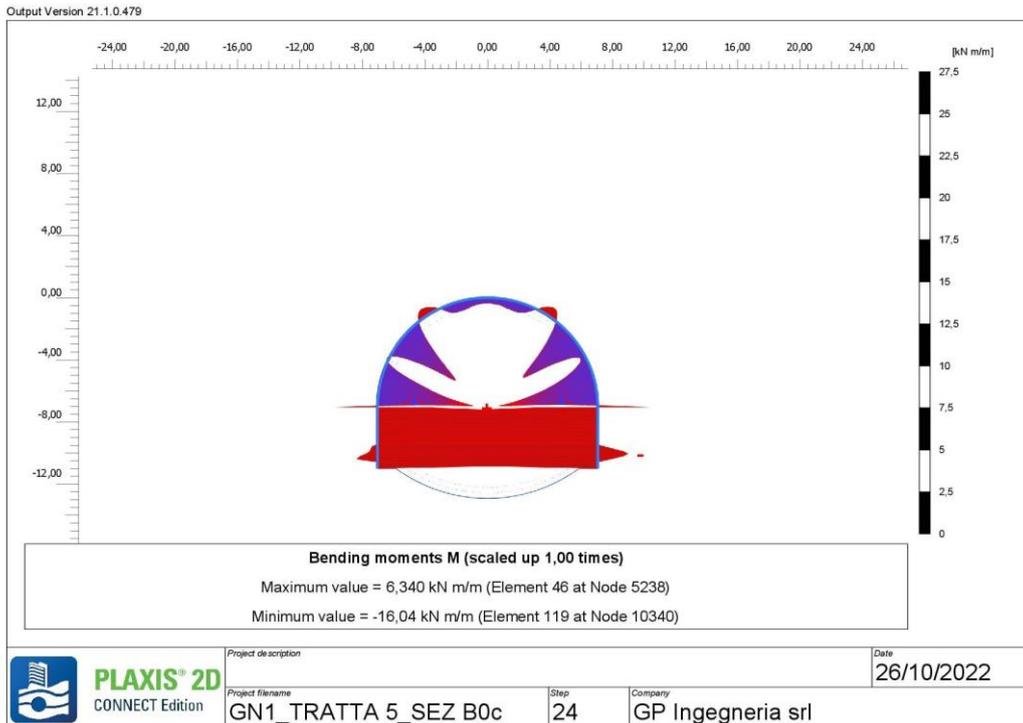


Figura 12-30: diagramma del momento flettente – fase 4

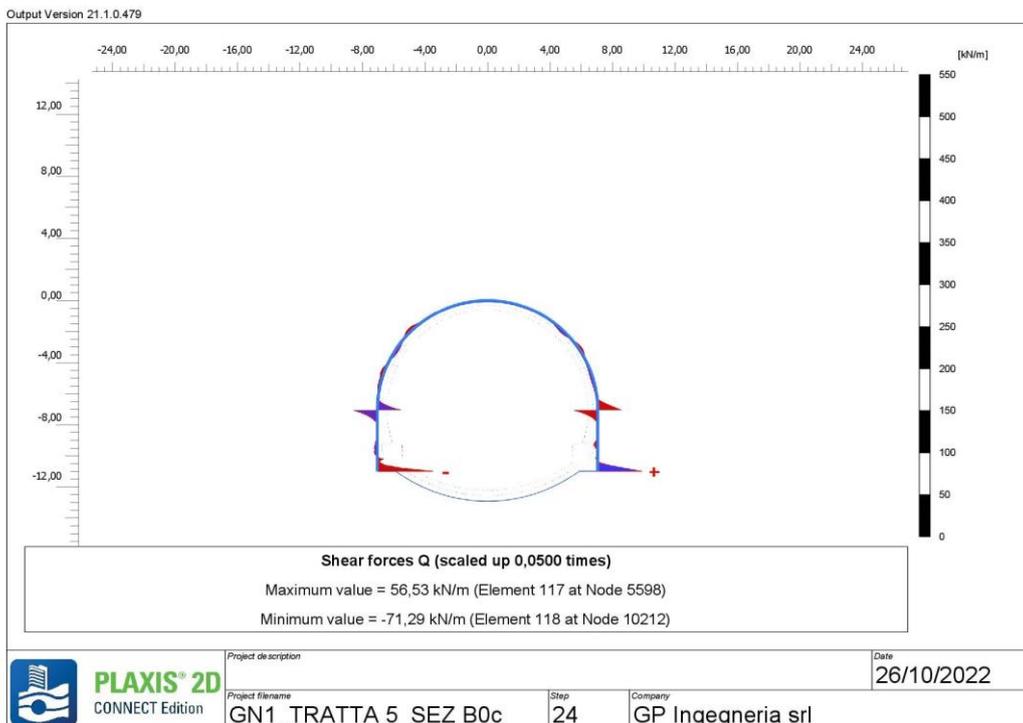


Figura 12-31: diagramma del taglio – fase 4

PROGETTAZIONE ATI:

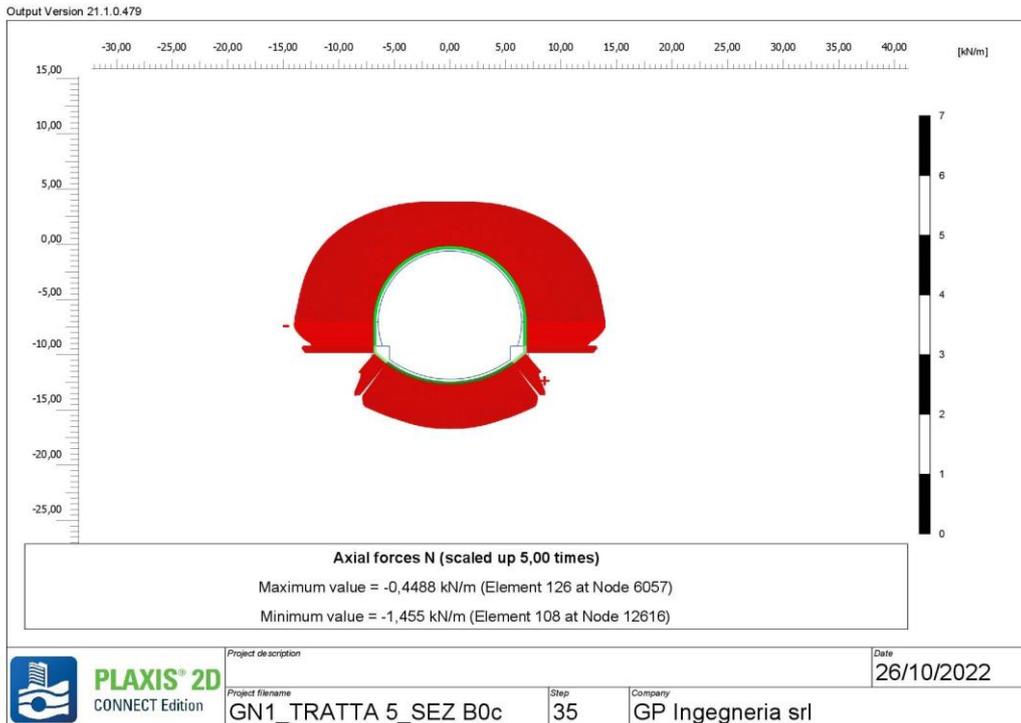


Figura 12-32: diagramma dello sforzo normale (EI/1000) – fase 8

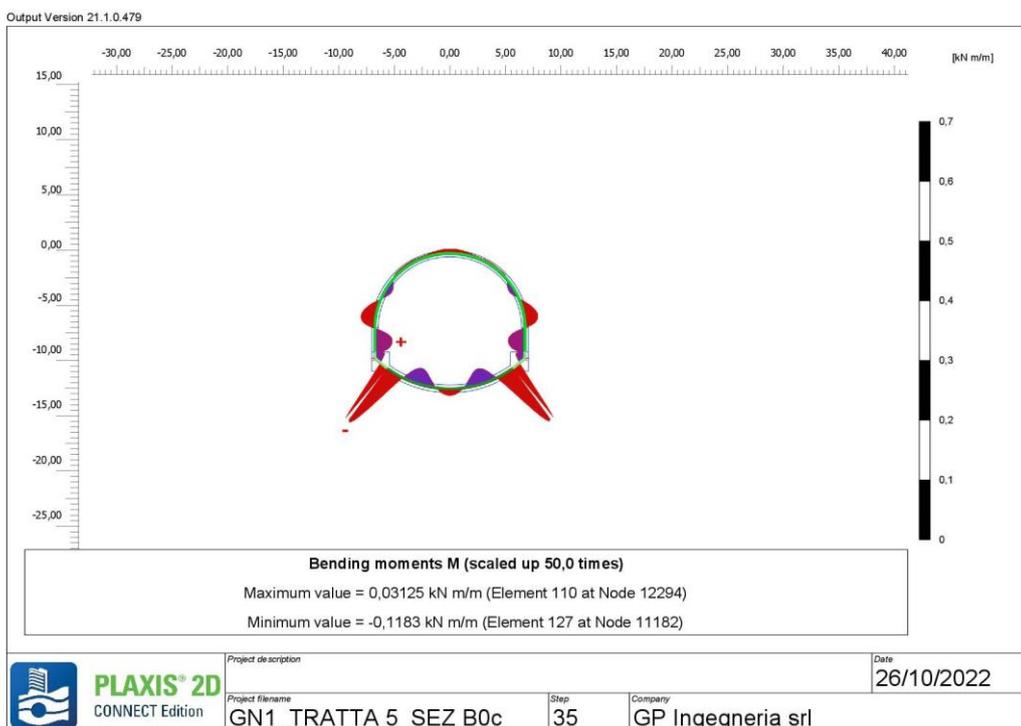


Figura 12-33: diagramma del momento flettente (EI/1000) – fase 8

PROGETTAZIONE ATI:

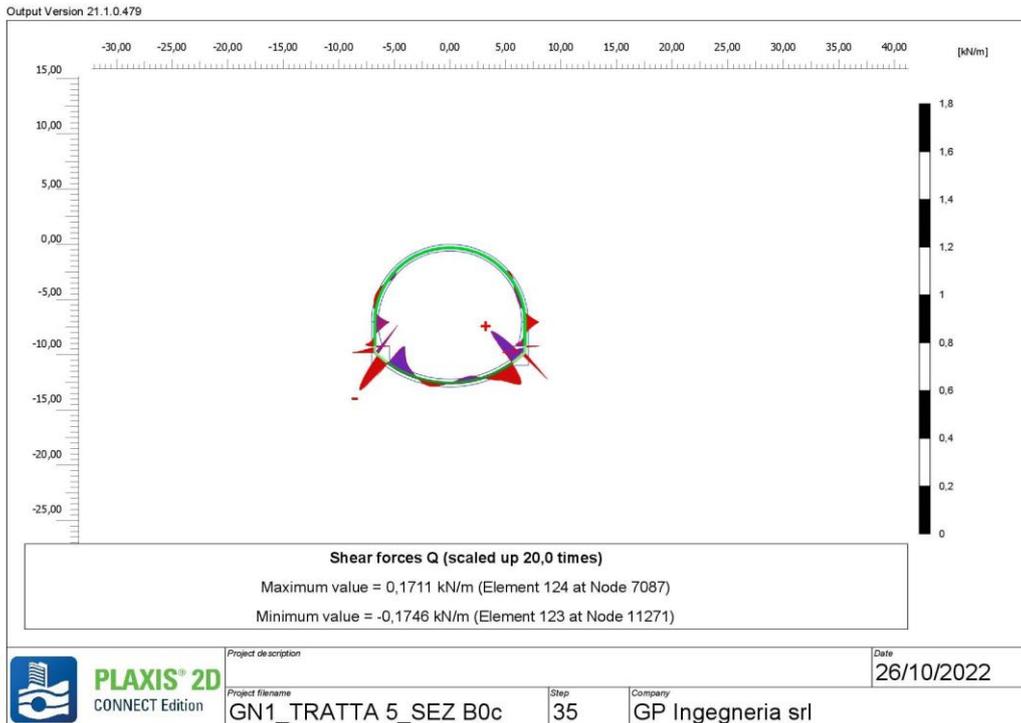


Figura 12-34: diagramma del taglio (EI/1000) – fase 8

PROGETTAZIONE ATI:

Verifica rivestimento provvisorio

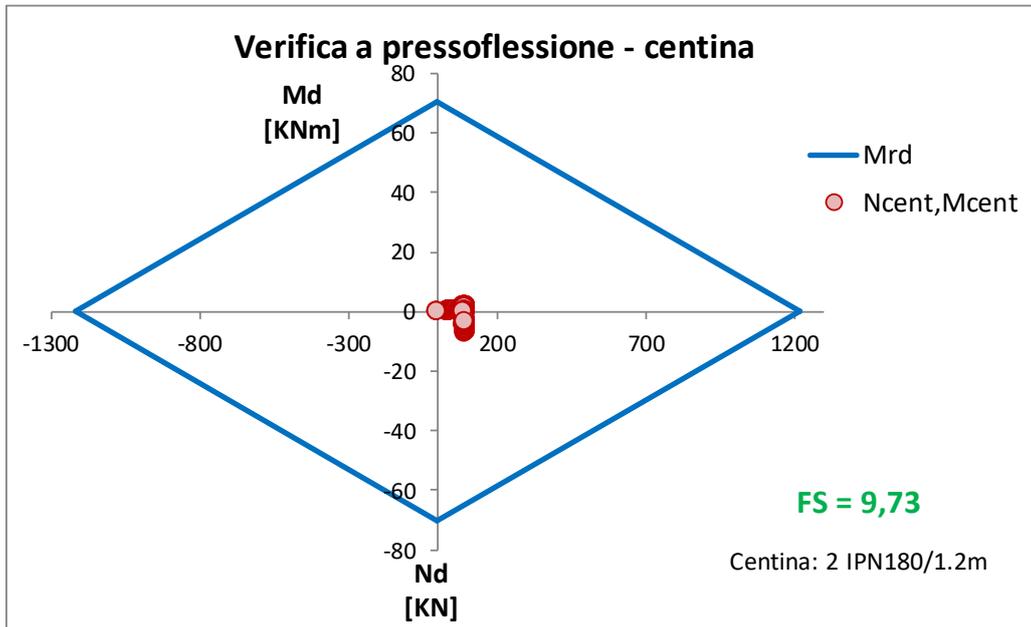


Figura 12-35: dominio M-N (solo centine) - fase 3

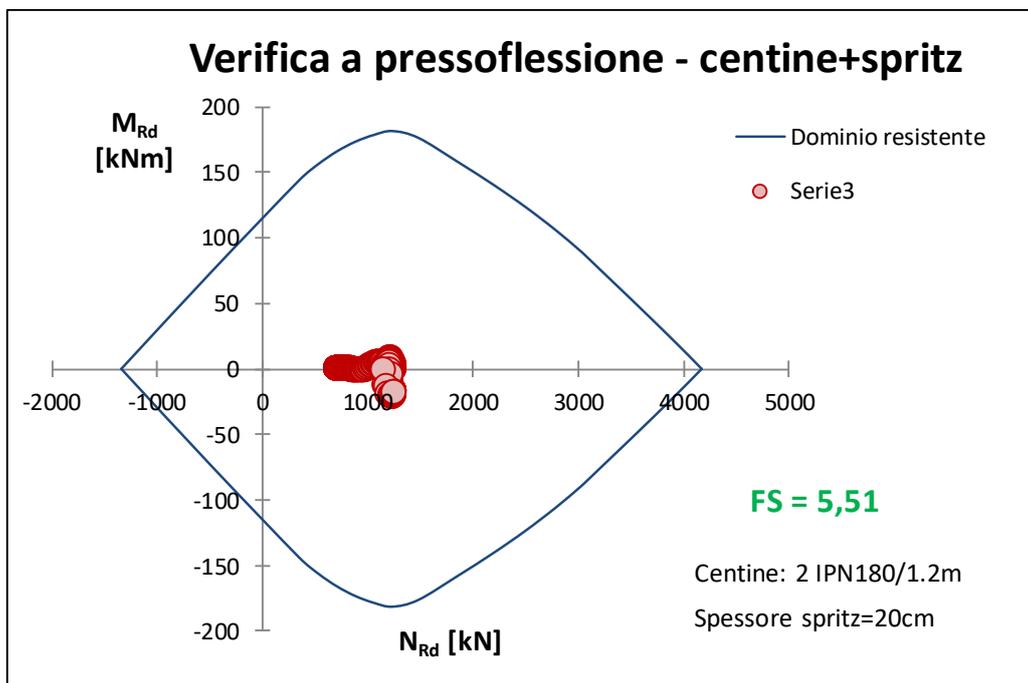


Figura 12-36: dominio M-N (centine+spritz) - fase 4

PROGETTAZIONE ATI:

Verifica rivestimento definitivo (calotta)

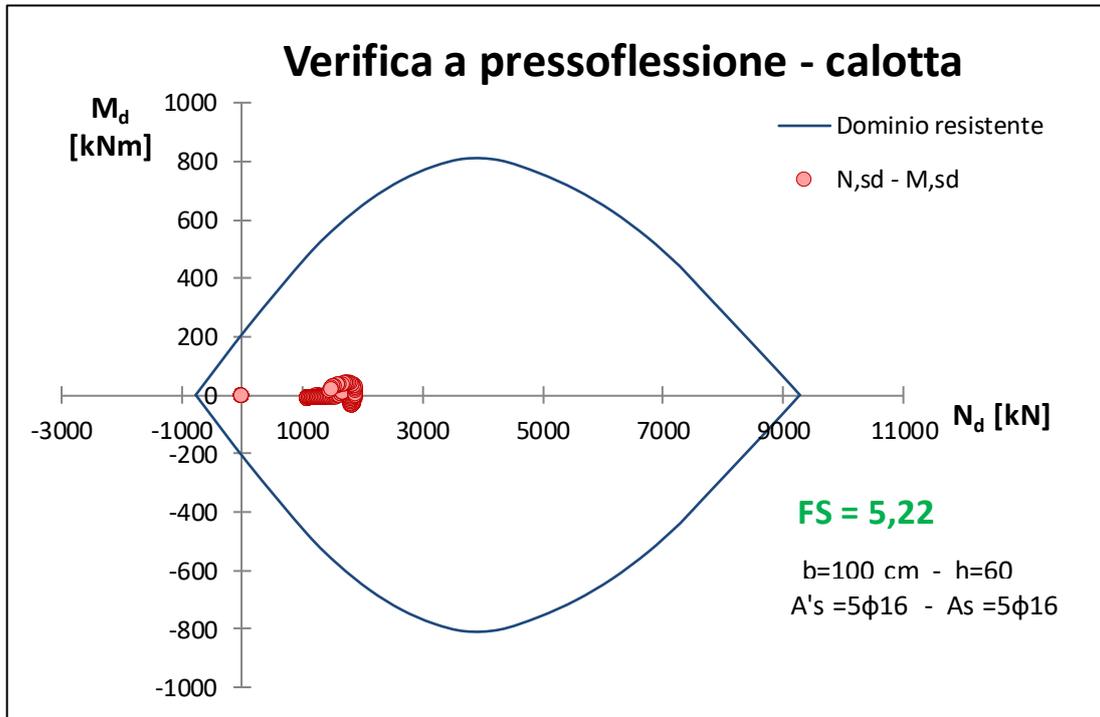


Figura 12-37: dominio M-N (calotta) – fase 8

Taglio resistente nelle sezioni con armatura trasversale a taglio

Taglio ag		$V_{Ed} = 84.611071 \text{ kN}$
Altezza della sezione	$h = 600 \text{ mm}$	
Copriferro della sezione	$\delta = 50 \text{ mm}$	
Altezza utile della sezione	$d = 550 \text{ mm}$	
Diametro degli spilli	$d_w = 12 \text{ mm}$	
Numero di braccia	$n_w = 2.5$	$\left n^\circ \text{ spilli /m (direzione long.)} \right.$
Area totale spilli	$A_{sw} = 282.60 \text{ mm}^2$	
Passo degli spilli	$s = 400 \text{ mm}$	$\left \text{passo in direzione trasv.} \right.$
Inclinazione delle staffe	$\alpha = 90 \text{ deg}$	$\left \begin{array}{l} 1 \leq \cot(\theta) \leq 2.5 \\ 21.8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ \end{array} \right.$
Inclinazione delle bielle compresse	$\theta = 21.8 \text{ deg}$	
Larghezza minima della sezione	$b_w = 1000 \text{ mm}$	
Coeff. maggiorativo per sezioni compresse	$\alpha_c = 1.2$	
Resistenza di calcolo a "taglio-trazione"	$V_{Rsd} = 342.1 \text{ kN}$	$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\ctg\alpha + \ctg\theta) \cdot \sin\alpha$
Resistenza di calcolo a "taglio-comprensione"	$V_{Rcd} = 1445.0 \text{ kN}$	$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\ctg\alpha + \ctg\theta) / (1 + \ctg^2\theta)$
Resistenza a taglio della sezione	$V_{Rd} = 342.1 \text{ kN}$	$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$
Esito della verifica	soddisfatta	

Figura 12-38: verifica a taglio (calotta) – fase 8

PROGETTAZIONE ATI:

Verifica rivestimento definitivo (arco rovescio e murette)

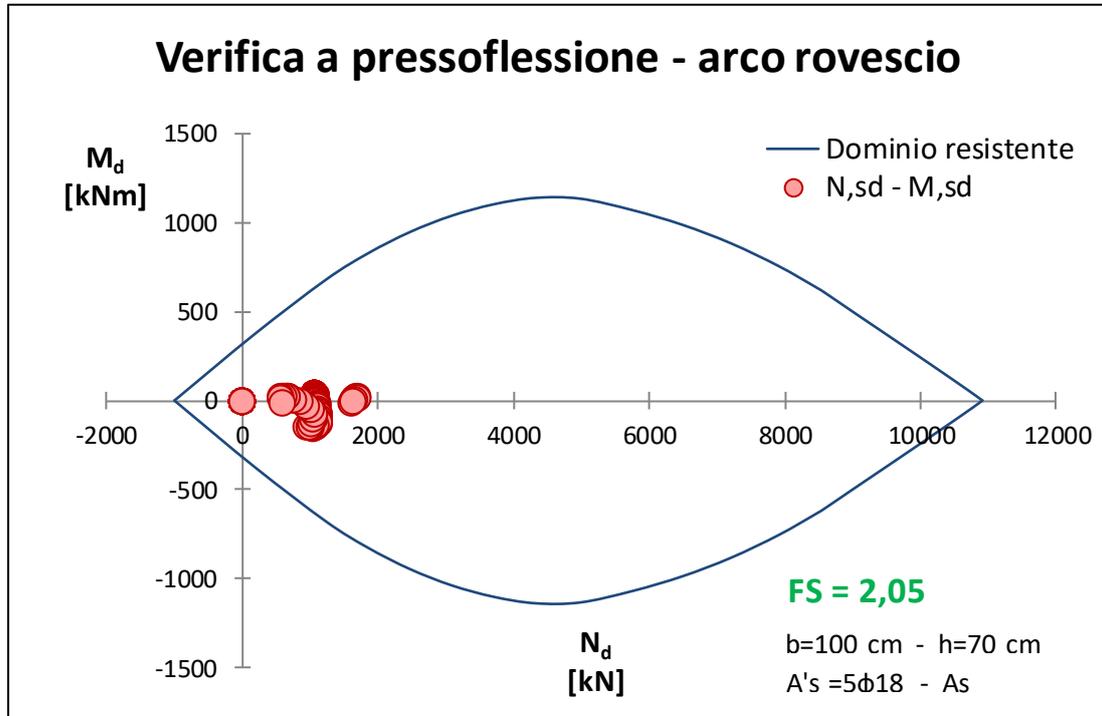


Figura 12-39: dominio M-N (arco rovescio) – fase 8

Taglio resistente nelle sezioni con armatura trasversale a taglio

Taglio ag		$V_{Ed} = 137.59238 \text{ kN}$
Altezza della sezione	$h = 700 \text{ mm}$	
Copriferro della sezione	$\delta = 50 \text{ mm}$	
Altezza utile della sezione	$d = 650 \text{ mm}$	
Diametro degli spilli	$d_w = 12 \text{ mm}$	
Numero di braccia	$n_w = 2.5$	n° spilli/m (direzione long.)
Area totale spilli	$A_{s,w} = 282.60 \text{ mm}^2$	
Passo degli spilli	$s = 400 \text{ mm}$	passo in direzione trasv.
Inclinazione delle staffe	$\alpha = 90 \text{ deg}$	$\left. \begin{array}{l} 1 \leq \cot(\theta) \leq 2.5 \\ 21.8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ \end{array} \right\}$
Inclinazione delle bielle compresse	$\theta = 21.8 \text{ deg}$	
Larghezza minima della sezione	$b_w = 1000 \text{ mm}$	
Coeff. maggiorativo per sezioni compresse	$\alpha_c = 1.2$	
Resistenza di calcolo a "taglio-trazione"	$V_{Rsd} = 404.3 \text{ kN}$	$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{s,w}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$
Resistenza di calcolo a "taglio-compresione"	$V_{Rcd} = 1707.7 \text{ kN}$	$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$
Resistenza a taglio della sezione	$V_{Rd} = 404.3 \text{ kN}$	$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$
Esito della verifica	soddisfatta	

Figura 12-40: verifica a taglio (arco rovescio) – fase 8

PROGETTAZIONE ATI:

Taglio resistente nelle sezioni con armatura trasversale a taglio			
	Taglio ag	$V_{Ed} = 226.9645$	kN
Altezza della sezione	$h =$	700	mm
Copriferro della sezione	$\delta =$	50	mm
Altezza utile della sezione	$d =$	650	mm
Diametro degli spilli	$d_w =$	12	mm
Numero di braccia	$n_w =$	2.0	n° spilli / m (direzione long.)
Area totale spilli	$A_{sw} =$	226.08	
Passo degli spilli	$s =$	400	passo in direzione long.
Inclinazione delle staffe	$\alpha =$	90	
Inclinazione delle bielle compresse	$\theta =$	21.8	$\cot(\theta) = 2.5$ $1 \leq \cot(\theta) \leq 2.5$ $21.8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$
Larghezza muretta	$b_w =$	1000	
Coeff. maggiorativo per sezioni compresse	$\alpha_c =$	1.2	
Resistenza di calcolo a "taglio-trazione"	$V_{Rsd} =$	323.5	kN $V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\ctg\alpha + \ctg\theta) \cdot \sin\alpha$
Resistenza di calcolo a "taglio-compresione"	$V_{Rcd} =$	1707.7	kN $V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\ctg\alpha + \ctg\theta) / (1 + \ctg^2\theta)$
Resistenza a taglio della sezione	$V_{Rd} =$	323.5	kN $V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$
Esito della verifica		soddisfatta	

Figura 12-41: verifica a taglio (murette) – fase 8

Sintesi verifiche

Si riportano di seguito le sollecitazioni e le resistenze utilizzate per le verifiche a pressoflessione dei rivestimenti provvisori e definitivi. Per il valore del momento resistente si assume cautelativamente quello che si ottiene nella condizione di flessione pura (N=0).

RIVESTIMENTO	MOMENTO SOLLECITANTE M_{ed} [kN]	MOMENTO RESISTENTE M_{rd} [kN]	FATTORE DI SICUREZZA FS [-]
Centine	7.2	70.3	9.7
Centine + spritz	20.9	115	5.5
Calotta	40.6	212	5.22
Arco rovescio e murette	153.9	315	2.05

PROGETTAZIONE ATI:

PROGETTAZIONE ATI:

13. MONITORAGGIO SULLA GALLERIA NATURALE

Di seguito si riporta il programma di monitoraggio per la realizzazione della galleria naturale per seguire le diverse fasi costruttive della galleria consentendo la valutazione degli effetti prodotti dalle operazioni di scavo nei terreni e nelle strutture presenti nell'area di influenza.

L'acquisizione di dati significativi (variazione dello stato tenso-deformativo nel terreno, variazione delle pressioni neutre, evoluzione degli spostamenti e delle sollecitazioni nelle strutture di sostegno, ecc.) conseguenti alle operazioni di scavo, consente infatti di avere un controllo continuo e completo dell'evoluzione verso le nuove condizioni di equilibrio del terreno e delle strutture di sostegno. Dal confronto sistematico tra i dati acquisiti e le previsioni progettuali, sarà possibile avere conferma delle ipotesi e degli schemi assunti nei calcoli, verificando in maniera continua l'efficacia delle strutture di sostegno delle gallerie e, se necessario, adeguare i metodi costruttivi e l'entità dei sostegni alla reale risposta tenso – deformativa del cavo, in modo da assicurare la stabilità dell'opera nel breve e lungo termine, la sicurezza del cantiere e delle lavorazioni al fronte.

Il programma si articola, in particolare, in una serie di rilievi e nell'installazione di strumenti atti alla valutazione delle caratteristiche dell'ammasso e del comportamento tenso-deformativo del cavo durante l'esecuzione della galleria. Per la galleria naturale si hanno:

- stazioni di misura sistematiche delle convergenze;
- stazioni di misura con celle di carico o coppie di barrette estensimetriche sul rivestimento di prima fase e definitivo;
- rilievo geologico-geostrutturale del fronte di scavo;
- misure topografiche di estrusione del fronte
- rilievo sistematico delle fasi esecutive e delle cadenze di avanzamento.

Nei paragrafi che seguono vengono indicate le caratteristiche e le modalità esecutive del programma di monitoraggio predisposto.

L'insieme di questi dati concorrerà alla determinazione delle grandezze necessarie per l'applicazione delle linee guida, relativamente alla definizione dell'intensità degli interventi, delle cadenze lavorative e della sezione tipo da applicare tra quelle previste nella tratta.

I parametri da monitorare per la valutazione del comportamento dell'ammasso e dei sistemi di consolidamento e sostegno in ciascuna sezione tipo di scavo adottata, sono i seguenti:

- deformazioni del sistema ammasso/struttura, valutate attraverso misure di convergenza dei punti al contorno del cavo con l'utilizzo di prismi installati sulle centine del rivestimento di prima fase;
- deformazioni del nucleo di scavo, valutate attraverso l'installazione di estrusometri;
- tassi di lavoro delle strutture (rivestimenti di prima fase e definitivi) misurati indirettamente mediante barrette estensimetriche e livello di carico delle centine del rivestimento provvisorio misurato mediante celle di carico.

Il sistema di monitoraggio è integrato mediante l'esecuzione di:

- rilievi geostrukturali dei fronti di scavo e misure di resistenza uniassiale su provini carotati da blocchi di roccia, al fine di valutare con continuità le caratteristiche geologico-geostrukturali dell'ammasso scavato.

PROGETTAZIONE ATI:

L'installazione di tutta la strumentazione di monitoraggio prevista, deve avvenire sotto la supervisione di personale tecnico qualificato (ingegneri e geologi); l'impresa dovrà garantire la piena disponibilità della strumentazione stessa al fine di eseguire misure in contraddittorio.

La raccolta, l'analisi e l'interpretazione di tutti i dati di monitoraggio derivati dalle misure in corso d'opera devono essere riportati in un apposito archivio digitale consultabile online dall'impresa esecutrice e dalla DDLL. In particolare, allo scopo di fornire informazioni utili alla prosecuzione in sicurezza degli scavi, la restituzione delle misure elaborate dovrà essere tempestiva e deve avvenire entro le 3 ore dal completamento delle attività di rilievo in sito (a meno dei rilievi geologico-geostrutturali).

13.1. MISURE DI CONVERGENZA

13.1.1. DEFINIZIONE

Tali misure consistono nel rilevamento e restituzione grafica e numerica degli spostamenti nel piano trasversale alla galleria, in direzione verticale e orizzontale, di 5 punti per ogni stazione di misura, posizionati come indicato nella Figura 13-1 e attrezzati con mire ottiche rilevabili mediante strumento topografico di precisione.

La convergenza del cavo si intende riferita al valore medio delle tre misure diametrali condotte.

CONVERGENZE DIAMETRALI MEDIE

$$\bar{C} = \frac{A + B + C}{3}$$

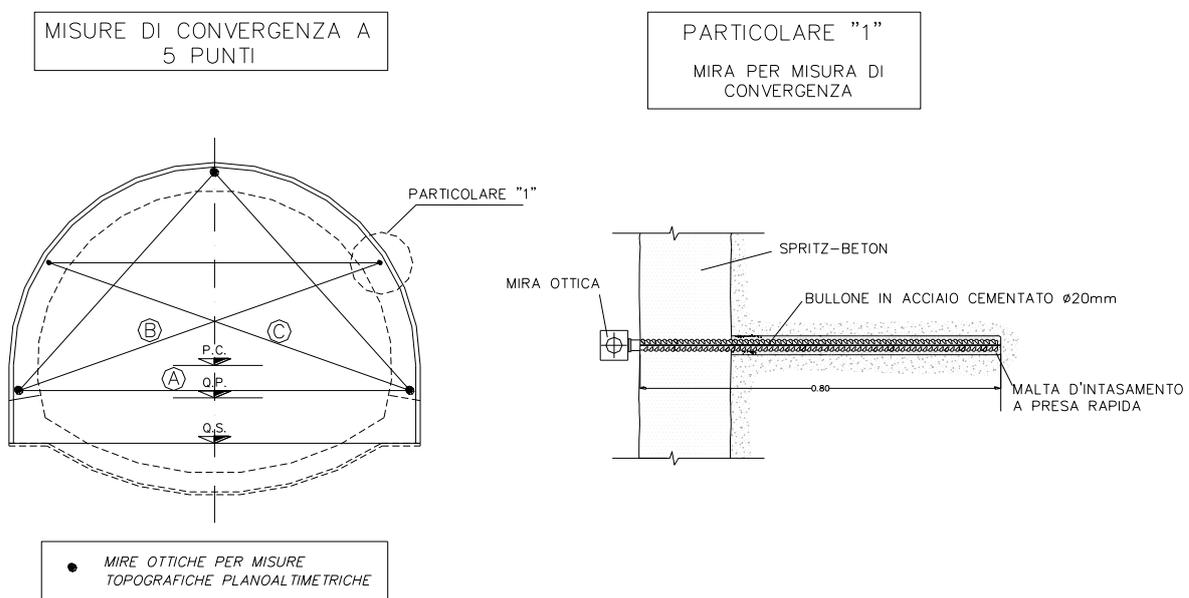


Figura 13-1: Misure di convergenza

PROGETTAZIONE ATI:

13.1.2. INSTALLAZIONE

Le basi di misura sono costituite da 5 chiodi di convergenza $L = 80$ cm posizionati sullo spritz-beton del rivestimento di 1a fase (Figura 13-1) su cui vengono montati altrettanti marcatori costituiti da prismi cardanici riflettenti o catadiottri, posizionati a ridosso del fronte di scavo alla progressiva della stazione di misura. Nel caso in cui si manifestassero comportamenti differenziati in termini deformativi tra spritz-beton e centine, a tali chiodi andranno affiancati dei supporti vincolati alle centine, su cui potranno essere montati i già citati marcatori.

13.1.3. FREQUENZA DELLE STAZIONI E DEI RILEVAMENTI

Fermo restando che l'effettiva distribuzione delle stazioni potrà essere modulata in funzione del reale comportamento dell'ammasso, le stazioni stesse andranno indicativamente installate secondo le seguenti frequenze:

- n. 1 stazione ogni 16.0 m, per le sezioni di scavo tipo A1;
- n. 1 stazione ogni 8.0 m, per le sezioni di scavo tipo B0,
- n. 1 stazione ogni 8.0 m, per le sezioni di scavo tipo B0v;
- n. 1 stazione ogni 16.0 m, per le sezioni di scavo tipo A1c;
- n. 1 stazione ogni 8.0 m, per le sezioni di scavo tipo B0c,
- n. 1 stazione ogni 8.0 m, per le sezioni di scavo tipo B0vc;
- n. 1 stazione ogni 8.0 m, per le sezioni di scavo tipo C1c.

Il numero minimo di rilevamenti da eseguire per ogni stazione, esclusa la misurazione di riferimento, dipende ovviamente dall'effettiva distanza del rivestimento definitivo dal fronte. In linea di massima si prevedono 10 rilevamenti per ogni stazione di convergenza.

La frequenza dei rilevamenti, da precisare in corso d'opera, è la seguente:

- n. 1 misura al giorno fino ad una distanza dal fronte di circa 2 diametri;
- n. 2 misure a settimana ad una distanza dal fronte compresa tra circa 2 e circa 4 diametri;
- n. 1 misura al mese ad una distanza dal fronte maggiore di circa 4 diametri.

Ciascuna stazione di misura viene posizionata in prossimità del fronte di scavo, in particolare presso le prime due centine del campo di avanzamento.

Le letture a distanza maggiore di circa 4 diametri dovranno essere effettuate fino al completo esaurimento degli eventuali movimenti.

13.1.4. SISTEMA DI ACQUISIZIONE

Il sistema di acquisizione dati è costituito da una stazione composta da teodolite e distanziometro elettronico che misurano le posizioni assolute della base di misura rispetto ad un sistema di riferimento tridimensionale costituito da capisaldi siti in galleria. La misura permette di risalire alle coordinate spaziali delle basi con tolleranza ± 2 mm ± 2 ppm.

PROGETTAZIONE ATI:

13.1.5. RESTITUZIONE DATI

Il sistema di elaborazione dati deve offrire i seguenti diagrammi e tabulati numerici in funzione del tempo e della distanza dal fronte:

- spostamenti trasversali;
- spostamenti verticali;
- spostamenti nel piano (deformata);
- velocità di convergenza (mm/giorno).

I dati elaborati per ciascuna misura di ciascuna stazione vanno forniti entro la giornata in cui è stato eseguito il rilievo.

13.2. MISURE DI TENSIONE CON CELLE DI CARICO E BARRETTE ESTENSIMETRICHE

13.2.1. DEFINIZIONE

Tali misure consistono nel rilevamento e nella restituzione grafica e numerica dello stato tensionale entro i rivestimenti di prima fase e definitivo. In particolare, le tensioni sul rivestimento di prima fase verranno misurate con 4 celle di carico, posizionate fra le piastre di giunzione e sotto i piedi della centina, o con 3 coppie di barrette estensimetriche per metallo a corda vibrante posizionate sull'anima della centina in chiave e sui piedritti (Figura 13-2).

Le tensioni nel calcestruzzo del rivestimento definitivo verranno misurate con 4 coppie di barrette estensimetriche a corda vibrante, posizionate all'estradosso e all'intradosso della sezione da monitorare (Figura 13-2).

13.2.2. INSTALLAZIONE

Si prevede l'installazione di stazioni per il monitoraggio in corso d'opera del rivestimento di 1a fase e del rivestimento definitivo.

Per il rivestimento di prima fase si prevede, in linea di massima:

- n. 1 stazione ogni 80 m, per le sezioni di scavo tipo B0, B0v;
- n. 1 stazione ogni 80 m, per le sezioni di scavo tipo B0c, B0vc;
- n. 1 stazione ogni 50 m, per la sezione di scavo tipo C1c.

Per il rivestimento definitivo si prevede, in linea di massima:

- n. 1 stazione ogni 200 m, per la sezione di scavo tipo A1;
- n. 1 stazione ogni 160 m, per le sezioni di scavo tipo B0, B0v, B0c, B0v e C1c.

PROGETTAZIONE ATI:

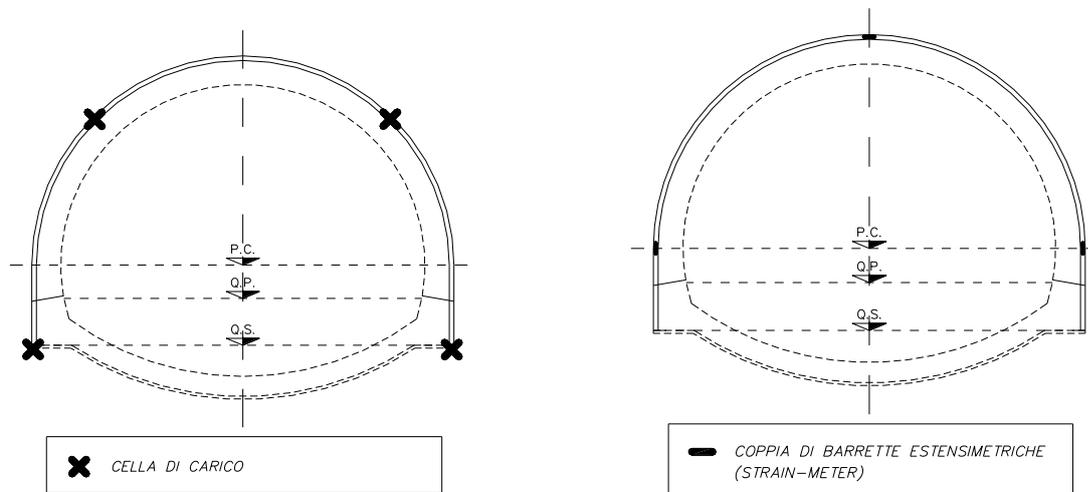


Figura 13-2: A sinistra, stazione con celle di carico sotto i piedi e fra le piastre di giunzione della centina; a destra stazione di misura dello stato tensionale nel rivestimento di prima fase

Per i rilievi nel calcestruzzo sarà indispensabile tarare le letture tenendo in considerazione la variazione del modulo elastico nel tempo, gli effetti di ritiro e gli effetti della temperatura sugli strumenti.

13.2.3. MODALITÀ DI RILEVAMENTO

Il sistema di rilevamento dei dati avviene mediante celle di carico o barrette estensimetriche, in funzione dello stato tensionale che si vuole rilevare, poste in opera nel numero e nei punti indicati in progetto, con gli accorgimenti necessari per una perfetta installazione e funzionamento.

a) celle di carico

Le celle di carico sono previste tra le piastre di giunzione e sotto i piedi delle centine. Esse sono sostanzialmente costituite da un corpo in acciaio inossidabile sensibilizzato da una serie di griglie estensimetriche (strain-gauges) applicate alla superficie interna del corpo stesso ed isolate. Una piastra di acciaio permette l'omogenea ripartizione del carico sull'intero corpo della cella. La deformazione indotta dal carico alla cella viene rilevata dagli strain-gauges e trasformata in un segnale elettrico proporzionale al carico agente.

b) barrette estensimetriche (a corda vibrante)

Le barrette estensimetriche a corda vibrante sono costituite da un cavo in acciaio armonico teso tra due blocchi, fissati a loro volta all'anima della centina, mediante bullonamento o resinatura. La frequenza di vibrazione del cavo di acciaio, è funzione delle deformazioni della centina nella sezione considerata.

Mediante l'applicazione della legge di Hooke ($\sigma = \epsilon E$) è possibile risalire allo stato tensionale presente.

Il campo di misura e la precisione richiesta sono i seguenti:

PROGETTAZIONE ATI:

- | | |
|--------------------|---------------------------------|
| a) celle di carico | |
| - campo di misura | funzione del profilato adottato |
| - sovrapp. massima | 50% F.S. |
| - sensibilità | 0.1% F.S. |
| - precisione | 1% F.S. |

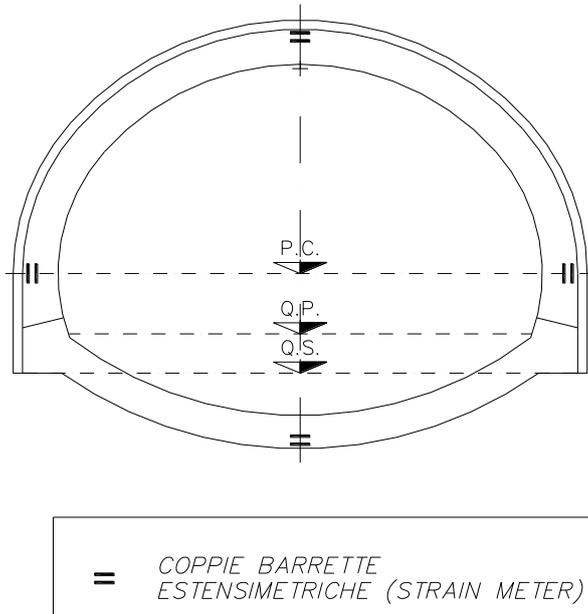


Figura 13-3: Stazione di misura dello stato tensionale nel rivestimento definitivo

- | | |
|-----------------------------|--------------------|
| b) barrette estensimetriche | |
| - campo di misura | 3000 $\mu\epsilon$ |
| - sovrapp. massima | 20 % F.S. |
| - precisione | \leq 1% F.S. |
| - segnale di uscita | Hz |

13.2.4. FREQUENZA DEI RILEVAMENTI

Il numero minimo di rilevamenti da eseguire dopo la misura iniziale di riferimento e dopo una prima lettura da eseguirsi prima della maturazione dello spritz-beton, per ogni cella di carico / barretta estensimetrica è il seguente:

- | | |
|----|--|
| a) | per le centine: |
| | <ul style="list-style-type: none"> • 1 lettura al giorno con il fronte distante fino a circa 2 diametri; • 2 letture a settimana con il fronte a una distanza compresa tra circa 2 e circa 4 diametri; • 1 lettura al mese con il fronte distante oltre a circa 4 diametri. |
| b) | per il rivestimento definitivo: |
| | <ul style="list-style-type: none"> • 1 lettura al giorno con il fronte distante fino a circa 2 diametri; |

PROGETTAZIONE ATI:

- 2 letture a settimana con il fronte a una distanza compresa tra circa 2 e circa 4 diametri;
- 1 lettura al mese con il fronte distante oltre a circa 4 diametri.

13.2.5. RESTITUZIONE DATI

Il sistema di elaborazione dati richiede i seguenti diagrammi e tabulati numerici:

- carichi o tensioni in funzione del tempo;
- carichi o tensioni in funzione della distanza dal fronte di scavo;
- deformazione in funzione del tempo e relativi delta rispetto allo "0".

13.3. MISURE DI ESTRUSIONE DEL FRONTE

13.3.1. MISURE TOPOGRAFICHE

Tali misure consistono nel rilevamento e nella restituzione grafica e numerica degli spostamenti superficiali del fronte di scavo nelle tre direzioni, valutati su nove punti per ogni stazione di misura e attrezzati con mire ottiche del medesimo tipo di quelle impiegate per il rilievo delle convergenze, che consentano la lettura mediante strumento topografico di precisione.

Le basi di misura sono costituite da 9 tavolette in legno delle dimensioni adeguate, fissate alla superficie del fronte, costituita da spritz-beton, mediante chiodi a pressione. Su tali tavolette devono essere fissati i prismi ottici riflettenti.

In alternativa si possono utilizzare chiodi analoghi a quelli installati per la misura delle convergenze con lunghezza anche inferiore ($l \approx 30$ cm). È essenziale, per l'attendibilità delle misure, che i chiodi vengano infissi per tutta la loro lunghezza all'interno dello spritz-beton e del terreno, in maniera da risentire il meno possibile degli effetti dovuti alle lavorazioni di consolidamento ed in modo tale da non essere urtati dal posizionatore. Tali basi vanno posizionate sul fronte, prima di iniziare le operazioni di consolidamento relative ai singoli campi di avanzamento.

La frequenza di esecuzione di tali misure è, di massima:

- 1 stazione ogni 8 m per la sezione tipo C1c;
- 1 stazione ogni 16 m per la sezione tipo B0v/B0vc.

Inoltre, andrà eseguito un rilevamento ad ogni fermo prolungato del fronte (superiore a 24 h).

Il numero minimo di letture da eseguire è il seguente:

- 1 lettura di riferimento prima del consolidamento del fronte;
- 1 lettura immediatamente prima di riprendere gli scavi.

Il sistema di acquisizione dati è costituito da una stazione composta da teodolite o distanziometro elettronico che rilevano le posizioni assolute delle basi di misura rispetto ad un sistema di riferimento tridimensionale fisso costituito da capisaldi siti in galleria.

Le misure permettono di risalire alle coordinate spaziali delle nove basi e quindi allo spostamento in direzione longitudinale delle stesse.

La tolleranza massima consentita è di ± 2 mm ± 2 ppm.

Il sistema di elaborazione dati avviene su apposito software e si richiede la restituzione grafica e numerica di:

- spostamenti lungo l'asse della galleria per ogni punto;
- spostamenti integrati nelle due direzioni x e y.

PROGETTAZIONE ATI:

13.3.2. RILIEVO GEOLOGICO – GEOSTRUTTURALE DEL FRONTE DI SCAVO

Il rilievo geologico - strutturale ha la funzione principale di conferma e verifica delle assunzioni progettuali, nonché di documentazione delle situazioni realmente incontrate in corso d'opera. I rilievi consistono nel rilevamento e nella restituzione fotografica e numerica delle caratteristiche geologiche-geostrutturali e geomeccaniche dei fronti di scavo durante l'avanzamento secondo le modalità di seguito descritte; si prevedono rilievi con frequenza:

- ogni 24 m, per la sezione di scavo tipo A1, A1c;
- ogni 16 m, per la sezione di scavo tipo B0, B0v, B0c, B0vc;
- ogni 8 m, per le sezioni di scavo tipo C1c.

In dettaglio si devono rilevare le seguenti caratteristiche dell'ammasso:

- la natura del litotipo;
- le litologie, i rapporti stratigrafici tra le litologie e le caratteristiche petrografiche macroscopiche;
- il grado e il tipo di fratturazione e/o alterazione;
- la granulometria;
- l'assetto generale dell'ammasso individuabile alla scala del fronte comprendente la stratificazione, la scistosità, l'inclinazione, la direzione e gli spessori;
- la condizione delle discontinuità: la localizzazione e la giacitura delle stesse, la geometria e il tipo di riempimento;
- la presenza di faglie e fratture;
- l'ubicazione e le geometrie dei volumi di roccia potenzialmente soggetti a distacchi gravitativi;
- le eventuali venute d'acqua e la loro localizzazione.

Ogni informazione dedotta circa le caratteristiche dell'ammasso, deve essere quantificata e utilizzata per classificare la qualità dell'ammasso nella tratta considerata.

I dati desunti dai rilievi geostrutturali devono essere riportati in apposite schede contenenti la restituzione grafica e numerica delle caratteristiche geologiche-geostrutturali e geomeccaniche del fronte di scavo, durante l'avanzamento.

Di fatto, il complesso delle informazioni rilevate dovrà consentire di determinare il valore dell'indice GSI dell'ammasso in corrispondenza della sezione rilevata, in quanto il valore numerico di questo parametro è uno degli elementi importanti su cui è basata la scelta della sezione tipo da impiegare per lo scavo del campo successivo o semplicemente per gli affinamenti da utilizzare sui consolidamenti al fronte e/o sul passo delle centine nell'ambito della stessa sezione tipo. A questo scopo, il laboratorio di cantiere dovrà essere attrezzato per misure rapide di resistenza a compressione mediante prove di compressione uniassiale e/o di trazione indiretta del tipo brasiliana. Il numero di rilievi richiesti è da intendersi come numero minimo; qualora l'ammasso presentasse modifiche rilevanti della sua qualità, già evidenti in fase di avanzamento, la DDLL potrà ordinare l'infittimento della frequenza dei rilievi.

PROGETTAZIONE ATI: