

autostrade // *per l'italia*

AUTOSTRADA (A1) : MILANO – NAPOLI

AMPLIAMENTO ALLA TERZA CORSIA BARBERINO DI MUGELLO – INCISA VALDARNO

TRATTO : BARBERINO – FIRENZE NORD

VARIANTE SANTA LUCIA

PROGETTO ESECUTIVO

LOTTO 2

A1 – NUOVA CARREGGIATA SUD

GALLERIA SANTA LUCIA


RIVESTIMENTO GALLERIA

ANELLO IN CONCI PREFABBRICATI

RELAZIONE DI CALCOLO

<p>IL RESPONSABILE PROGETTAZIONE SPECIALISTICA</p> <p>Ing. Maurizio Tanzini Ord. Ingg. Milano N.13464</p> <p><i>Maurizio Tanzini</i></p>	<p>IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE</p> <p>Ing. Andrea Tanzi Ord. Ing. PARMA N. 1154</p> <p><i>Andrea Tanzi</i></p>	<p>IL DIRETTORE TECNICO</p> <p>Ing. Maurizio Torresi Ord. Ingg. Milano N. 16492</p> <p><i>Maurizio Torresi</i></p>
<p>RESPONSABILE AREA DI PROGETTO FIRENZE NORD</p>		<p>RESPONSABILE FUNZIONE STP</p>

[illegible]

 Ingegneria europea	COORDINATORE OPERATIVO DI PROGETTO Ing. Gabriel Guillermo Fava	ELABORAZIONE GRAFICA A CURA DI :	
		ELABORAZIONE PROGETTUALE A CURA DI :	
CONSULENZA A CURA DI :		IL RESPONSABILE UFFICIO/UNITA'	

<p>VISTO DEL COORDINATORE GENERALE SPEA</p> <p>DIREZIONE OPERATIVA PROGETTAZIONE ED ESECUZIONE LAVORI ASPI</p> <p>Ing. Alberto Selleri</p>	<p>VISTO DEL COMMITTENTE</p> <p>autostrade // <i>per l'italia</i></p> <p>Ing. Antonio Tosi</p>	<p>VISTO DEL CONCEDENTE</p> <p></p>
--	---	--

INDICE

1. INTRODUZIONE.....	4
2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO – GEOMECCANICO	5
2.1. Descrizione Litologica.....	5
2.1.1. Formazione di Monte Morello (MLL)	5
2.1.2. Formazione del Sillano (SILL).....	5
2.2. Caratterizzazione Geomeccanica	6
2.3. Considerazioni idrogeologiche.....	7
3. RIVESTIMENTO IN CONCI PREFABBRICATI – CARATTERISTICHE GEOMETRICHE	9
4. ANALISI DEL RIVESTIMENTO DEFINITIVO IN CONCI	10
4.1. Codice di calcolo.....	10
4.2. Analisi numeriche	12
4.3. Criteri di verifica	13
4.3.1. Normativa.....	13
4.3.2. Verifica a pressoflessione - Stato limite ultimo (SLU).....	14
4.3.3. Verifica a pressoflessione - Stato limite di esercizio (SLE)	15
4.3.4. Verifica a fessurazione - Stato limite di esercizio (SLE)	15
4.3.5. Verifica a taglio - Stato limite ultimo (SLU).....	16
4.4. Materiali impiegati.....	18
4.5. Verifiche statiche in fase definitiva.....	19
4.5.1. Modello 1 – Sillano – copertura 110m.....	19
4.5.1.1. Geometria	19
4.5.1.2. Parametri geotecnici	20
4.5.1.3. Time di calcolo	20
4.5.1.4. Analisi dei risultati	21
4.5.1.5. Verifiche statiche.....	21
4.5.2. Modello 2 – Monte Morello – copertura 270m	24
4.5.2.1. Geometria	24
4.5.2.2. Parametri geotecnici	25
4.5.2.3. Time di calcolo	25
4.5.2.4. Analisi dei risultati	25
4.5.2.5. Verifiche statiche.....	26
4.6. Verifiche statiche in fase provvisoria.....	28
4.6.1. Scasseratura	28
4.6.2. Movimentazione	29
4.6.3. Stoccaggio	30
4.6.4. Montaggio	30
4.7. Verifica dei conci in fase di spinta.....	31
4.7.1. Modello 1.....	34
4.7.2. Modello 2.....	37
4.7.3. Modello 3.....	40
4.7.4. Verifiche statiche.....	41
4.7.5. Verifica dell'armatura di frettaggio.....	44
4.8. Verifica conci con scasso per nicchia SOS.....	47
5. PRESSIONI E SPINTE IN FASE DI SCAVO	51
5.1. Pressioni al contorno dello scudo	51
5.2. Spinte per l'avanzamento della TBM	56

6. COLLEGAMENTI LONGITUDINALI, TRASVERSALI E GUARNIZIONI DI TENUTA.....	60
6.1. Verifica in fase transitoria (montaggio dei conci)	61
6.2. Azione agente: peso proprio + guarnizione	64
6.3. Verifica in fase transitoria (schiacciamento della guarnizione)	64
6.4. Verifica in esercizio (continuità statica del rivestimento).....	67
6.5. Verifica dei collegamenti radiali	68
6.6. Approfondimento delle problematiche progettuali relative alle guarnizioni	68
7. STABILITA' DEL FRONTE DI SCAVO	79
8. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE	85
ANALISI FLAC – ALLEGATI	86

1. INTRODUZIONE

La nuova galleria Santa Lucia costituisce una variazione sostanziale al Progetto Esecutivo approvato in Conferenza dei Servizi nel 2008, in quanto con la sua lunghezza pari a circa 7.548 m, dall'imbocco Nord della galleria Le Croci fino all'imbocco Sud della galleria Ragnaia del progetto precedente, sostituisce 9 gallerie, per uno sviluppo complessivo di 5866.30 metri, ed elimina anche 8 tratte in superficie per un totale di 1963 m.

La galleria Santa Lucia riprende il tracciato della galleria Le Croci, deviando poi verso Est rispetto al tracciato precedente, per riunirsi a questo in corrispondenza dell'imbocco Sud della galleria Ragnaia. Questo nuovo tracciato, sulla base del profilo geologico longitudinale preliminare, comporta dei tratti a copertura maggiore rispetto alle gallerie precedenti.

La piattaforma stradale della galleria è costituita da tre corsie di 3.75 m di larghezza e due banchine da 0.70 m. A sinistra l'elemento marginale è costituito da un profilo re direttivo, mentre a destra da un marciapiede non sormontabile di larghezza minima pari a 60 cm, in modo da poter costituire una via di allontanamento protetta in caso di guasto al veicolo.

La galleria sarà realizzata mediante l'uso di una macchina di scavo a piena sezione a contropressione di terra (EPB: Earth Pressure Balance) che attualmente su scala mondiale è diventata la tecnologia di scavo e costruzione di gallerie più diffusa.

La presente relazione tecnica e di calcolo riporta le verifiche statiche eseguite per il dimensionamento dei conci prefabbricati costituenti il rivestimento definitivo della galleria S. Lucia. Le analisi condotte hanno evidenziato la necessità di adottare conci prefabbricati di spessore pari a 0.55 m, al fine di sostenere le importanti sollecitazioni agenti, specie nella formazione del Sillano.

Nel seguito, dopo un breve sintesi del quadro geologico-geomeccanico di riferimento, si riportano le verifiche effettuate per il dimensionamento del rivestimento in conci della galleria principale.

2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO – GEOMECCANICO

In questo capitolo vengono descritte le principali unità geologiche attraversate dalla galleria così come emerso da tutta la documentazione disponibile.

Le unità geologiche presenti nell'area in oggetto sono rappresentate dai depositi di copertura (depositi di frana quiescente ed in evoluzione) e dal substrato lapideo costituito dalle Formazioni di Monte Morello (MLL) e del Sillano (SILL), suddivisa in tre facies, Sillano propriamente detto, litofacies marnoso calcarea (SILLmc) e litofacies arenacea (SILLar). Lo scavo della galleria naturale mediante TBM interesserà esclusivamente le formazioni rocciose, la cui descrizione viene riportata nel seguito, insieme ad una sintesi della caratterizzazione geomeccanica individuata per gli ammassi rocciosi interessati.

2.1. Descrizione Litologica

2.1.1. Formazione di Monte Morello (MLL)

È una formazione di natura flyschoidale, costituita da un'alternanza di calcari e calcari marnosi nocciola e grigio chiari da compatti a granulosi, talora con base calcarenitica, marne da avana a grigie e siltiti grigie talvolta scure. Localmente sono presenti calcilutiti e livelli di calcareniti, a grana fine o media, da sottili a medi, più frequenti verso la base della formazione, con impronte di fondo dovute a bioturbazione o ad impatto. I calcari e le marne mostrano un caratteristico colore biancastro all'alterazione. Talora sono presenti liste e livelli di selce scura.

È la formazione più diffusa lungo il tracciato della Galleria Santa Lucia, che raggiunge la massima copertura (270m) in corrispondenza della formazione del Monte Morello.

Generalmente si presenta con medio buone caratteristiche geomeccaniche, salvo per le porzioni interessate da strutture tettoniche che ne aumentano il grado di separazione strutturale, facendo diminuire i parametri di resistenza e deformabilità dell'ammasso.

2.1.2. Formazione del Sillano (SILL)

Si tratta di una formazione complessa costituita da un'alternanza di argilliti prevalenti, marne grigie e nerastre, siltiti grigio scure con calcari e calcari marnosi grigi, calcareniti prevalentemente sottili, fini di colore grigio, grigio-verdastro, calcari silicei verdastri. Il colore di alterazione dei calcari e delle calcareniti è frequentemente bruno e/o verdastro con patine scure. Le argilliti presentano una struttura scagliosa. Frequentemente gli strati dei litotipi più competenti, a causa della tettonizzazione, non mostrano continuità laterale tale da permettere di tracciarne con certezza i limiti. In sondaggio le porzioni marnoso siltose sono frequentemente molto foliate con diffusissime patine lucide e con fissilità simile a quella delle argilliti. Oltre al Sillano propriamente detto sopradescritto, sono state distinte due litofacies, litofacies arenacea e litofacies marnoso calcarea.

Generalmente il Sillano propriamente detto si presenta con caratteristiche geomeccaniche medio scarse, le peggiori di tutto il tracciato della galleria, sia per i parametri di resistenza, sia per quelli di deformabilità; sono stati inoltre rilevati al suo interno, minerali argillosi con proprietà rigonfianti.

Litofacies Arenacea (SILLar)

Alternanza pelitico arenacea di calcareniti ed arenarie in strati da sottili a spessi, marne argillose e siltose da compatte a foliate ed argilliti di color grigio e grigio scuro - nerastro. Subordinati calcari grigio chiari al taglio fresco e marrone giallastro con patine scure all'alterazione. Le calcareniti sono prevalentemente fini e subordinatamente medio - grossolane, di color grigio al taglio e marrone all'alterazione. Arenarie gradate da medio - fini a finissime, con impronte di fondo ben marcate ed abbastanza frequenti. Rispetto al Sillano propriamente detto contiene una maggiore quantità della porzione arenacea, pertanto è caratterizzato da proprietà di resistenza e deformabilità leggermente migliori.

Litofacies marnoso - calcarea (SILmc)

Alternanza di marne grigie, grigio scure, calcari grigi ed argilliti. Questa litofacies è presente solo in tratte limitate del tracciato, dove si registra un sensibile aumento dei calcari e delle marne. Anche in questo caso, rispetto al Sillano propriamente detto, la litofacies marnoso calcarea possiede parametri geomeccanici leggermente migliori.

2.2. Caratterizzazione Geomeccanica

Al fine di definire l'andamento dei parametri di resistenza dell'ammasso roccioso attraversato dalla galleria Santa Lucia lungo il suo sviluppo è stato utilizzato l'aggiornamento del 2002 del criterio di rottura di Hoek e Brown e i parametri geomeccanici sono stati ricavati in funzione del livello tensionale direttamente proporzionale alla copertura delle gallerie.

Come detto, con riferimento al profilo geologico e geomeccanico, la galleria Santa Lucia è interessata da due differenti formazioni: (1) la Formazione strutturalmente complessa del Sillano, (2) la Formazione flyschoidale del Monte Morello costituita prevalentemente da alternanze di marne e calcari e per la cui caratterizzazione sono state tenute presenti le indicazioni di Hoek e Marinos (2001) per i flysch caratterizzati da alternanze di differenti litotipi. I parametri m_i e σ_{ci} , relativi alla matrice rocciosa dei diversi litotipi, sono stati assunti sulla base dei risultati delle prove di laboratorio, a compressione monoassiale e triassiale, svolte nelle diverse campagne di indagini inclusi i primi risultati della campagna geotecnica appena terminata.

Allo scopo di valutare l'andamento dei parametri geomeccanici lungo l'intero sviluppo della galleria, in funzione del valore di GSI e dei parametri relativi alla resistenza della matrice della roccia intatta, è stato utilizzato un foglio di calcolo.

I dati di ingresso del foglio di calcolo sono i seguenti:

- copertura,
- sondaggi di riferimento,
- formazione,
- percentuale di occorrenza dei diversi litotipi.

Ulteriore dato di ingresso del foglio di calcolo è stato il fattore di proporzione k per il calcolo delle caratteristiche di resistenza della roccia intatta σ_{ci} ed m_i tenuto conto dell'importanza della contemporanea presenza di materiale più tenero come le argilliti e di materiali più compatti e duri come i calcari o le arenarie e della loro influenza sul comportamento geomeccanico secondo quanto suggerito da Hoek e Marinos (2001).

Tutti questi parametri sono stati ottenuti dall'analisi statistica dei numerosi dati ottenuti dalle diverse campagne geognostiche, svolte per le varie fasi progettuali di questa tratta che si sono susseguite negli ultimi anni.

Nella tabella seguente sono sintetizzati i parametri geomeccanici relativi a cinque sezioni ritenute rappresentative di tutti i contesti geologici presenti lungo il tracciato della Galleria S. Lucia.

Sezione	Prog. Km	Copertura (m)	Formaz.	γ	GSI	Em (Mpa)	c' (Mpa)	ϕ'
1	4+550	110	SILL	23	20-25	550-700	0,100-0,125	24-26
2	7+675	100	Sillmc	25	35-40	2300-3000	0,280-0,300	39-41
3	9+460	105	Sillar	25	25-35	3500-6300	0,550-0,700	48-51
4	8+230	270	MML (I)	25,5	55-60	12000-16000	1,400-1,700	50-51
5	8+230	270	MML (II)	25,5	35-45	4000-7000	0,800-1,000	44-47
6	7+770	100	MML Fratturato	25,5	25-30	1500-2000	0,245-0,280	39-41

Tabella 1 – Parametri geomeccanici

2.3. Considerazioni idrogeologiche

Lo studio idrogeologico ha ipotizzato sulla base delle letture piezometriche ottenute dai piezometri a tubo aperto, installati lungo il percorso della galleria, una linea piezometrica che deve essere però interpretata e rielaborata considerando che la galleria verrà realizzata in ammassi rocciosi caratterizzati da una permeabilità di tipo secondaria (per fratturazione) e non da depositi granulari caratterizzati da permeabilità primaria (per porosità); infatti tale linea piezometrica può riferirsi a letture piezometriche di acquiferi localizzati in superficie e non direttamente connessi fra di loro e in profondità a causa della permeabilità per fratturazione che caratterizza gli ammassi rocciosi. Inoltre i battenti piezometri misurati in corrispondenza della galleria risultano piuttosto elevati (fino a 130m), rendendo quindi necessario reinterpretare questi dati piezometrici per non penalizzare eccessivamente il dimensionamento del rivestimento definitivo.

In tal senso SPEA, sulla base di studi presenti in letteratura (Franciss, F.O., 1994 - Laginha Serafin, 1968 e Geertsma), ha proposto il concetto di “battente piezometrico equivalente”, utilizzando un coefficiente μ per correlare il battente piezometrico per porosità con quello equivalente (per fessurazione).

Nel grafico seguente si riportano i valori del battente reale ed equivalente calcolati da SPEA (per maggiori dettagli si rimanda alla relazione TUN2011).

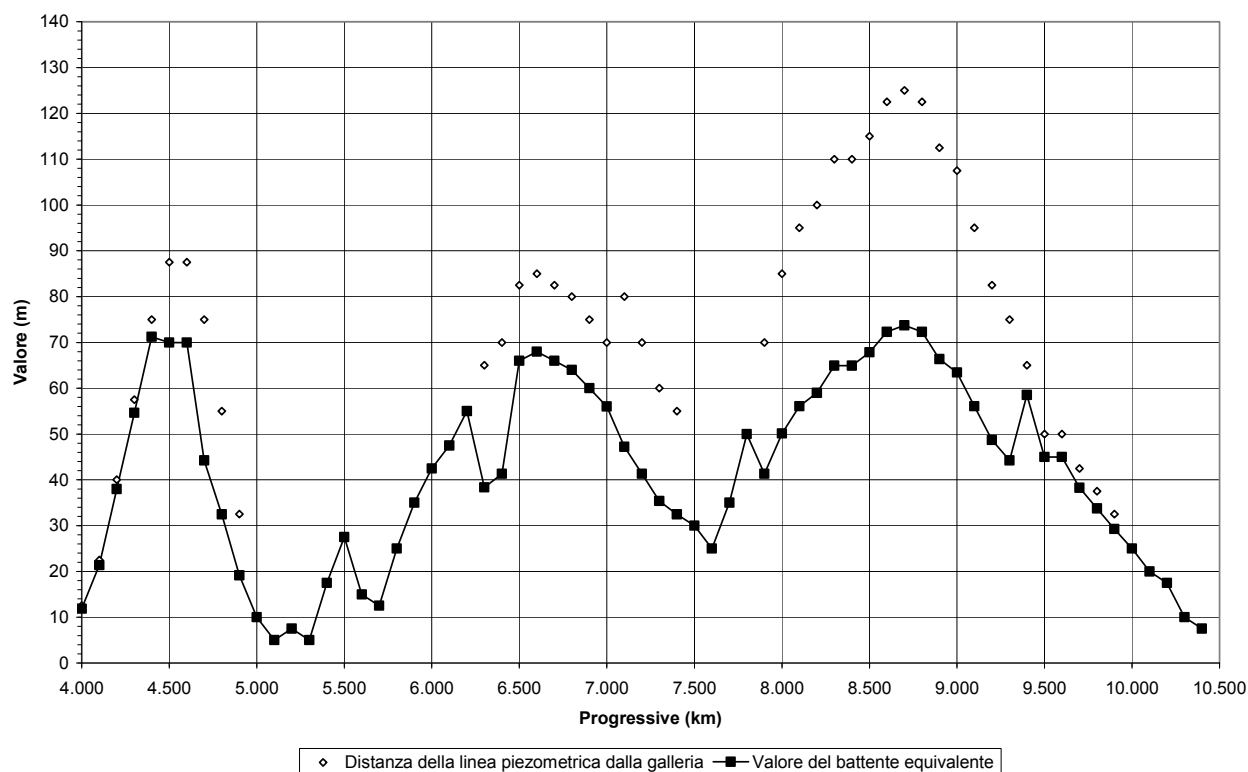


Figura 1 – Andamento del battente idraulico equivalente lungo lo sviluppo della galleria

Per il Progetto Esecutivo, è stata condotta una campagna geognostica integrativa che è consistita prevalentemente nell'esecuzione, lungo l'intero sviluppo della galleria Santa Lucia, di sondaggi e di indagini geofisiche (sismica a rifrazione e a riflessione e tomografia elettrica). Inoltre è stato possibile installare in alcuni sondaggi dei piezometri multipli per verificare la presenza di acquiferi su diversi livelli (falde sospese). L'interpretazione complessiva di tali indagini e i relativi approfondimenti idrogeologici hanno portato a individuare la presenza di diversi acquiferi e conseguentemente dei valori dei battenti idraulici, alla profondità della galleria, di entità ridotta rispetto alla linea piezometrica fornita dai piezometri a tubo aperto installati nella campagna di indagini geotecniche del Progetto Definitivo.

A questo riguardo si rimanda alla relazione relativa al Codice di Scavo (elaborato TUN – 2011; “Codice di Scavo ai fini idrogeologici, scavo meccanizzato con TBM – EPB”) e più precisamente al capitolo 5 sui carichi idrostatici agenti sul rivestimento definitivo. Inoltre, sulla base della campagna di indagini geotecniche condotte per il Progetto Esecutivo è stato possibile apprezzare che la Formazione di Sillano, fermo restando una circolazione idrica sotterranea, soprattutto nella facies arenacea, e acquiferi localizzati comunque superficiali e di modesta entità, è prevalentemente in condizioni di parziale saturazione e, conseguentemente, non si ha un vero e proprio carico idrostatico o battente d'acqua alla profondità della galleria (si veda a questo riguardo il capitolo 2 del citato Codice di Scavo relativo alle condizioni idrogeologiche presenti lungo la galleria).

3. RIVESTIMENTO IN CONCI PREFABBRICATI – CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Si riportano nel seguito le caratteristiche dimensionali del rivestimento in conci prefabbricati e conseguentemente le geometrie di scavo da affrontare mediante la testa fresante della TBM.

Considerando una tolleranza costruttiva fisiologica si è ipotizzato di impiegare un raggio interno di 7,15 m, al quale corrisponde un diametro interno di 14,30 m.

Considerato lo spessore del concio prefabbricato, pari a 0,55 m, il diametro di estradosso risulta pari a 15,40 m. Quale lunghezza del concio si ipotizza 2,0 m.

L'anello è costituito da 9 conci + il concio di chiave. Partendo dal layout dei gruppi spinta, previsti in numero di 19 disposti su un settore angolare di 21.0526° , sono previsti due gruppi di spinta per i conci tipo ed un gruppo di spinta per la chiave.

Le connessioni tra i conci sono previste mediante bulloni metallici, sul giunto radiale, in numero di due bulloni per lato. Sul giunto trasversale invece sono previsti 4 connettori tipo biblock.

Sul giunto radiale si è prevista la messa in opera della barra guida.

Da ultimo si evidenzia la presenza di una doppia guarnizione, la prima di tipo hydrofiller con funzione di prima tenuta lungo il bordo esterno del concio, la seconda in EPDM per la tenuta principale all'acqua ed al gas.

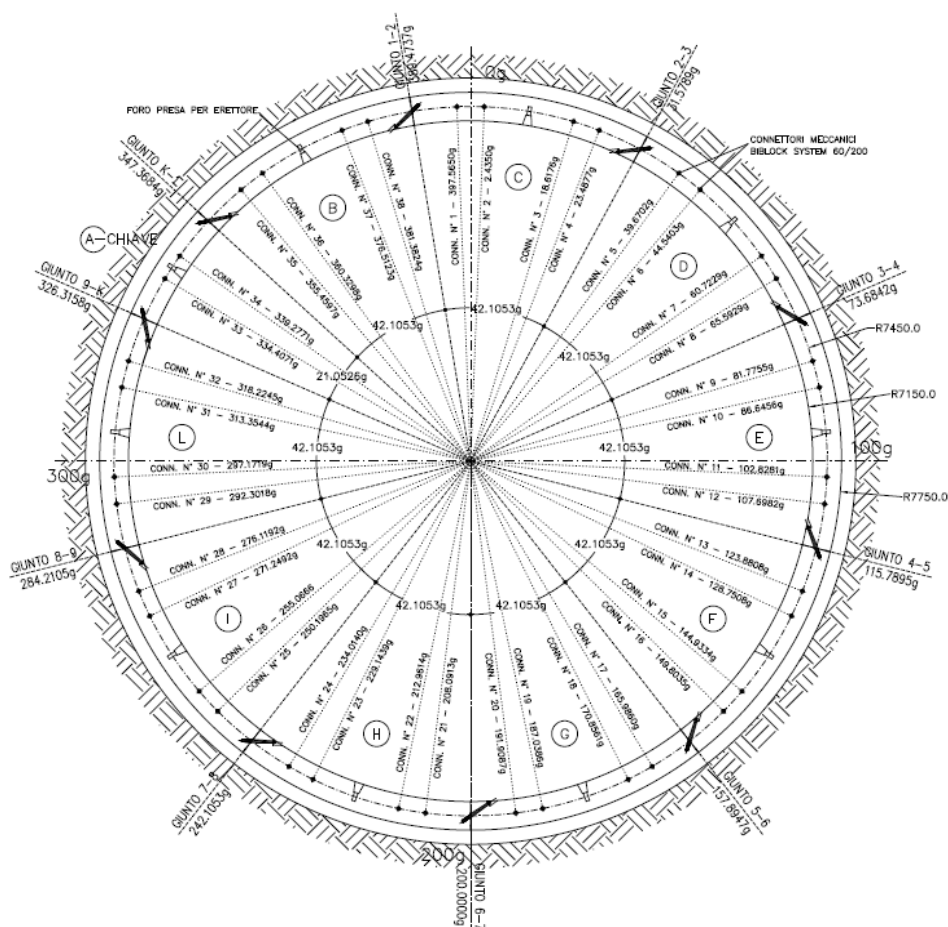


Figura 2 – Anello in conci prefabbricati – Sezione trasversale

4. ANALISI DEL RIVESTIMENTO DEFINITIVO IN CONCI

Nel seguito si riportano gli esiti delle verifiche statiche condotte per la verifica degli interventi di progetto.

Come già anticipato si è proceduto ad effettuare una serie di analisi alle differenze finite, per le condizioni dell'ammasso ritenute più significative, che hanno permesso di indagare il regime tensionale e deformativo, sia nelle strutture che nell'ammasso circostante, nelle principali fasi esecutive fino alla completa realizzazione dell'opera, consentendo quindi di valutare l'evoluzione del comportamento dell'opera nel breve, medio e lungo termine.

4.1. Codice di calcolo

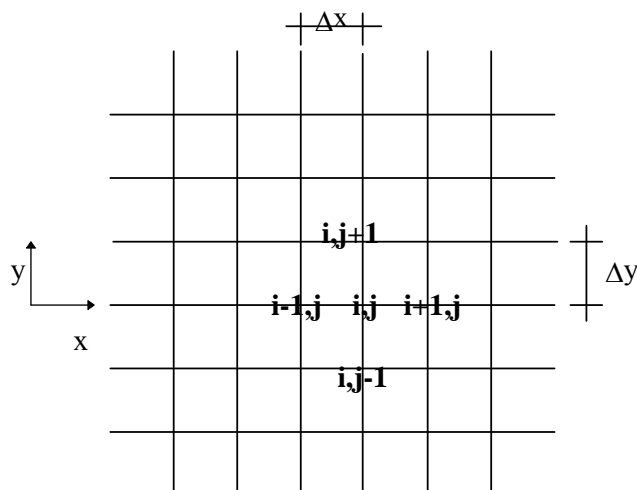
Le analisi tenso-deformative presentate nel seguito, sono state condotte impiegando il codice di calcolo FLAC 4.0 (Fast Lagrangian Analysis of Continua), sviluppato da ITASCA Consulting, il quale consente di affrontare problemi di meccanica del continuo, determinando gli stati tensionali e deformativi in un dominio bidimensionale, le cui caratteristiche sono definite da leggi di comportamento, di tipo elastico o plastico, e da imposte condizioni al contorno, implementando il metodo delle differenze finite. Tale metodo si basa sulla discretizzazione delle equazioni differenziali che governano il problema fisico in esame, attraverso la sostituzione delle derivate con quozienti di differenze finite. In questo modo, le equazioni differenziali vengono trasformate in equazioni algebriche, da risolversi in successivi passi di calcolo. L'algoritmo di calcolo segue uno schema lagrangiano denominato "esplicito per integrazione diretta nel tempo" (explicit time marking), il quale è in grado di lavorare agevolmente e molto velocemente per sistemi con grandi deformazioni, con stati di collasso molto avanzati e in condizioni di instabilità (la possibilità di giungere al collasso non è infatti limitata da problemi di stabilità numerica, quale l'invertibilità di matrici). L'adattamento del metodo alle differenze finite a casi di griglia di forma qualunque segue l'approccio di Wilkins M.L..

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

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

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

In modo analogo si opera per le derivate rispetto ad y , e per le derivate di ordine superiore.



La legge costitutiva del materiale viene espressa nella seguente forma:

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

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

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

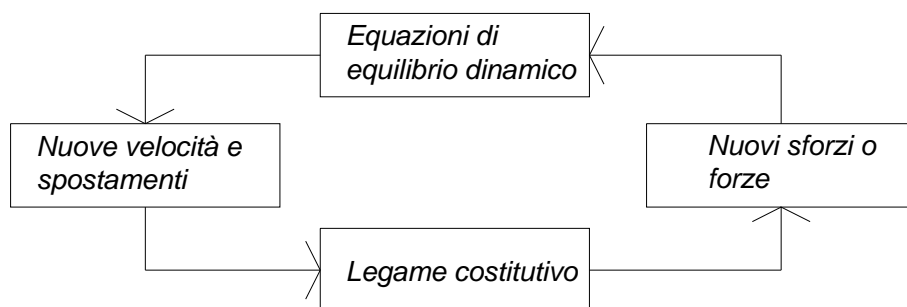


Figura 3 – Fasi di computazione del codice di calcolo FLAC

4.2. Analisi numeriche

L'analisi delle sollecitazioni sul rivestimento definitivo viene condotta applicando lungo il contorno dello scavo una serie di elementi finiti di trave dello spessore di 55 cm e rilassando completamente le forze di scavo residue, oltre chiaramente al valore di preconvergenza che si determina in fase di scavo, prima della posa del rivestimento in conci prefabbricati; si è considerato un valore di pre-convergenza pari a 5 cm.

Le analisi sono state condotte con riferimento ai contesti geomeccanici riportati al capitolo 2; si sono esaminate in dettaglio le situazioni più ricorrenti: Sillano con 110 m di ricoprimento e Monte Morello con ricoprimento pari a 270 m. Tali condizioni, come evidenziato da una serie di analisi con il metodo delle Linee Caratteristiche, i cui risultati sono sintetizzati nella tabella seguente, sono anche quelle che determinano le maggiori sollecitazioni nel rivestimento della galleria e risultano quindi particolarmente significative per il dimensionamento dei conci.

Formazione geomeccanica	H [m]	H _w [m]	R [m]	Analisi	Parametri geomeccanici di calcolo					sp. RIV. DEF. [cm]	σ_{CLS} [MPa]	σ_{Water} [MPa]	σ_{CLSTOT} [MPa]
					γ	c	ϕ	ν	E				
					[KN/m ³]	[KPa]	[°]	[-]	[MPa]				
SILL	110,0	70,0	7,70	SIL_1	23,0	120,0	25,0	0,30	650,0	55	5,67	10,88	16,55
Sillmc	100,0	35,0	7,70	SIL_2	25,0	290,0	40,0	0,30	2650,0	55	2,53	5,98	8,51
Sillar	105,0	50,0	7,70	SIL_3	25,0	650,0	49,0	0,30	4900,0	55	2,15	8,08	10,23
MML (I)	270,0	75,0	7,70	MML_1	25,5	1450,0	50,0	0,30	14000,0	55	1,92	11,58	13,49
MML (II)	270,0	75,0	7,70	MML_2	25,5	900,0	45,0	0,30	5500,0	55	3,70	11,58	15,28
MML Fratturato	100,0	40,0	7,70	MML_3	25,5	265,0	40,0	0,30	1750,0	55	3,48	6,68	10,16

Legenda:

H = copertura	c = coesione	σ_{CLS} = sollecitazioni rivestimento definitivo
H _w = battente idraulico	ϕ = angolo di attrito	σ_{water} = sollecitazioni sul rivestimento definitivo dovute al solo battente idraulico
R = raggio di scavo	ν = coefficiente di Poisson	$\sigma_{CLS TOT}$ = sollecitazioni sul rivestimento definitivo totali
γ = peso specifico	E = modulo elastico	

Tabella 2 – Analisi con il metodo delle Linee Caratteristiche

Le analisi sono state condotte in sforzi efficaci, considerando per ogni sezione la presenza di un battente idraulico equivalente, ottenuto dalla rielaborazione delle letture piezometriche effettuate, che fanno riferimento ad acquiferi localizzati in superficie e non direttamente connessi fra di loro e in profondità a causa della permeabilità per fratturazione che caratterizza gli ammassi rocciosi (cfr. par. 2.3 Considerazioni idrogeologiche).

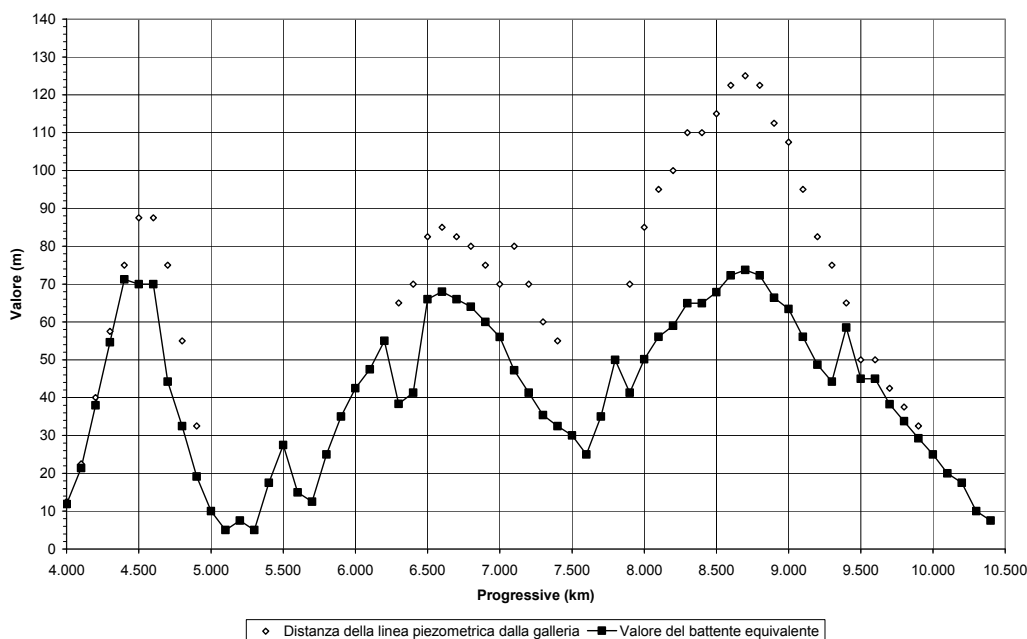


Figura 4 – Andamento del battente idraulico equivalente lungo lo sviluppo della galleria

4.3. Criteri di verifica

Le verifiche statiche del rivestimento definitivo, vengono effettuate secondo un approccio agli Stati Limite, analizzando lo stato limite ultimo e lo stato limite di esercizio, con riferimento a quanto indicato nel DM 96.

La sicurezza e la prestazione di un'opera devono essere valutati in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale, Stati Limite Ultimi (SLU) e Stati Limite di Esercizio (SLE), secondo il metodo semiprobabilistico basato sull'impiego dei "coefficienti parziali di sicurezza".

4.3.1. Normativa

La presente relazione è stata redatta nel rispetto della Normativa in vigore e di alcune Raccomandazioni.

I principali riferimenti normativi sono i seguenti:

- **D.M. LL.PP 11 Marzo 1988.** Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- **Circ. LL.PP. 24 Settembre 1988 n. 30483.** Istruzioni riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

- **D.M. LL.PP. 14 Febbraio 1992.** Norme Tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale o precompresso e per le strutture metalliche.
- **D.M. LL.PP 09/01/1996.** Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche" e relative istruzioni (Circ. LL.PP. 15/10/96, n. 252).
- **D.M. LL.PP 16/01/1996.** Norme tecniche relative ai «Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi» e relative istruzioni (Circ. LL.PP. 04/07/96, n. 156 AA.GG./STC);

4.3.2. Verifica a pressoflessione - Stato limite ultimo (SLU)

La verifica della sicurezza agli stati limite ultimi per costruzioni di conglomerato cementizio si ritiene soddisfatta quando, per ogni elemento strutturale e per ciascuna delle combinazioni delle azioni prese in esame, risulti

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione pari all'azione nominale moltiplicata per il coefficiente parziale per le azioni $\gamma = 1,40$, mentre R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema, valutato con riferimento ai coefficienti parziali per le resistenze, che variano in funzione dei materiali.

Le resistenze di calcolo dei materiali, conglomerato cementizio e acciaio, si ottengono mediante l'espressione

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m}$$

dove

f_k = resistenza caratteristica del materiale

γ_m = coefficiente parziale per la resistenza.

In particolare per il conglomerato cementizio la resistenza di calcolo a compressione vale:

$$f_{cd} = 0,83 \cdot 0,85 \cdot R_{ck} / \gamma_c$$

dove

f_{ck} = resistenza caratteristica cilindrica a compressione del conglomerato cementizio a 28 giorni;

γ_c = coefficiente parziale di sicurezza del conglomerato cementizio ($\gamma_c = 1,6$);

$0,85$ = coefficiente riduttivo che tiene conto della differenza tra la durata delle prove di laboratorio e quella reale di applicazione dei carichi.

La tensione di snervamento di calcolo dell'acciaio risulta invece pari a:

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

dove

f_{yk} = tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio

$\gamma_{m,s}$ = coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio ($\gamma_s = 1,15$).

4.3.3. Verifica a pressoflessione - Stato limite di esercizio (SLE)

La verifica allo stato limite di esercizio viene condotta con riferimento a coefficienti parziali sulle azioni unitari.

La massima tensione di compressione del conglomerato cementizio, ricavata dalle sollecitazioni fornite dal codice di calcolo, dovrà rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c \leq 0,45 f_{ck}$$

Per l'acciaio, invece, la tensione di trazione massima deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s \leq 0,70 f_{yk}$$

dove

f_{yk} = tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio.

4.3.4. Verifica a fessurazione - Stato limite di esercizio (SLE)

La verifica a fessurazione viene effettuata con riferimento al DM 9 Gennaio 96, secondo cui, in funzione della classe di esposizione del calcestruzzo, si ritengono accettabili aperture fessurative inferiori a 0,20 mm.

Se il copriferro risulta superiore a $1,5 \cdot c_{\min}$ (dove c_{\min} = copriferro minimo = 2,5 cm) è ammesso un limite di apertura $w_k = 1,5 \cdot 0,20 \text{ mm} = 0,30 \text{ mm}$.

La verifica viene condotta con riferimento a coefficienti parziali sulle azioni unitari.

Il valore caratteristico dell'apertura delle fessure è calcolato come:

$$w_k = 1,7 \cdot w_m = 1,7 \cdot \varepsilon_{sm} \cdot s_{rm}$$

dove:

w_m = valore medio dell'apertura

ε_{sm} = deformazione media

s_{rm} = distanza media tra le fessure

La distanza media tra le fessure è calcolata con la seguente formulazione:

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

dove:

c = copriferro netto armatura tesa

s = interasse tra le barre

$k_2 =$ 0.4 per barre ad aderenza migliorata
0.8 per barre lisce

$k_3 =$ 0.125 se l'asse neutro cade all'interno della sezione;
0,250 nel caso di trazione pura

$0,25 \cdot (\sigma_1 + \sigma_2) / 2 \sigma_1$ nel caso di trazione eccentrica o nel caso che si consideri una sola parte della sezione, essendo σ_1 e σ_2 rispettivamente le tensioni di trazione massima e minima ai bordi della sezione, considerata interamente reagente.

Φ = diametro delle barre

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

La deformazione media è data da:

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

dove:

σ_s = tensione dell'acciaio calcolata nella sezione fessurata per la combinazione di azioni considerata.

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

$\beta_1 = 1$ per barre ad aderenza migliorata.

$\beta_2 = 0,5$ per azione di lunga durata o ripetute

4.3.5. Verifica a taglio - Stato limite ultimo (SLU)

Per quanto riguarda la verifica al taglio, indicando con V_{sdu} il valore di progetto dell'azione pari all'azione nominale moltiplicata per il coefficiente parziale per le azioni $\gamma = 1,40$, essa risulta soddisfatta quando risulta

$$V_{Sdu} \leq V_{cd} + V_{wd}$$

in cui

$$V_{cd} = 0.6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \cdot \delta$$

$$V_{wd} = A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \frac{0.9 \cdot d}{s}$$

La sollecitazione a taglio non deve comunque superare un valore V_{Rduc} oltre il quale il calcestruzzo va in crisi per compressione:

$$V_{Sdu} \leq V_{Rduc}$$

con

$$V_{Rduc} = 0.3 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

In assenza di armature la verifica è soddisfatta se il valore di calcolo del taglio V_{sdu} non supera il valore $V_{Rduc'}$, fornito dalla seguente formula:

$$V_{Rduc'} = 0.25 \cdot f_{ctd} \cdot r \cdot (1 + 50 \rho_l) \cdot b_w \cdot d \cdot \delta$$

dove

f_{ctd} = resistenza a trazione di calcolo

$r = (1.6 - d)$ con d espressa in metri e comunque $d \leq 0.60$ m

$\rho_l = A_{sl} / (b_w \times d)$ essendo A_{sl} l'armatura longitudinale a trazione e comunque $\rho_l \leq 0.2$

b_w = larghezza della membratura resistente a taglio

d = altezza utile della sezione

$\delta = 1 + M_0 / M_{sdu}$ essendo M_0 il momento di decompressione ($= N_{sdu} \times H/6$)

4.4. Materiali impiegati

Calcestruzzo C35/45 (CONCIO TIPO 2)

Resistenza caratteristica a compressione su provino cilindrico
Resistenza caratteristica a compressione su provino cubico

$$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$$
$$R_{ck} = 45 \text{ MPa}$$

Calcestruzzo C40/50 (CONCIO TIPO 1)

Resistenza caratteristica a compressione su provino cilindrico
Resistenza caratteristica a compressione su provino cubico

$$f_{ck} = 40 \text{ MPa}$$
$$R_{ck} = 50 \text{ MPa}$$

Acciaio B450 C

Tensione caratteristica allo snervamento
Tensione caratteristica a rottura

$$f_{yk} = 450 \text{ MPa}$$
$$f_{tk} = 540 \text{ MPa}$$

Le resistenze di progetto allo stato limite ultimo, secondo quanto detto al paragrafo precedente, risultano pari a

Calcestruzzo C35/45	$f_{cd} = 19.8 \text{ MPa}$
Calcestruzzo C40/50	$f_{cd} = 22.0 \text{ MPa}$

Gli sforzi ammissibili allo stato limite di esercizio sono invece pari a

Calcestruzzo C35/45	$\sigma_{amm} = 0.45 f_{ck} = 15,75 \text{ MPa}$
Calcestruzzo C40/50	$\sigma_{amm} = 0.45 f_{ck} = 18,00 \text{ MPa}$
Acciaio B450 C	$\sigma_{amm} = 0.70 f_{yk} = 315,0 \text{ MPa}$

4.5. Verifiche statiche in fase definitiva

Nelle pagine seguenti si riportano i risultati delle delle verifiche effettuate.

Data la discontinuità del rivestimento, dovuta all'adozione dei conci, le verifiche vengono effettuate considerando che le sollecitazioni di trazione possano essere assorbite soltanto dove è presente la continuità strutturale.

Le verifiche sono quindi condotte considerando le sollecitazioni e la sezione resistente in calcestruzzo relativi a due anelli consecutivi mentre l'armatura è quella relativa ad un solo anello.

Dall'esame dei risultati appare come la condizione di sollecitazione peggiore riguardi il contesto del Sillano nella tratta ad alte coperture; in tale situazione lo stato tensionale nel materiale risulta comunque al di sotto dei limiti previsti. La verifica a fessurazione non è stata effettuata in quanto la sezione risulta sempre compressa.

4.5.1. Modello 1 – Sillano – copertura 110m

4.5.1.1. Geometria

Il modello di calcolo 1 è finalizzato all'analisi dello scavo all'interno della formazione del Sillano. Si è considerata la sezione con copertura massima, pari a circa 110m.

L'analisi numerica è stata condotta considerando un reticolo di forma rettangolare, avente dimensioni e grado di infittimento al contorno del cavo tali da garantire una soluzione numerica accurata e rappresentativa della situazione in sito. Le dimensioni della griglia e la distanza della galleria dai limiti esterni della griglia stessa sono tali da allontanare eventuali effetti di bordo dall'area di interesse del reticolo.

Il contorno del modello è stato vincolato lateralmente ed inferiormente mediante carrelli.

SEZIONE	DIMENSIONI GRIGLIA [m]	N° ELEMENTI
SILLANO – 110m	400,0 X 240,0	14972

Tabella 3 – Caratteristiche mesh di calcolo – Modello 1

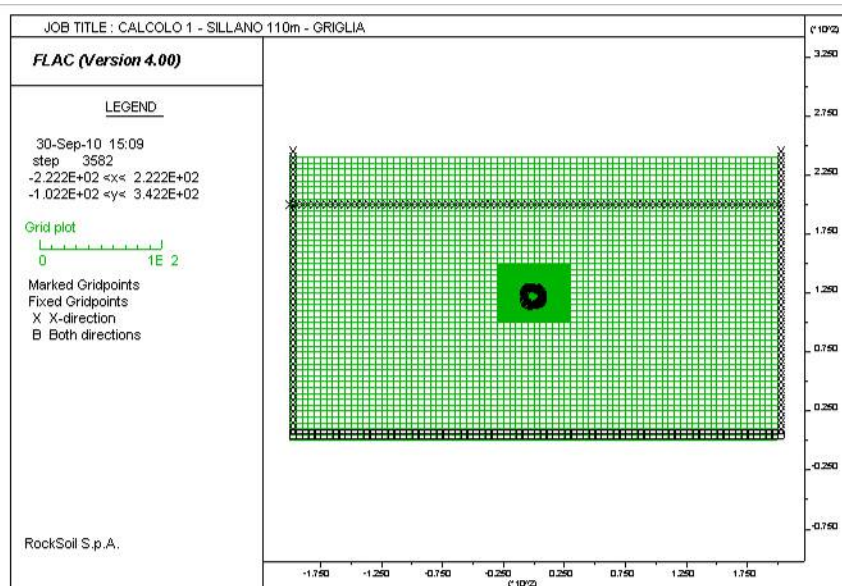


Figura 5 – Caratteristiche mesh di calcolo – Modello 1

4.5.1.2. Parametri geotecnici

Il modello di calcolo 1 considera una porzione di galleria che attraversa la formazione del Sillano. I parametri geotecnici caratteristici dei materiali interessati dallo scavo vengono di seguito riassunti:

MATERIALE	γ	c'	Φ'	E	ν
SILLANO	23 KN/m ³	120 KPa	25°	650 MPa	0,30

Tabella 4 – Parametri geotecnici – Modello 1

Lo stato di sforzo iniziale nel modello tiene conto di un rapporto K_0 tra le tensioni iniziali orizzontale σ_3 e verticale σ_1 pari a:

$$K_0 = \sigma_3 / \sigma_1 = 0,577$$

4.5.1.3. Time di calcolo

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

TIME 0 – Geostatico. In questa prima fase di calcolo vengono applicati il peso proprio del terreno e le caratteristiche di resistenza e deformabilità delle formazioni in sito, in modo tale da ricostruire la situazione tensionale preesistente alla costruzione della galleria.

TIME 1 – Scavo. In questa time di calcolo viene simulato lo scavo prima della posa in opera dei conci, fino ad ottenere una convergenza del cavo di circa 5,0 cm, attraverso un'opportuna riduzione delle le forze di scavo.

TIME 2 – Posa dei conci. Viene simulata la realizzazione del rivestimento definitivo della galleria.

TIME 3 – Falda. Viene simulata la presenza di un carico idraulico agente sul rivestimento della galleria con l'introduzione di una pressione idrostatica sul cavo della galleria pari a 700 KPa, corrispondente a 70 m di battente idraulico.

4.5.1.4. Analisi dei risultati

Nel corso della simulazione delle fasi esecutive della galleria naturale si sviluppano fenomeni di plasticizzazione nel terreno al contorno della cavità (per una fascia di circa 7,0 ÷ 8,0 m di spessore) localizzati prevalentemente nella zona ai lati dello scavo. Nella stessa zona le deformazioni di taglio risultano piuttosto elevate, raggiungendo anche valori di 0,80% - 0,90%.

Lo stato di sollecitazione, come descritto più in dettaglio nei paragrafi seguenti, è sempre compreso entro i limiti imposti da normativa.

Per quanto riguarda le deformazioni si segnalano spostamenti massimi nell'ammasso roccioso di circa 5,0 cm. Per quanto riguarda i rivestimenti, invece, si possono misurare convergenze radiali massime pari a circa 0,3 ÷ 0,4 cm, localizzate prevalentemente in corrispondenza della calotta della galleria.

4.5.1.5. Verifiche statiche

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

$$N_d = 1,4 * N$$

$$M_d = 1,4 * M$$

con N e M derivanti delle analisi numeriche.

Per la creazione dei domini di rottura si è fatto riferimento ai dati riportati nella tabella seguente

CONCIO	SPESSORE	CLS	ARMATURA
Concio tipo 1	55,0 cm	C40/50	18Ø14 (intradosso) 20Ø14 (estradosso)

Tabella 5 – Caratteristiche conci – Modello 1

La verifica allo stato limite di esercizio prevede invece la definizione delle seguenti azioni di progetto:

$$N_d = 1,0 * N$$

$$M_d = 1,0 * M$$

Si sono prese in considerazione le sollecitazioni massime, come si evince dalle tabelle riportate di seguito le verifiche risultano sempre soddisfatte.

M [KN*m/m]	N [KN/m]	γ	M _d [KN*m]	N _d [KN]	ARMATURA	CLS	σ_c	σ_s
73,04	8523,0	1,4	409,02	47728,8	18Ø 14 (intradosso) 20Ø 14 (estradosso)	C40/50	16,17	239,1

Tabella 6 – Verifiche statiche – Modello 1

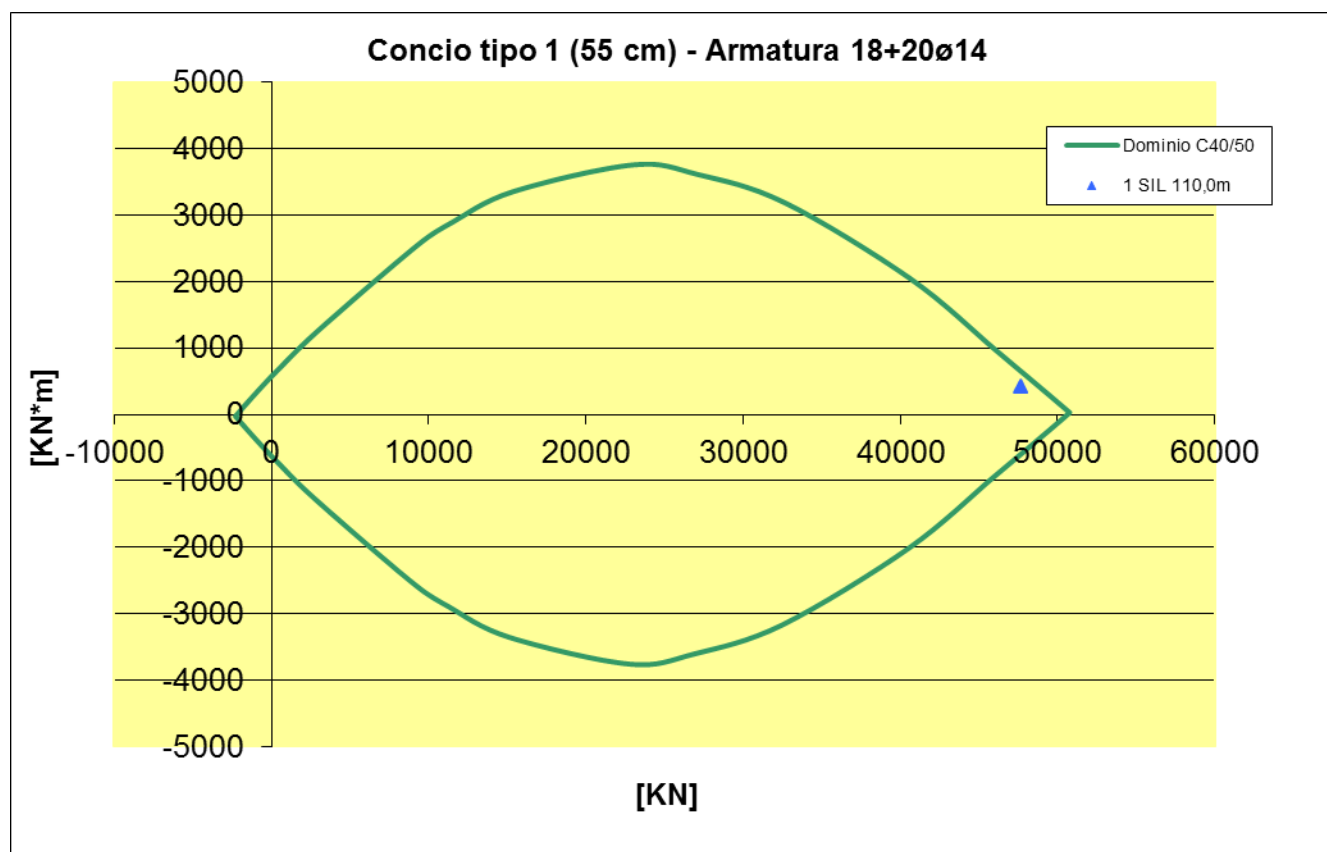


Figura 6 – Dominio MN – Modello 1

La verifica a fessurazione non viene effettuata in quanto la sezione risulta interamente compressa.

Per quanto riguarda la verifica a taglio, in favore di sicurezza, si trascura l'armatura a taglio, trattando il concio alla stregua di una sezione non armata. Come si può osservare nelle tabelle riportate di seguito la verifica risulta sempre soddisfatta.

Spessore	c	f_{ctd}	b_w	d	r	A_{sl}	ρ_l	δ	V_{sdu}	$V_{rd,uc'}$
[m]	[m]	[MPa]	[m]	[m]	[-]	[cm ²]	[-]	[-]	[kN]	[kN]
0.55	0.05	1.60	2	0.5	1.1	27,71	0.0029	1.00	150.2	501,0

Tabella 7 – Verifica a taglio – Conci

4.5.2. Modello 2 – Monte Morello – copertura 270m

4.5.2.1. Geometria

Il modello di calcolo 2 è finalizzato all'analisi dello scavo all'interno della formazione del Monte Morello. Si è considerata la sezione con copertura massima, pari a circa 270m.

L'analisi numerica è stata condotta considerando un reticolo di forma rettangolare, avente dimensioni e grado di infittimento al contorno del cavo tali da garantire una soluzione numerica accurata e rappresentativa della situazione in sito. Le dimensioni della griglia e la distanza della galleria dai limiti esterni della griglia stessa sono tali da allontanare eventuali effetti di bordo dall'area di interesse del reticolo.

Il contorno del modello è stato vincolato lateralmente ed inferiormente mediante carrelli.

SEZIONE	DIMENSIONI GRIGLIA [m]	N° ELEMENTI
MONTE MORELLO – 270m	400,0 X 400,0	18280

Tabella 8 – Caratteristiche mesh di calcolo – Modello 2

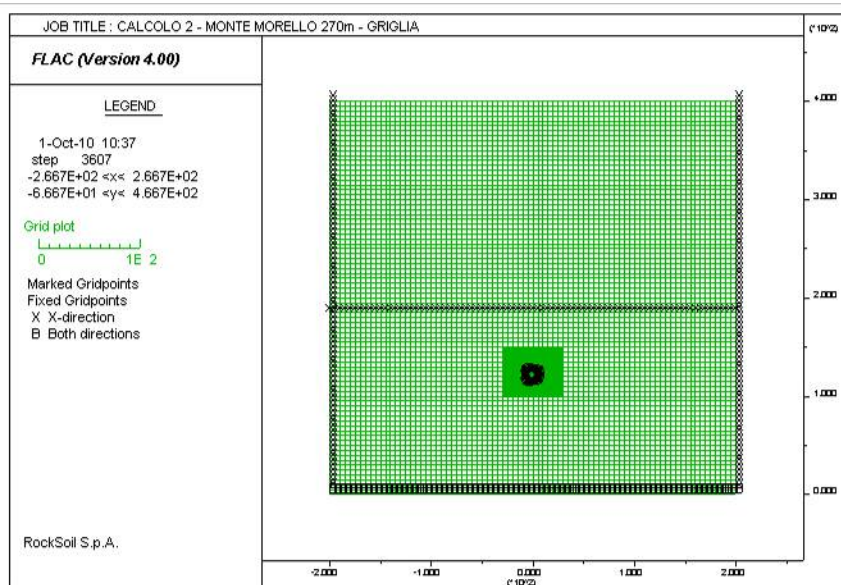


Figura 7 – Caratteristiche mesh di calcolo – Modello 2

4.5.2.2. Parametri geotecnici

Il modello di calcolo 2 considera una porzione di galleria che attraversa la formazione del Monte Morello. I parametri geotecnici caratteristici dei materiali interessati dallo scavo vengono di seguito riassunti:

MATERIALE	γ	c'	Φ'	E	ν
MONTE MORELLO	25,5 KN/m ³	900 KPa	45°	5500 MPa	0,30

Tabella 9 – Parametri geotecnici – Modello 2

Lo stato di sforzo iniziale nel modello tiene conto di un rapporto K_0 tra le tensioni iniziali orizzontale σ_3 e verticale σ_1 pari a:

$$K_0 = \sigma_3 / \sigma_1 = 0,293$$

4.5.2.3. Time di calcolo

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

TIME 0 – Geostatico. In questa prima fase di calcolo vengono applicati il peso proprio del terreno e le caratteristiche di resistenza e deformabilità delle formazioni in sito, in modo tale da ricostruire la situazione tensionale preesistente alla costruzione della galleria.

TIME 1 – Scavo. In questa time di calcolo viene simulato lo scavo prima della posa in opera dei conci, fino ad ottenere una convergenza del cavo di circa 5,0 cm, attraverso un'opportuna riduzione delle le forze di scavo.

TIME 2 – Posa dei conci. Viene simulata la realizzazione del rivestimento definitivo della galleria.

TIME 3 – Falda. Viene simulata la presenza di un carico idraulico agente sul rivestimento della galleria con l'introduzione di una pressione idrostatica sul cavo della galleria pari a 750 KPa, corrispondente a 75 m di battente idraulico.

4.5.2.4. Analisi dei risultati

Nel corso della simulazione delle fasi esecutive della galleria naturale si sviluppano modesti fenomeni di plasticizzazione nel terreno al contorno della cavità (per una fascia di circa 2,0 ÷ 4,0 m di spessore). Le deformazioni di taglio risultano piuttosto ridotte, raggiungendo localmente valori massimi di circa 0,5%.

Lo stato di sollecitazione, come descritto più in dettaglio nei paragrafi seguenti, è sempre compreso entro i limiti imposti da normativa.

Per quanto riguarda le deformazioni si segnalano spostamenti massimi nell'ammasso roccioso di circa 2,0 ÷ 2,5 cm. Per quanto riguarda i rivestimenti, invece, si può affermare che le convergenze sono nulle, con valori massimi dell'ordine di 0,30 ÷ 0,35 cm.

4.5.2.5. Verifiche statiche

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

$$N_d = 1,4 * N$$

$$M_d = 1,4 * M$$

con N e M derivanti delle analisi numeriche.

Per la creazione dei domini di rottura si è fatto riferimento ai dati riportati nella tabella seguente

CONCIO	SPESSORE	CLS	ARMATURA
Concio tipo 2	55,0 cm	C35/45	18Ø12 (intradosso) 20Ø12 (estradosso)

Tabella 10 – Caratteristiche conci – Modello 2

La verifica allo stato limite di esercizio prevede invece la definizione delle seguenti azioni di progetto:

$$N_d = 1,0 * N$$

$$M_d = 1,0 * M$$

Si sono prese in considerazione le sollecitazioni massime, come si evince dalle tabelle riportate di seguito le verifiche risultano sempre soddisfatte.

M [KN*m/m]	N [KN/m]	γ	M _d [KN*m]	N _d [KN]	ARMATURA	CLS	σ_c	σ_s
170,40	6715,0	1,4	954,24	37604,0	18Ø12 (intradosso) 20Ø12 (estradosso)	C35/45	15,01	216,5

Tabella 11 – Verifiche statiche – Modello 2

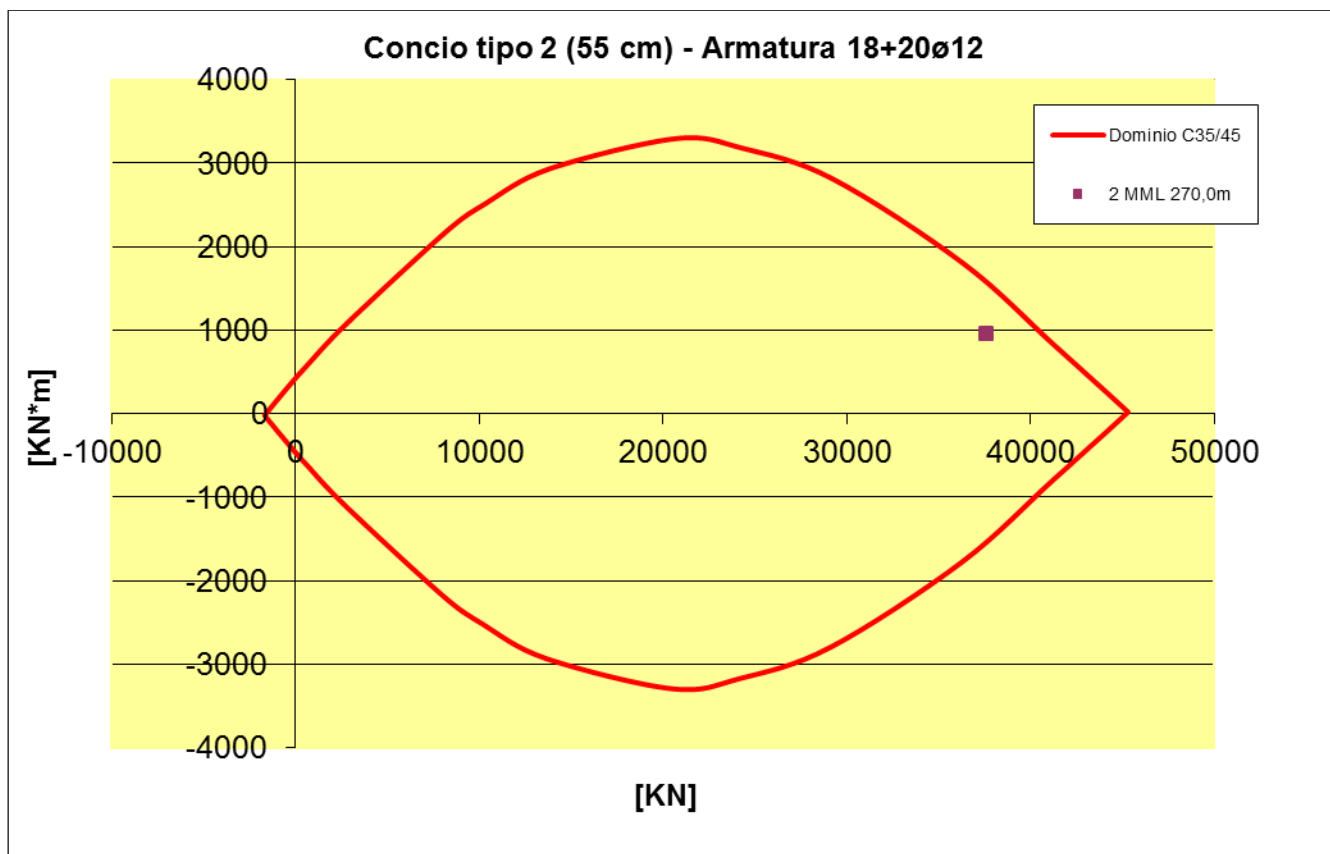


Figura 8 – Dominio MN – Modello 2

La verifica a fessurazione non viene effettuata in quanto la sezione risulta interamente compressa.

Per quanto riguarda la verifica a taglio, in favore di sicurezza, si trascura l'armatura a taglio, trattando il concio alla stregua di una sezione non armata. Come si può osservare nelle tabelle riportate di seguito la verifica risulta sempre soddisfatta.

Spessore	c	f _{ctd}	b _w	d	r	A _{sl}	ρ _l	δ	V _{sdu}	V _{rduc'}
[m]	[m]	[MPa]	[m]	[m]	[-]	[cm ²]	[-]	[-]	[KN]	[KN]
0.55	0.05	1.49	2	0.5	1.1	20,36	0.0021	1.00	254,24	451,46

Tabella 12 – Verifica a taglio – Conci

4.6. Verifiche statiche in fase provvisoria

In questo paragrafo vengono esaminate le condizioni più gravose a cui sono sottoposti i conci nelle fasi transitorie che precedono la posa in opera ed in particolare:

- *Scasseratura*
- *Movimentazione*
- *Stoccaggio e trasporto*
- *Montaggio* (sollevamento con erettore)
- *Spinta dei martinetti* (fase di avanzamento dello scudo, durante la quale viene esercitata dai martinetti la spinta sui conci dell'ultimo anello di rivestimento posto in opera).

Si fa riferimento alle azioni e alla resistenza del singolo concio.

Le verifiche sono state condotte con riferimento al concio tipo 2, realizzato con calcestruzzo C35/45 e armatura ridotta, ma risulteranno ovviamente valide anche per il concio tipo 1.

4.6.1. Scasseratura

Nella fase di scasseratura i conci sono soggetti all'azione del peso proprio (PP) ed alla forza di adesione del cassero (S) che, sulla base di esperienze analoghe, può essere valutata in circa 10 KN/m^2 . Ipotizzando che il concio venga sollevato ai lati, con riferimento allo schema seguente, e considerando una lunghezza del concio pari a $2,0 \text{ m}$

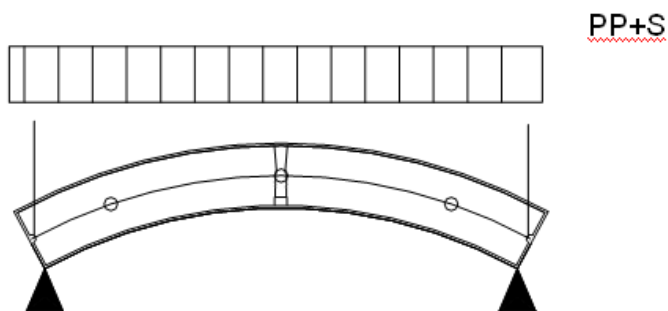


Figura 9 – Fase 1: Scasseratura

si ottiene

$$PP = 27,5 \text{ KN/m}$$

$$S = 20,0 \text{ KN/m}$$

$$p = PP + S = 50,0 \text{ KN/m}$$

da cui

$$M = 143,1 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$T = 116,6 \text{ KN}$$

considerando un coefficiente amplificativo γ_d pari a 1,4 si ottiene

$$M_d = 200,4 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$T_d = 163,3 \text{ KN}$$

Nell'ipotesi che in fase di scasseratura il concio non abbia raggiunto la resistenza finale di progetto, si riportano nel seguito le verifiche statiche condotte ipotizzando una resistenza di scasseratura minima di 15 MPa.

Si considera un'armatura principale costituita da 18(intradosso)+20(estradosso) barre $\varnothing 12$, mentre si trascura l'armatura a taglio, trattando il concio alla stregua di una sezione non armata. Si ottiene quindi

$$M_{rd} = 374,50 \text{ KN}\cdot\text{m} > M_d$$

$$T_{rd} = 218,16 \text{ KN} > T_d$$

4.6.2. Movimentazione

Come per la scasseratura, anche per la fase di movimentazione viene fatta l'ipotesi conservativa che il concio venga sollevato per le estremità.

Si considererà un carico pari al peso proprio incrementato del 50% per tenere conto degli effetti dinamici. Con riferimento allo schema seguente e considerando una lunghezza del concio pari a 2,0 m

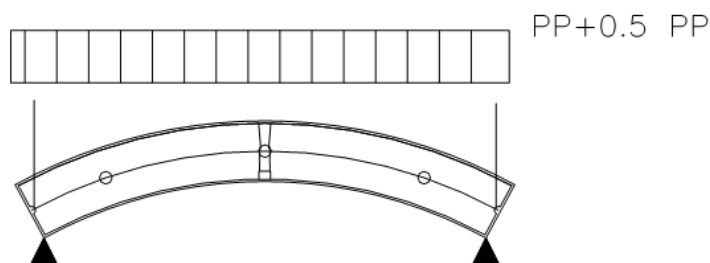


Figura 10 – Fase 2: Movimentazione

si ottiene

$$PP+50\% = 41,25 \text{ KN/m}$$

da cui

$$M = 124,3 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$T = 101,3 \text{ KN}$$

considerando un coefficiente amplificativo γ_d pari a 1,4 si ottiene

$$M_d = 174,0 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$T_d = 141,8 \text{ KN}$$

Nell'ipotesi che anche nella fase di prima movimentazione il concio non abbia raggiunto la resistenza finale di progetto, si riportano nel seguito le verifiche statiche condotte ipotizzando una resistenza minima di 15 MPa. Come si può osservare anche in questo caso esse risultano soddisfatte.

$$M_{rd} = 374,50 \text{ KN}\cdot\text{m} > M_d$$

$$T_{rd} = 218,16 \text{ KN} > T_d$$

4.6.3. Stoccaggio

Lo schema di calcolo assunto nella fase di stoccaggio (elemento appoggiato agli estremi) ipotizza le medesime condizioni di calcolo e di vincolo utilizzate nella precedente verifica in fase di scasseratura.

Tuttavia occorre precisare come lo schema di calcolo adottato risulta essere cautelativo rispetto allo schema usuale di stoccaggio dei conci in Cantiere, dove questi vengono impilati ed appoggiati ai quarti medi con interposti degli spessori posizionati in modo da riportare a terra il carico agente.

L'allineamento degli spessori di appoggio, anche con una modesta tolleranza di posizionamento inferiore allo spessore del concio, impedisce di fatto che il peso dei conci portati determini una risposta flessionale del concio di base. Verranno ad ogni modo previste eventuali specifiche prescrizioni in proposito alle modalità di stoccaggio.

4.6.4. Montaggio

Si esamina la situazione con erettori verticali e concio sollecitato dal peso proprio incrementato del 50% (effetto dinamico).

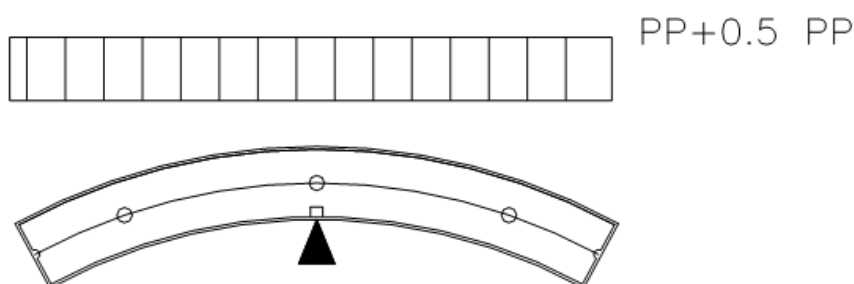


Figura 11 – Fase 4: Montaggio

si ottiene

$$PP+50\% = 41,25 \text{ KN/m}$$

da cui

$$M = 124,3 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$T = 101,3 \text{ KN}$$

considerando un coefficiente amplificativo γ_d pari a 1,4 si ottiene

$$M_d = 174,0 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$T_d = 141,8 \text{ KN}$$

Si riportano nel seguito le verifiche statiche condotte, anche in questo caso risultano soddisfatte.

$$M_{rd} = 400,7 \text{ KN}\cdot\text{m} > M_d$$

$$T_{rd} = 453,78 \text{ KN} > T_d$$

4.7. Verifica dei conci in fase di spinta

Per l'analisi dello stato tensionale dei conci in seguito alla spinta dei martinetti è stato realizzato un apposito modello matematico agli elementi finiti (F.E.M.), studiato per riprodurre in modo adeguato la geometria della struttura.

La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata eseguita con il metodo degli spostamenti, per la valutazione dello stato tenso-deformativo indotto da carichi statici, metodo che si basa sulla schematizzazione della struttura in elementi connessi solo in corrispondenza di un numero prefissato di punti denominati nodi. I nodi sono definiti dalle tre coordinate cartesiane in un sistema di riferimento globale. Le incognite del problema (nell'ambito del metodo degli spostamenti) sono le componenti di spostamento dei nodi riferite al sistema di riferimento globale (traslazioni secondo X, Y, Z, rotazioni attorno X, Y, Z) e la soluzione del problema stesso si ottiene con un sistema di equazioni algebriche lineari i cui termini noti sono costituiti dai carichi agenti sulla struttura opportunamente concentrati ai nodi $K \cdot u = F$ (dove K = matrice di rigidezza, u = vettore spostamenti nodali, F = vettore forze nodali).

Dagli spostamenti ottenuti con la risoluzione del sistema vengono quindi dedotte le sollecitazioni e/o le tensioni di ogni elemento, riferite generalmente ad una terna locale all'elemento stesso.

Il codice di calcolo adottato è SAP2000 prodotto dalla COMPUTERS AND STRUCTURES Inc. Berkeley, CA, USA.

La struttura è stata schematizzata mediante elementi di piastra (elementi "shell"), riportati con il loro reale spessore in modo da essere caratterizzati dall'esatta rigidezza, collegati fra loro in serie. In particolare si è considerato un modello costituito da 960 elementi di piastra (SHELL) e 1029 nodi (JOINTS). A tutti gli elementi è stato attribuito uno spessore costante pari a 0,55 m.

Ciascun elemento misura 10 cm di altezza e 10,25 cm di larghezza, in modo tale da ottenere per la struttura un'estensione longitudinale di 2,0 m ed una larghezza di 4,92m, che coincide con lo sviluppo della linea media del concio (nell'analisi si è fatto riferimento al concio tipo C).

A meno di piccole approssimazioni, il carico è stato applicato in corrispondenza della scarpa dei martinetti, come illustrato nella figura seguente.

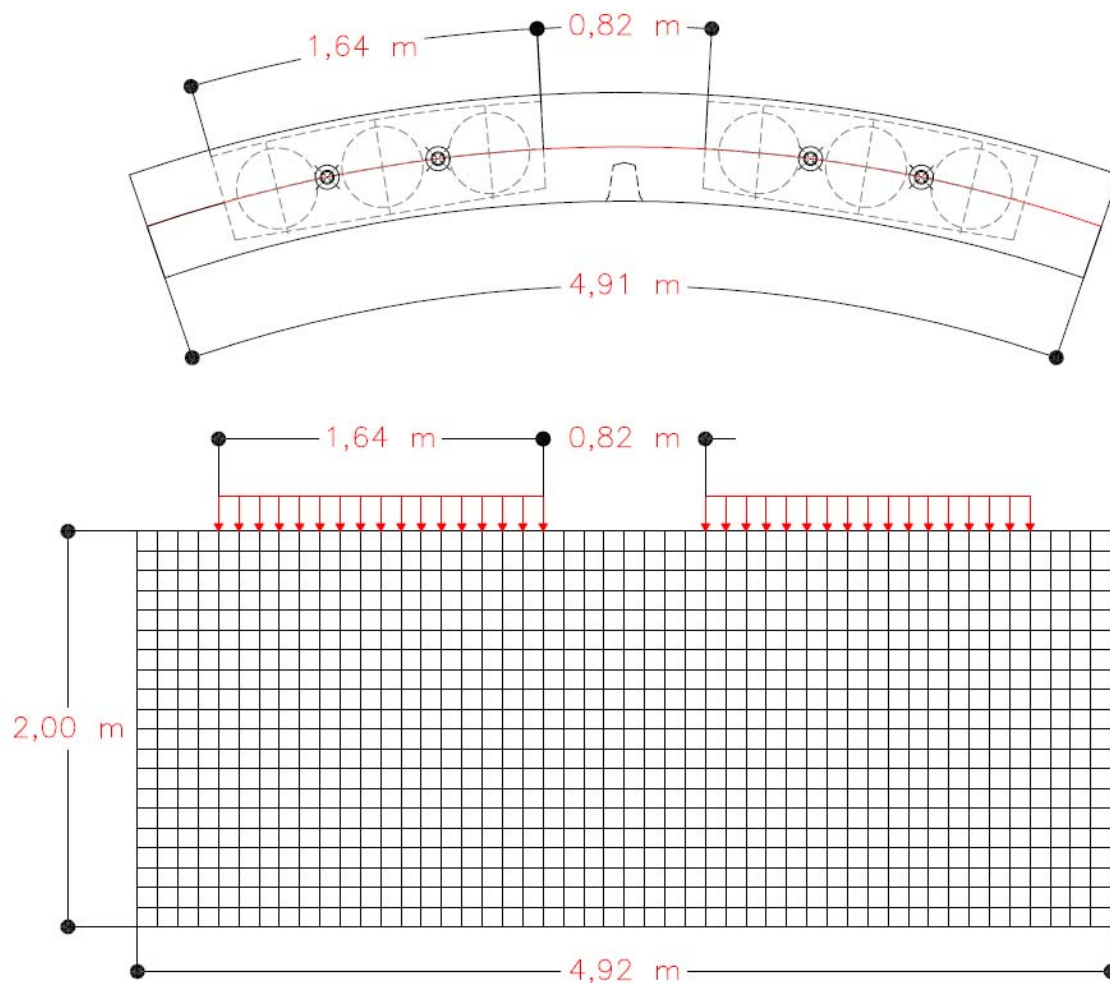


Figura 12 – Modello di calcolo

Il contrasto fornito dagli anelli retrostanti è stato simulato introducendo in corrispondenza di ciascun nodo alla base del modello una molla di adeguata rigidezza.

Le verifiche sono state condotte con riferimento al concio tipo 1, che risulta soggetto alle spinte maggiori, ma potranno essere estese anche al concio tipo 2, che presenta la stessa armatura di rinforzo.

Le analisi sono state effettuate con riferimento a 3 differenti configurazioni:

- **MODELLO_1** – Si è considerato il concio caricato simmetricamente in condizioni di spinta massima (pari a circa 361000 KN). Dal momento che la macchina prevede l'utilizzo di 19 gruppi di spinta, si è applicato un carico di 19000 KN per ciascun gruppo di spinta, opportunamente distribuito sull'impronta della scarpa dei martinetti. L'appoggio sugli anelli retrostanti si è considerato uniforme, attribuendo la stessa rigidezza a tutte le molle ($k=600000 \text{ KN/m}^3$);

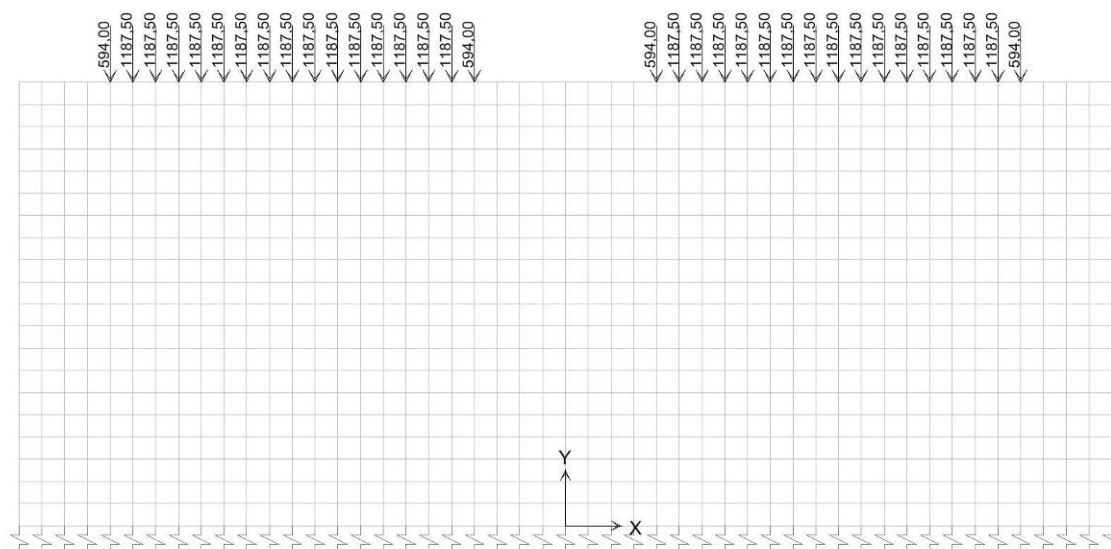


Figura 13 – MODELLO_1

- **MODELLO_2** – Si è considerato il concio caricato simmetricamente in condizioni di spinta massima. Per simulare eventuali difformità nell'appoggio sui conci retrostanti si è attribuita alle molle della porzione di destra del modello una rigidezza ridotta del 50% ($k=300000 \text{ KN/m}^3$);

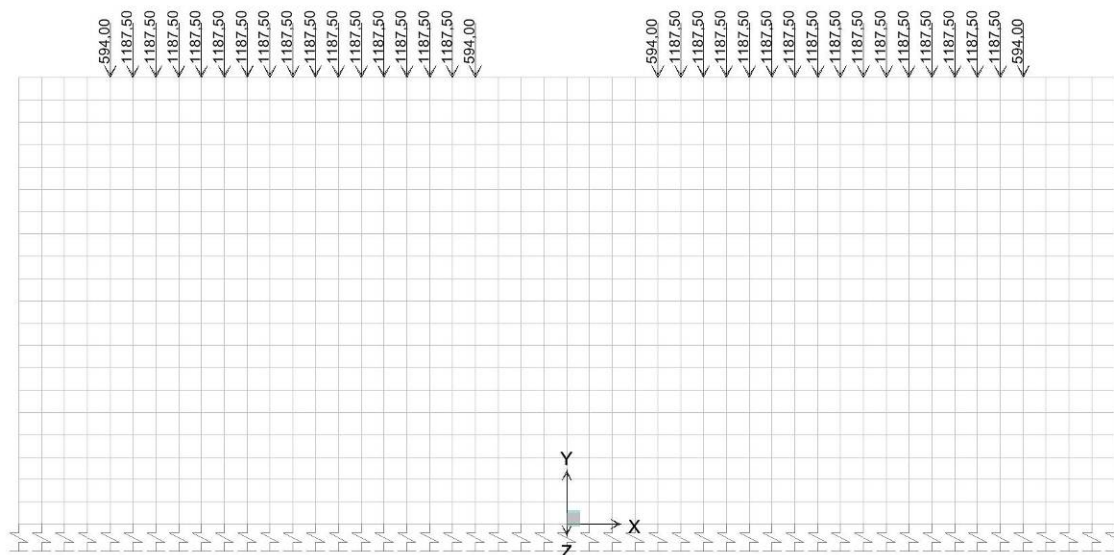


Figura 14 – MODELLO_2

- **MODELLO_3** – Si è considerata la possibilità che il concio venga caricato dissimmetricamente applicando in corrispondenza del gruppo di spinta di destra un carico ridotto del 50 %, corrispondente a circa 9500 KN e mantenendo in quello di sinistra un carico di 19000 KN. L'appoggio sugli anelli retrostanti si è considerato uniforme, attribuendo la stessa rigidezza a tutte le molle ($k=600000 \text{ KN/m}^3$);

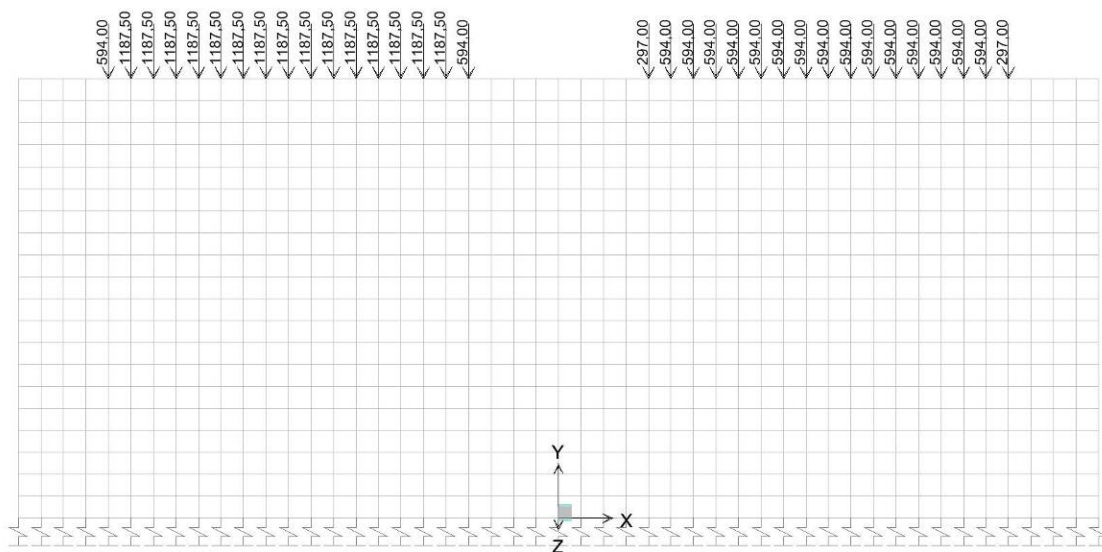


Figura 15 – MODELLO_3

4.7.1. Modello 1

Si riportano nel seguito alcune considerazioni sul comportamento del concio nella configurazione di carico 1.

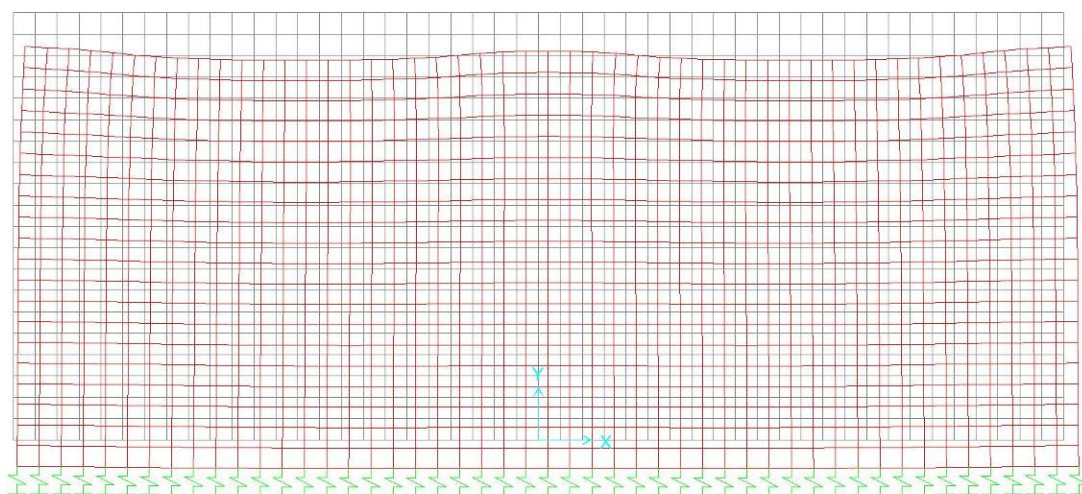


Figura 16 – MODELLO_1 – Deformata

Come si può osservare la deformata risulta ovviamente simmetrica, evidenziando una contrazione al di sotto delle scarpe dei martinetti e, per contrasto, un'estensione delle fibre nell'area compresa tra esse.

L'andamento delle forze in direzione x (F11) evidenzia una forte compressione al di sotto dei martinetti ed una trazione nella zona centrale del concio, che si esaurisce in uno spazio di circa 25,0 cm.

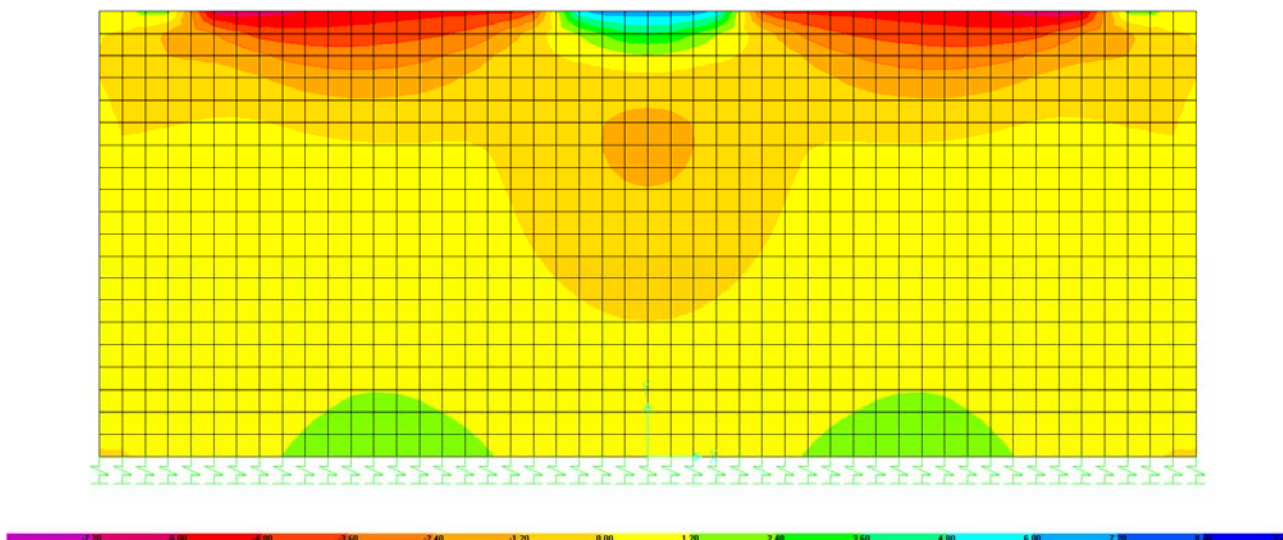


Figura 17 – MODELLO_1 – Forze F11

La porzione inferiore del concio risulta interamente soggetta a trazione, con valori maggiori nella zona sottostante ai martinetti di spinta. Nella figure seguenti si riporta l'andamento delle forze in direzione x nelle due sezioni A (mezzeria del concio) e B (in corrispondenza del martinetto di spinta). Con segno positivo sono indicate le forze di trazione.

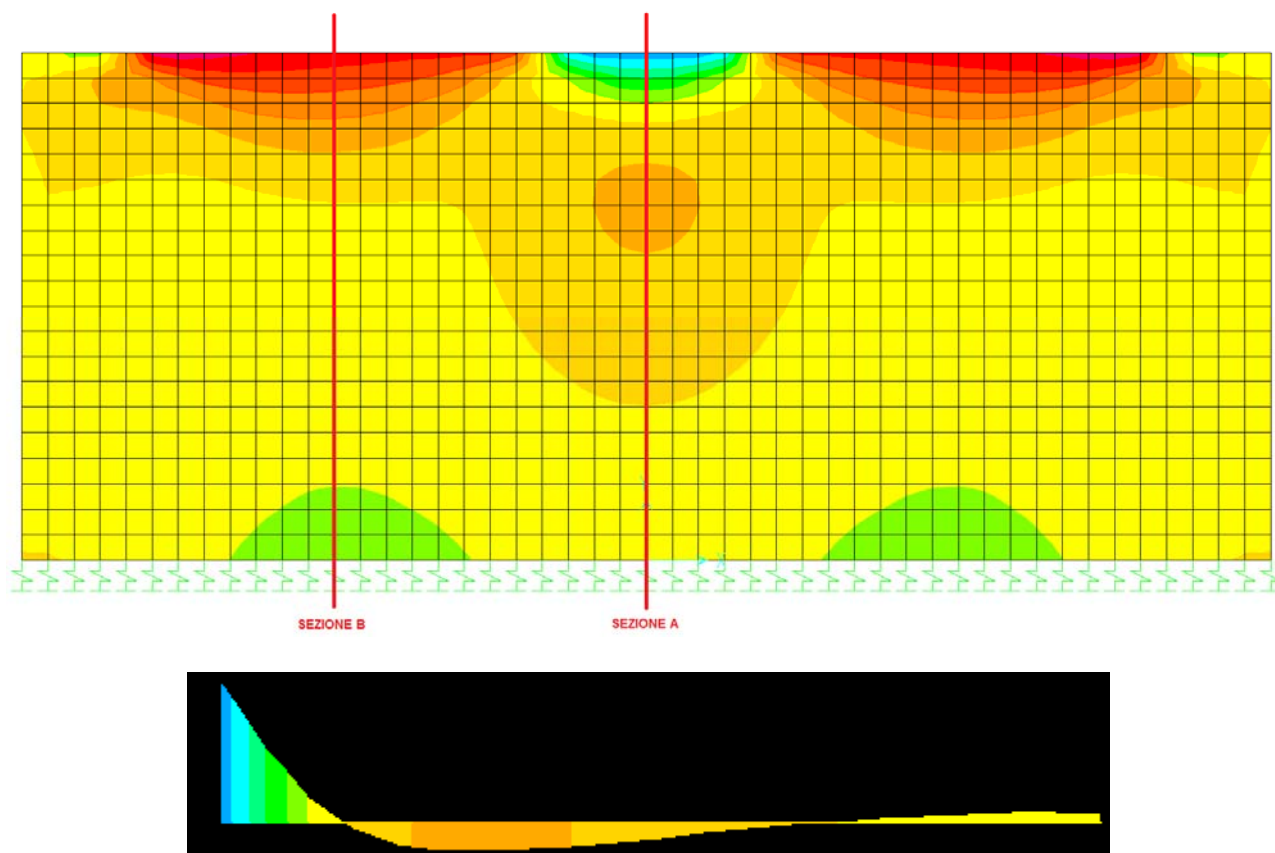


Figura 18 – MODELLO_1 – Forze F11 – Sezione A



Figura 19 – MODELLO_1 – Forze F11 – Sezione B

Integrando le forze di trazione lato spinta, che come appena detto si esauriscono ad una distanza di 25 cm circa dal lembo esterno, si ottiene una risultante pari a circa 800 KN.

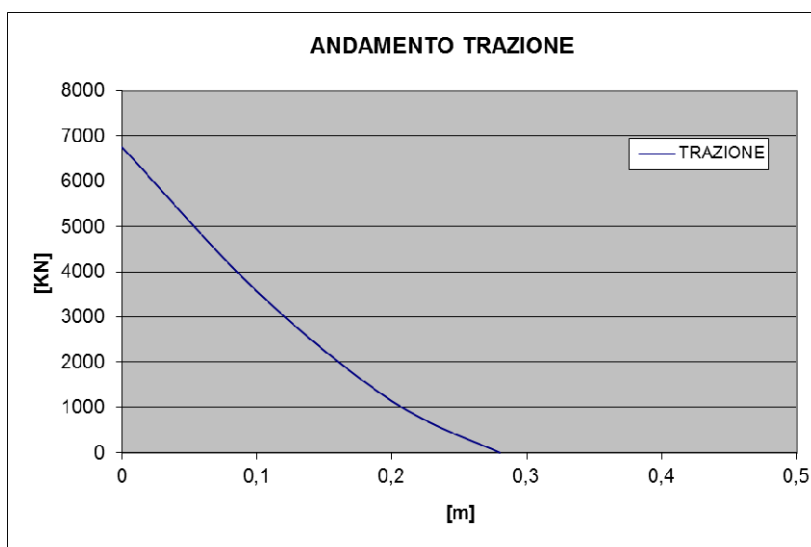


Figura 20 – MODELLO_1 – Andamento trazioni lato spinta

Lato conci le forze di trazione hanno un andamento più uniforme. L'integrale delle forze, nel tratto più sollecitato al di sotto dei martinetti, determina una risultante pari a circa 650 KN nei primi 50 cm a partire dal lembo esterno.

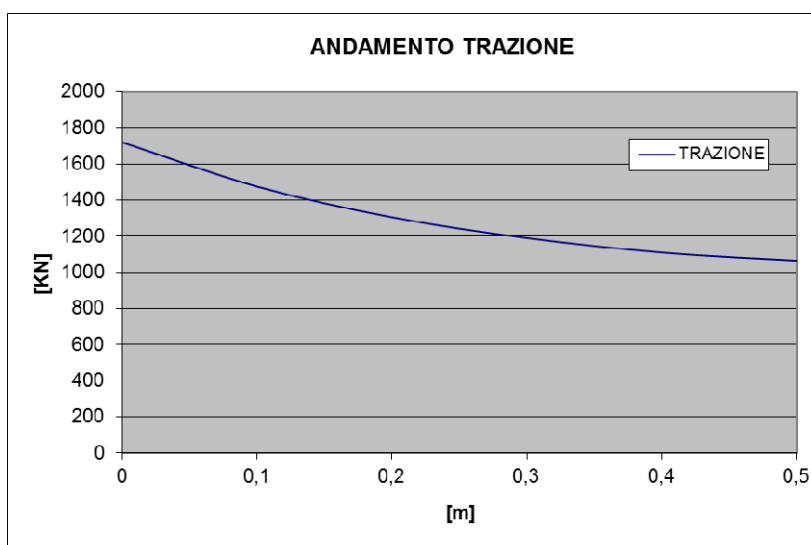


Figura 21 – MODELLO_1 – Andamento trazioni lato conci

Per quanto riguarda la porzione centrale del concio la trazione passa da un massimo di circa 1200 KN/m ad un minimo di 0 KN/m nello spazio di circa 1,10m.

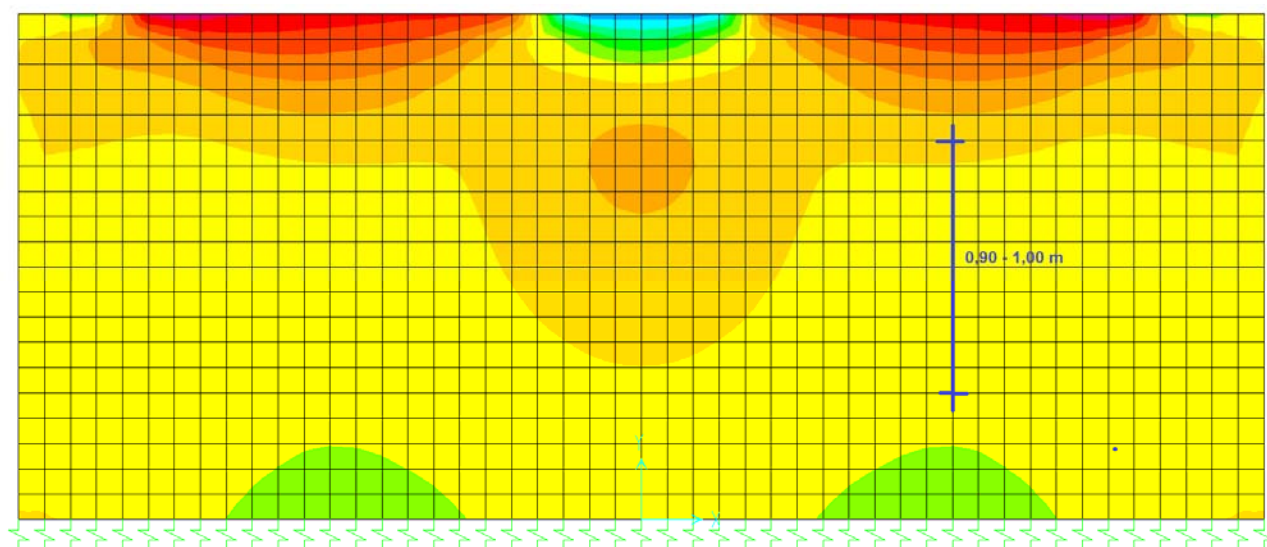


Figura 22 – MODELLO_1 – Andamento trazioni nella porzione centrale del concio

4.7.2. Modello 2

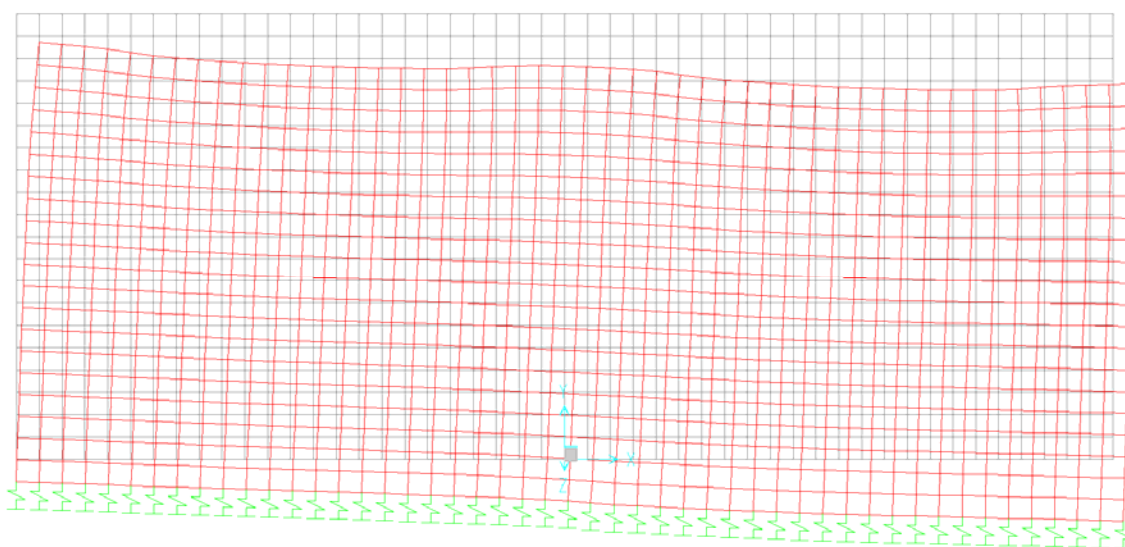


Figura 23 – MODELLO_2 – Deformata

Nel modello 2 la deformata risulta ovviamente sbilanciata dal lato in cui si ha un vincolo più cedevole.

L'andamento delle forze in direzione x (F_{11}) è simile a quello del caso precedente, con un'estensione delle trazioni nel lato in cui l'appoggio risulta più rigido e, per contrasto, un aumento delle compressioni dall'altro lato.

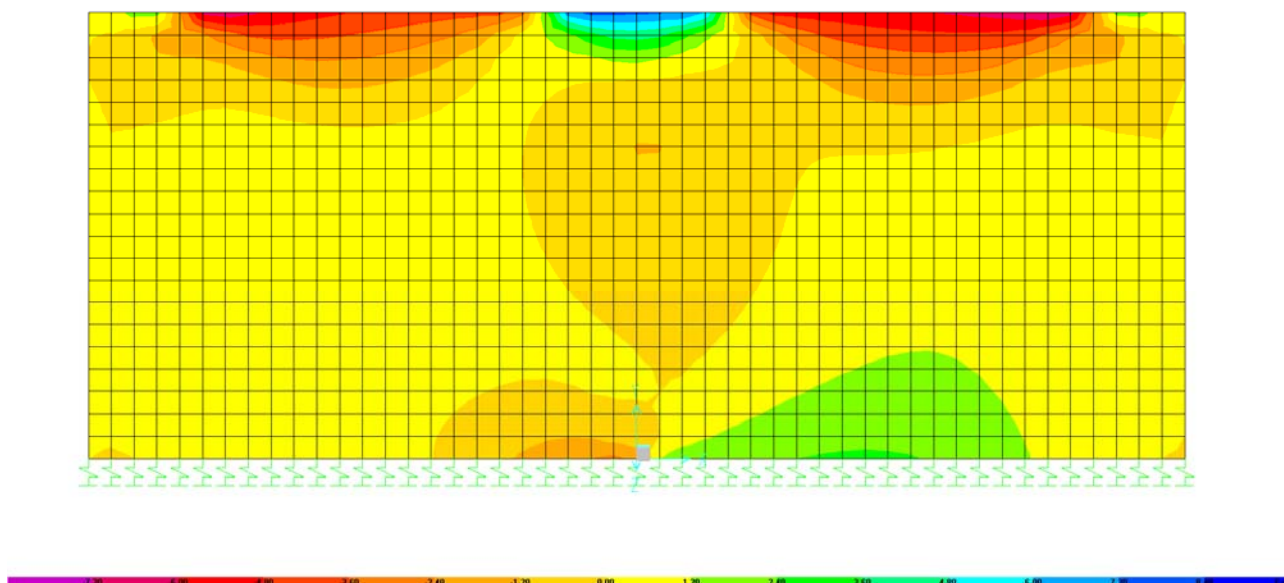


Figura 24 – MODELLO_2 – F11

La porzione inferiore del concio risulta ancora interamente soggetta a trazione (ad eccezione di una zona limitata in corrispondenza del cambio di rigidità dei vincoli d'appoggio) con valori maggiori nella zona sottostante al martinetto di spinta destro. Nella figure seguenti si riporta l'andamento delle forze in direzione x nelle due sezioni A (mezzzeria del concio) e B (in corrispondenza del martinetto di spinta). Con segno positivo sono indicate le forze di trazione.

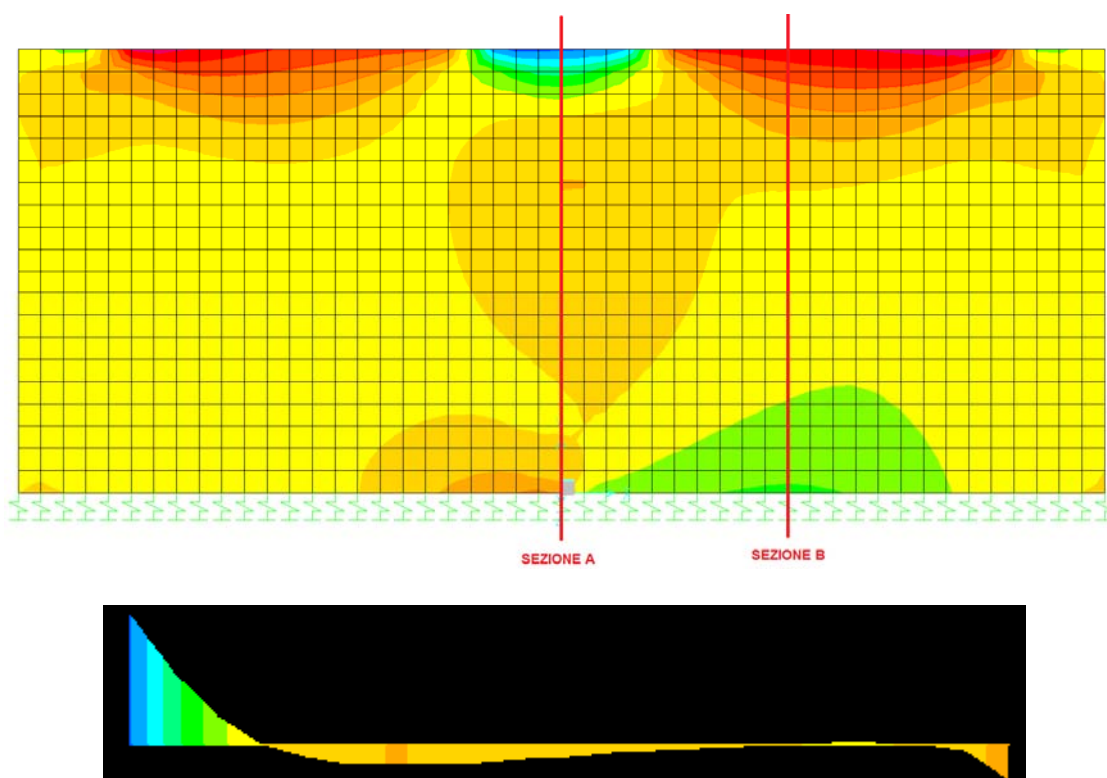


Figura 25 - MODELLO_2 – Forze F11 – Sezione A



Figura 26 - MODELLO_2 – Forze F11 – Sezione B

Integrando le forze di trazione lato spinta, che in questo caso risultano più estese, esaurendosi ad una distanza di 30 cm circa dal lembo esterno, si ottiene una risultante pari a circa 940 kN.

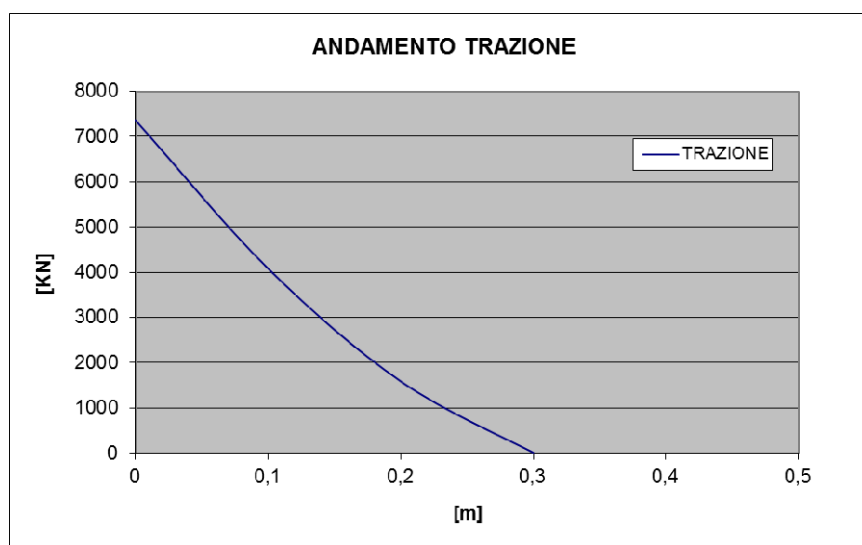


Figura 27 – MODELLO_2 – Andamento trazioni lato spinta

Lato conci si ha un aumento delle trazioni. L'integrale delle forze, nel tratto più sollecitato determina una risultante pari a circa 850 kN nei primi 50 cm a partire dal lembo esterno.

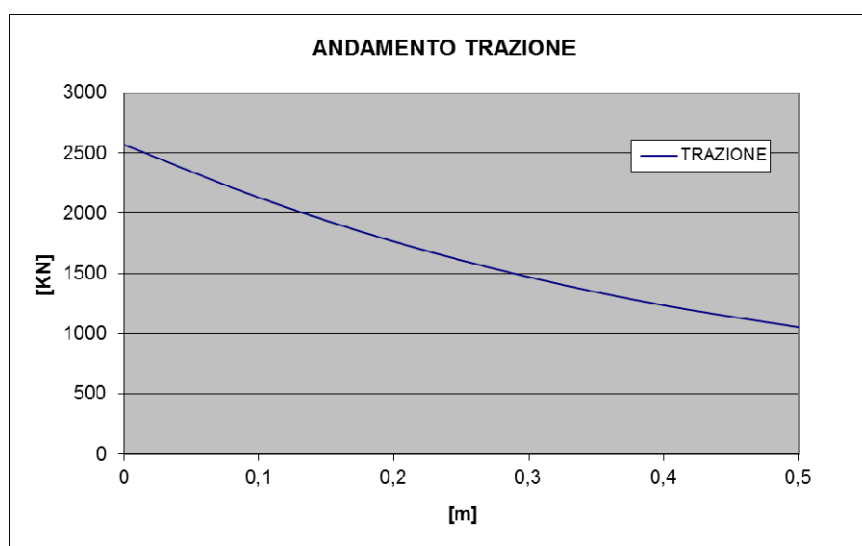


Figura 28 – MODELLO_2 – Andamento trazioni lato conci

Per quanto riguarda la porzione centrale nella parte destra la trazione passa da un massimo di circa 1200 KN/m ad un minimo di 0 KN/m nello spazio di circa 0,90 ÷ 1,00m, mentre in quella sinistra raggiunge valori massimi di circa 850 ÷ 900 KN/m.

4.7.3. Modello 3

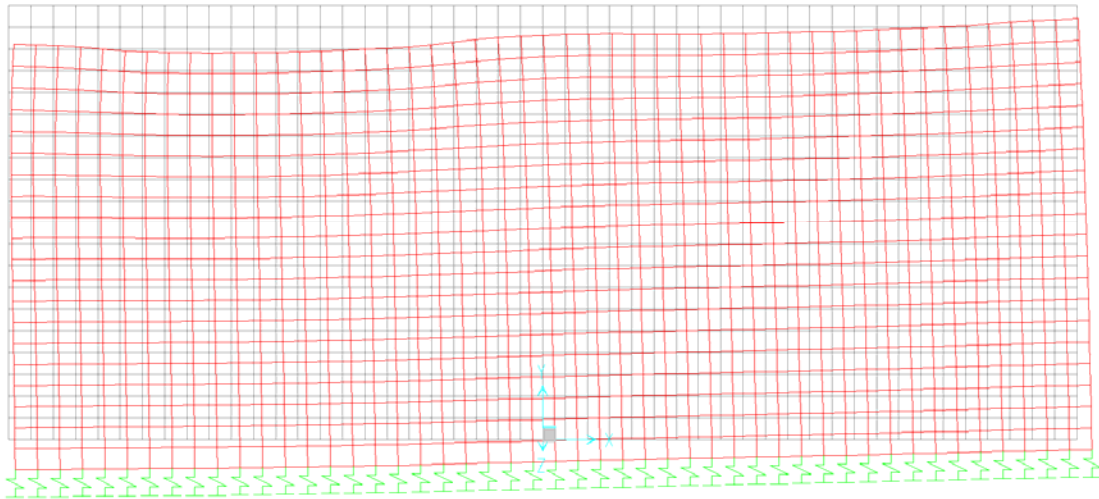


Figura 29 – MODELLO_3 – Deformata

Nel modello 3 la deformata risulta ovviamente sbilanciata dal lato in cui si ha una spinta maggiore.

L'andamento delle forze in direzione x (F11) è simile a quello del caso precedente, denotando nuovamente un'estensione delle trazioni verso il martinetto con spinta minore e, per contrasto, un aumento delle compressioni dall'altro lato.

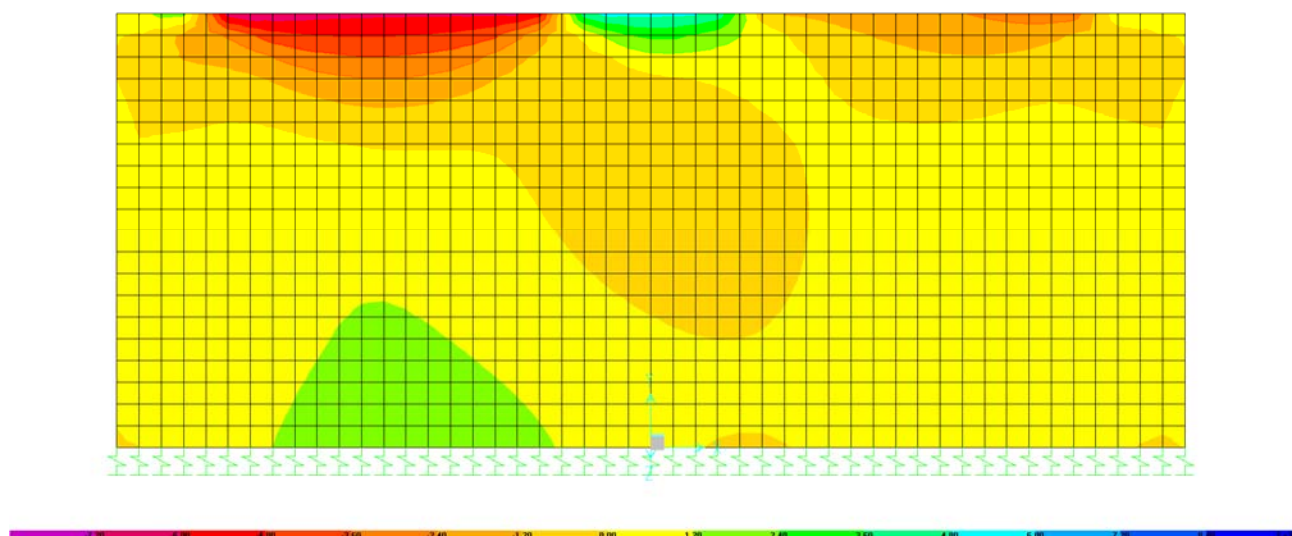


Figura 30 – MODELLO_3 – Forze F11

Le trazioni risultano in generale più ridotte rispetto ai due casi precedenti, evidenziando però un aumento delle trazioni nella porzione centrale del concio (lato martinetto con spinta maggiore) laddove si ha un'estensione di forze di trazione con valore superiore a 1200 KN/m fino ad una distanza di 60,0 ÷ 65,0 cm dalla zona di contatto con i conci retrostanti.

4.7.4. Verifiche statiche

Si riportano di seguito le verifiche statiche condotte sulla base dei dati ottenuti dalle analisi numeriche per valutare l'idoneità delle soluzioni proposte per contrastare il fenomeno di apertura delle fessure in fase di spinta.

Le caratteristiche dei materiali utilizzati sono:

- Calcestruzzo C40/50
 - $R_{ck} = 50 \text{ MPa}$;
 - $f_{ck} = 40 \text{ MPa}$;
 - $f_{ctm} = 3,66 \text{ MPa}$
- Acciaio B450C
 - $E_s = 210000 \text{ MPa}$;
 - $f_{tk} = 540 \text{ MPa}$
 - $f_{yk} = 450 \text{ MPa}$;

Come riportato nella figura seguente, sul lato della spinta, per i primi 25,0 cm, l'armatura risulta costituita da 6 barre $\varnothing 14$ e 8 barre $\varnothing 20$.

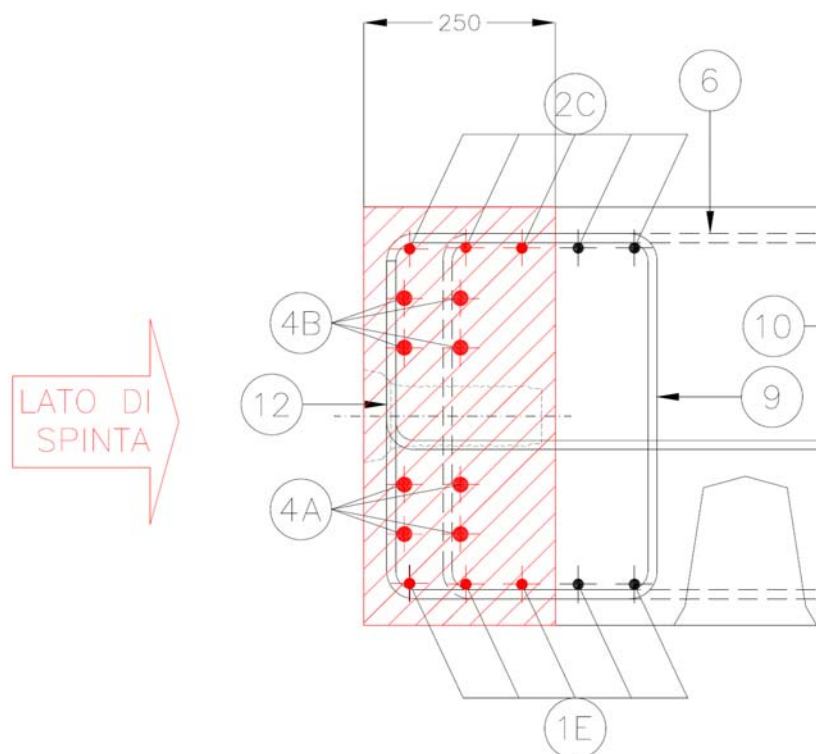


Figura 31 – Armatura lato spinta

La condizione di carico più gravosa risulta quella relativa al Modello 2, a cui corrisponde una risultante di trazione di circa 940 KN.

Si ottiene quindi una tensione massima nelle barre pari a

$$\sigma_s = 271,4 \text{ MPa}$$

a cui corrisponde un'apertura delle fessure pari a

$$w_k = 0,309 \text{ mm}$$

b [mm]	a [mm]	E _s [N/mm ²]	R _{ck} [N/mm ²]	m	F _f [mm ²]			
250	550	210000	50	6,7	3464			
c [mm]	i [mm]	k ₂	k ₃	φ [mm]	F _{ceff} [mm ²]	ρ _r	β ₁	β ₂
53	91	0,4	0,125	14	137500	0,025	1	1
	<14 φ							
σ _f [N/mm ²]	σ _{fr} [N/mm ²]	s _{rm} [mm]	δ _f m	w _k [mm]				
271,4	74,27	152	0,001196	0,309				

Figura 32 – Verifica a fessurazione lato spinta

Sul lato opposto del concio, a contatto con gli anelli retrostanti, per i primi 50,0 cm, l'armatura risulta costituita da 10 barre Ø 14 e 4 barre Ø 22, disposte come indicato nella figura seguente.

La condizione di carico più gravosa risulta ancora quella relativa al Modello 2, a cui corrisponde una risultante di trazione di circa 845 KN.

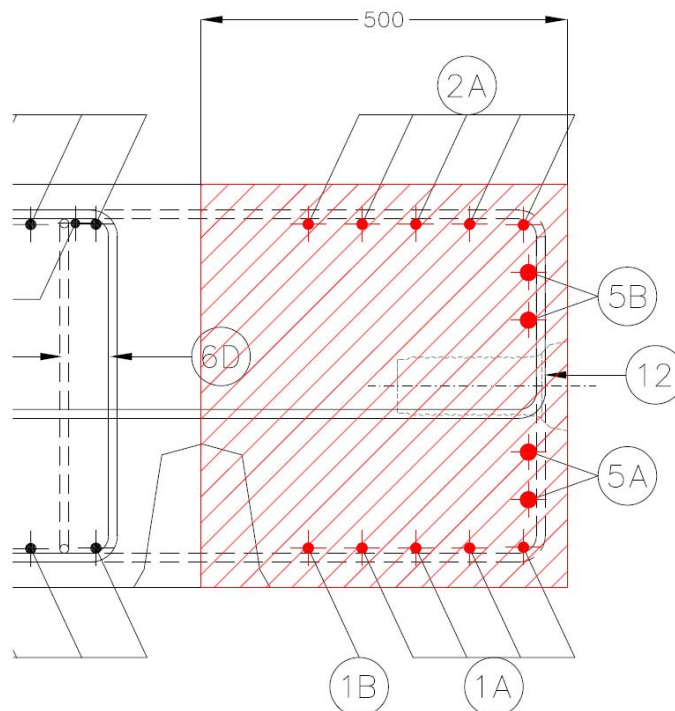


Figura 33 – Armatura lato concio

Si ottiene quindi una tensione nelle barre pari a

$$\sigma_s = 236,8 \text{ MPa}$$

a cui corrisponde un'apertura delle fessure pari a

$$w_k = 0,153 \text{ mm}$$

b [mm]	a [mm]	E _s [N/mm ²]	R _{ck} [N/mm ²]	m	F _f [mm ²]			
500	550	210000	50	6,7	3568			
c [mm]	i [mm]	k ₂	k ₃	φ [mm]	F _{ceff} [mm ²]	ρ _r	β ₁	β ₂
53	91	0,4	0,176	14	275000	0,013	1	1
	<14 φ							
σ _f [N/mm ²]	σ _{fr} [N/mm ²]	s _{rm} [mm]	ε _{rm}	w _k [mm]				
236,8	185,81	200	0,000451	0,153				

Figura 34 – Verifica a fessurazione lato conci

Per quanto riguarda infine la porzione centrale del concio, la verifica è stata effettuata considerando la trazione agente su un metro di concio. Come si può osservare nel grafico riportato di seguito, la condizione di carico più gravosa risulta quella relativa al Modello 3, per la quale si ottiene una risultante di circa 805 kN.

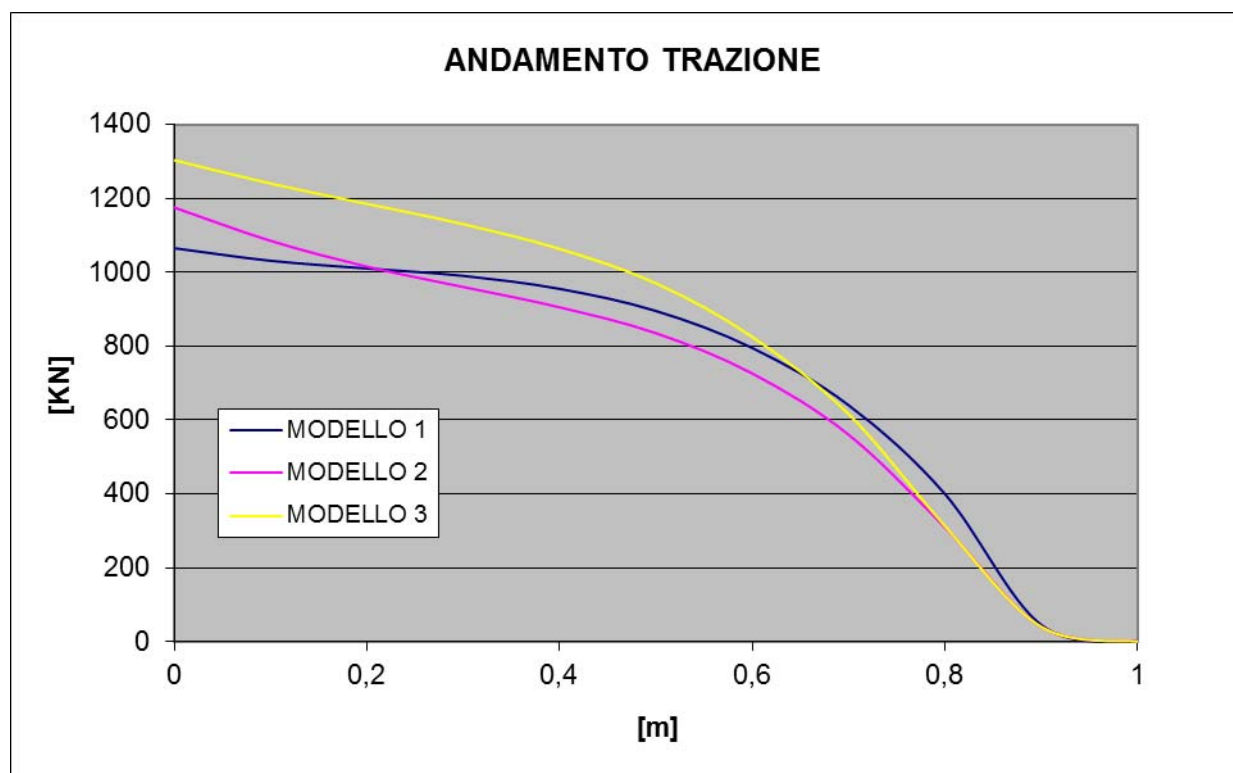


Figura 35 – Andamento trazione nella porzione centrale del concio

Considerando un'armatura costituita da 10 barre Ø 14 si ottiene quindi una tensione pari a

$$\sigma_s = 261,5 \text{ MPa}$$

La tensione del calcestruzzo risulta in questo caso inferiore a quella di prima fessurazione.

Come si può osservare l'armatura prevista garantisce, anche nelle condizioni di spinta massima, il mantenimento di valori di apertura delle fessure piuttosto limitati, nell'intorno del limite ammissibile pari a 0,30 mm.

E' opportuno sottolineare che, vista l'entità delle forze in gioco, si ritiene inevitabile che in fase di spinta si possa assistere all'apertura di fessure sulla superficie dei conci. Il mantenimento della tensione delle barre in campo elastico favorirà comunque la chiusura delle fessure una volta conclusa la fase di spinta (si tenga conto che tale azione non tornerà più nella vita del concio, che in fase di esercizio lavorerà per lo più a compressione).

In ogni caso al termine dello scavo si dovrà predisporre un adeguato intervento di sigillatura laddove necessario.

4.7.5. Verifica dell'armatura di frettaggio

Alle situazioni transitorie appena analizzate deve essere affiancata un'ulteriore verifica relativa alle sollecitazioni provocate nei conci durante la fase di spinta dei martinetti.

In mancanza di indicazioni più dettagliate, si ipotizza che la spinta massima ottenibile da ciascun martinetto sia pari a circa 6500 KN.

L'avanzamento dello scudo è garantito dall'azione simultanea di 57 martinetti provvisti di piastra di ripartizione di area pari a circa 2565 cm².

Le verifiche tensionali riportate di seguito considerano la condizione di sollecitazione più gravosa per il rivestimento definitivo, ovvero quella in cui la spinta fornita dai martinetti risulta essere massima.

In favore di sicurezza si ipotizza che l'azione esercitata dal martinetto sul concio sia caratterizzata da un'eccentricità rispetto l'asse geometrico della sezione di contatto pari a 25 mm.

La massima pressione di schiacciamento al di sotto delle piastre risulta pari a:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{N \times e}{J} \times 0.5h = 33,61 \text{ MPa}$$

Dove:

N = spinta massima esercitabile dal martinetto

A = area della sezione di contatto

e = eccentricità

J = momento d'inerzia della sezione di contatto

h = altezza della sezione di contatto

Per la verifica di forze concentrate sulla superficie di strutture in cemento armato e ripartite, come in questo caso, tramite piastre metalliche, è possibile riferirsi alla tensione limite $\sigma_{res} = f_{ck}/1.1 = R_{ck}/1.3$ (fornita dalla normativa nei casi di ancoraggio di cavi o barre di precompressione):

$$\sigma_{res} = R_{ck} / \gamma_c = 45 / 1,3 = 34.6 \text{ MPa}$$

In questo caso risulta che $\sigma < \sigma_{res}$ e quindi la verifica può ritenersi soddisfatta.

La spinta del martinetto determina inoltre una forza di divaricamento sul concio in direzione radiale che può essere stimata secondo la formula proposta da Leonhardt (par. 3.3.1.1):

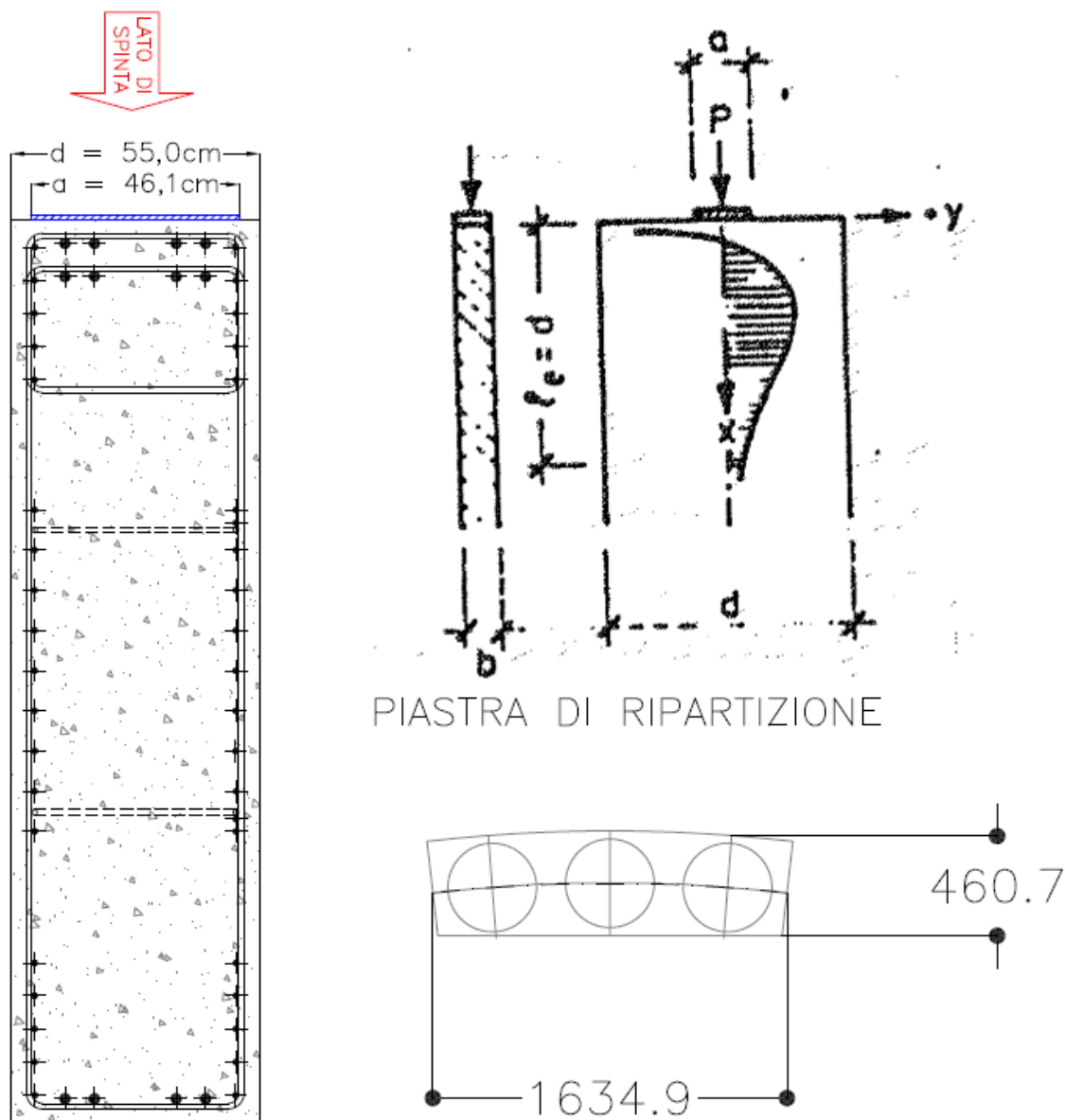


Figura 36 – Schema calcolo armature di frettaggio

$$F_t = 0.3 N_{max} (1 - a/d) = 315,5 \text{ kN}$$

$$F_{td} = 1.3 F_t = 441,8 \text{ kN}$$

(in cui a = altezza della sezione di contatto; d = spessore del concio).

Tale forza deve essere contrastata con un'armatura costituita da staffe appositamente previste per il frettaggio.

Ad ogni gruppo di spinta corrispondono 3 martinetti, per una forza di divaricamento totale pari a

$$F_{t\text{ gruppo_spinta}} = 1325,4 \text{ kN}$$

Ogni gruppo di spinta agisce su metà concio, a cui corrispondono i seguenti ferri:

- | | | |
|--------------|-----------------------------|--------------------------|
| - Pos. 9 | - 10 staffe Ø12 a 2 braccia | (in verde nella figura); |
| - Pos. 6 e 7 | - 15 Ø12 | (in blu nella figura); |
| - Pos. 12 | - 9 Ø12 | (in rosso nella figura); |

Per un totale di 49,76 cm².

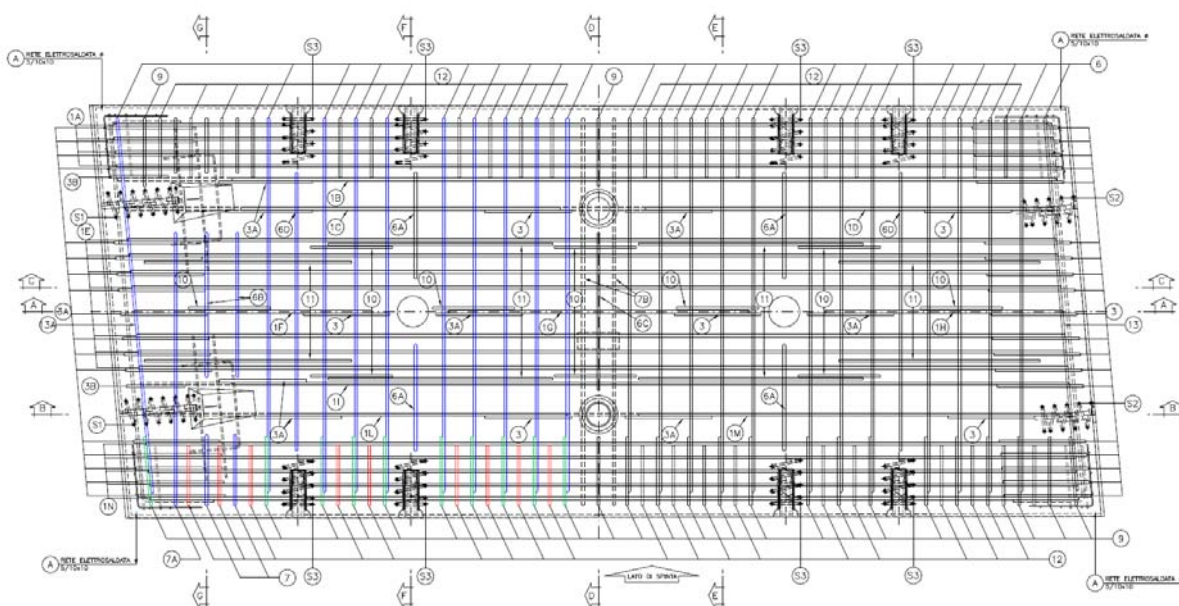


Figura 37 – Schema armature di frettaggio

La massima forza di trazione resistente è pari a:

$$F_{t,res} = A_s \times f_{yd} = 0,004976 \text{ m}^2 \times 391 \text{ MPa} = 1945,6 \text{ KN}$$

Anche in questo caso la verifica può ritenersi soddisfatta.

In ogni caso, analisi strutturali più approfondite saranno condotte in sede di Progetto Esecutivo di dettaglio.

4.8. Verifica conci con scasso per nicchia SOS

Si riporta in questo paragrafo la verifica dei conci interessati dallo scasso per il posizionamento delle nicchie SOS. Le nicchie sono previste lungo il tracciato della galleria ad una distanza di 125 m l'una dall'altra e prevedono il posizionamento di conci speciali, sagomati in modo tale da consentire l'alloggiamento delle postazioni SOS. La geometria dei conci è riportata schematicamente nella figura seguente.

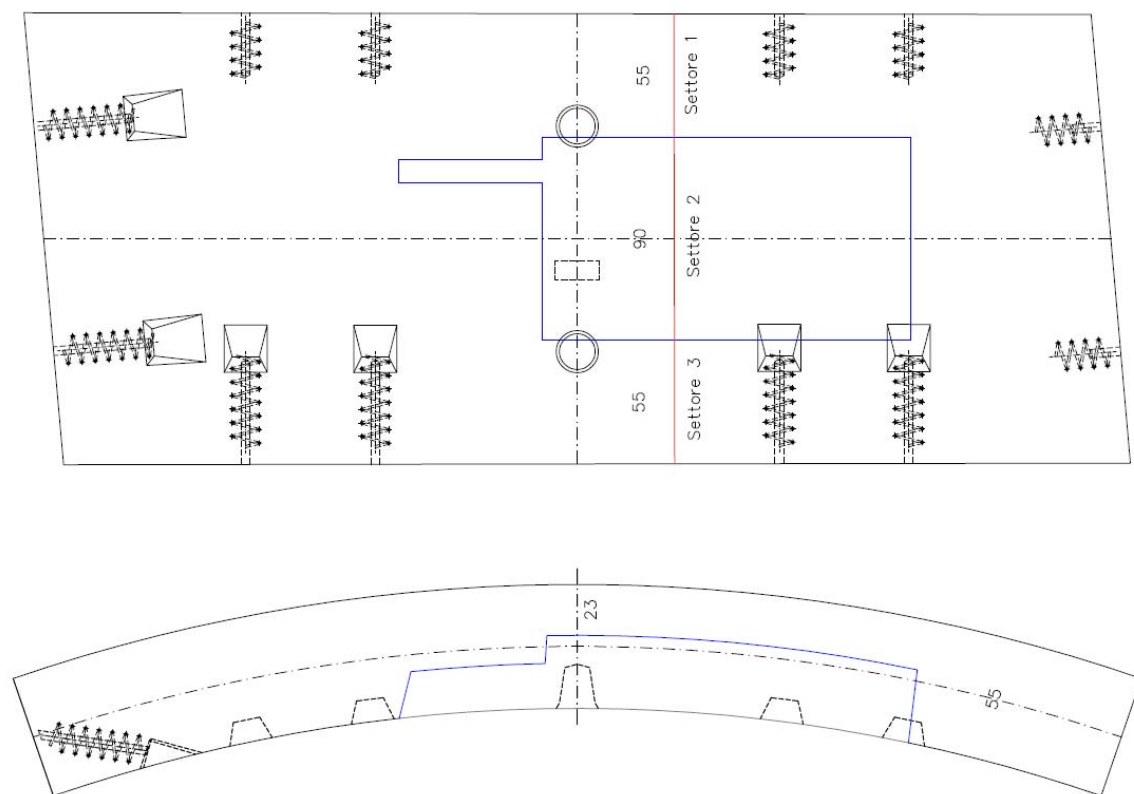


Figura 38 – Schema concio interessato dallo scasso

La verifica è stata condotta con riferimento ad uno schema puntone tirante. Considerando il concio soggetto alla massima azione di compressione $N=8523 \text{ KN/m}$ (cfr. Tabella 6 – Verifiche statiche – Modello 1), si ha, sulla porzione di concio completa, una compressione:

$$N = 17046 \text{ KN} \rightarrow \sigma_0 = 15,5 \text{ MPa}$$

Laddove la sezione del concio si riduce la quota parte di compressione N^* relativa alla porzione mancante si distribuisce sulle porzioni laterali (settore 1 e 3) secondo lo schema riportato nella figura seguente.

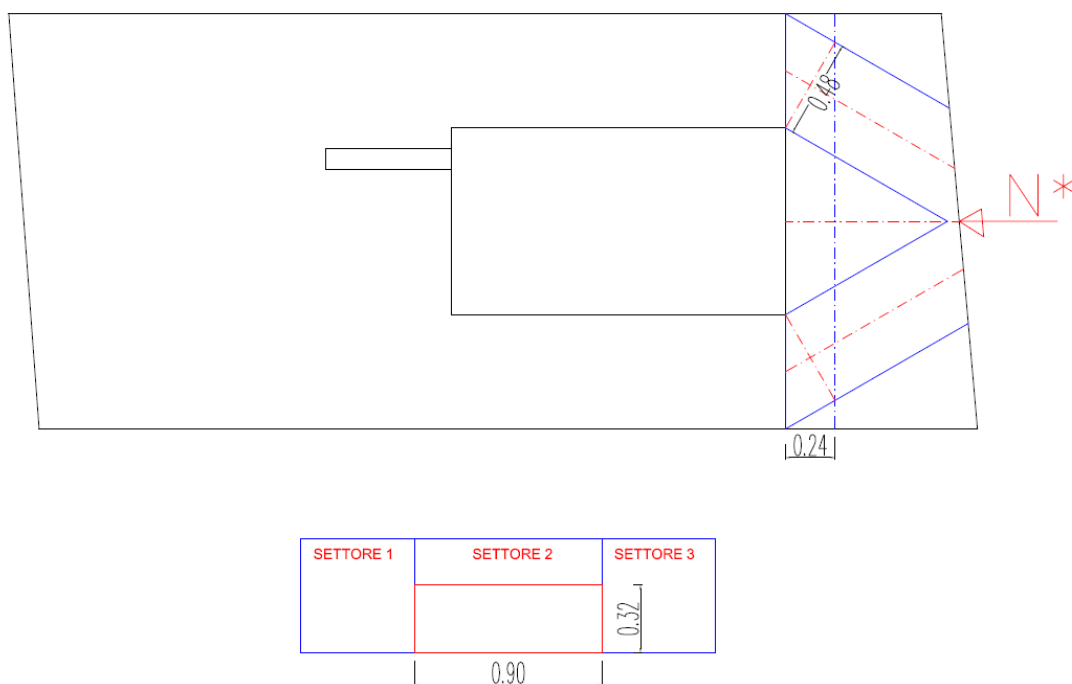


Figura 39 – Schema puntone-tirante

Dal momento che lo scasso misura 90x32 cm si ha:

$$N^* = \sigma_0 \times (90 \times 32) \text{ cm}^2 = 4464 \text{ KN}$$

Ipotizzando che il puntone abbia un'inclinazione di 30° rispetto alla verticale, come riportato nella figura seguente si ha:

$$\begin{aligned} F_{\text{tirante}} &= 1289 \text{ KN} \\ F_{\text{puntone}} &= 2577 \text{ KN} \\ F_{\text{appoggio}} &= 2232 \text{ KN} \end{aligned}$$

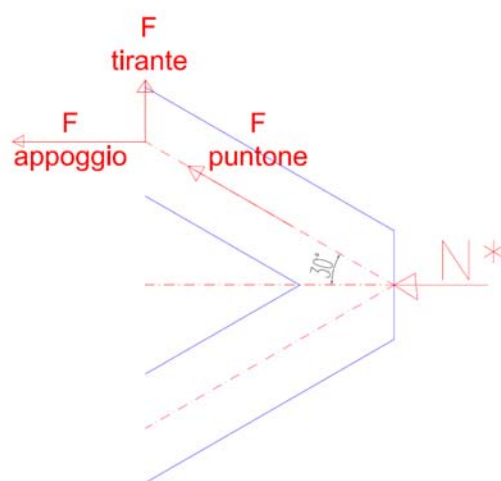


Figura 40 – Schema puntone-tirante

Da cui

$$N_{\text{Settore1}} = \sigma_0 \times A_{\text{Settore1}} + F_{\text{appoggio}} = 6921 \text{ KN}$$

$$N_{\text{Settore2}} = \sigma_0 \times A_{\text{Settore2}} = 3209 \text{ KN}$$

$$N_{\text{Settore3}} = \sigma_0 \times A_{\text{Settore3}} + F_{\text{appoggio}} = 6921 \text{ KN}$$

I risultati delle verifiche condotte, con le armature di riferimento, sono riportati nella tabella seguente (con segno – sono indicate le tensioni di trazione).

Verifiche conci interessati dallo scasso			
Settore	Armatura	σ_c	σ_s
1	5 ϕ 22+5 ϕ 22+7 ϕ 30	15,96	239,3
2	9 ϕ 18+9 ϕ 18	11,64	174,6
3	5 ϕ 22+5 ϕ 22+7 ϕ 30	15,96	239,3
Puntone		16,78	
Tirante	8 ϕ 30		-227,9

Tabella 13 – Verifica conci interessati dallo scasso

Relativamente al tirante teso, la cui armatura è costituita da 8 barre ϕ 30, si riporta nel seguito la verifica a fessurazione.

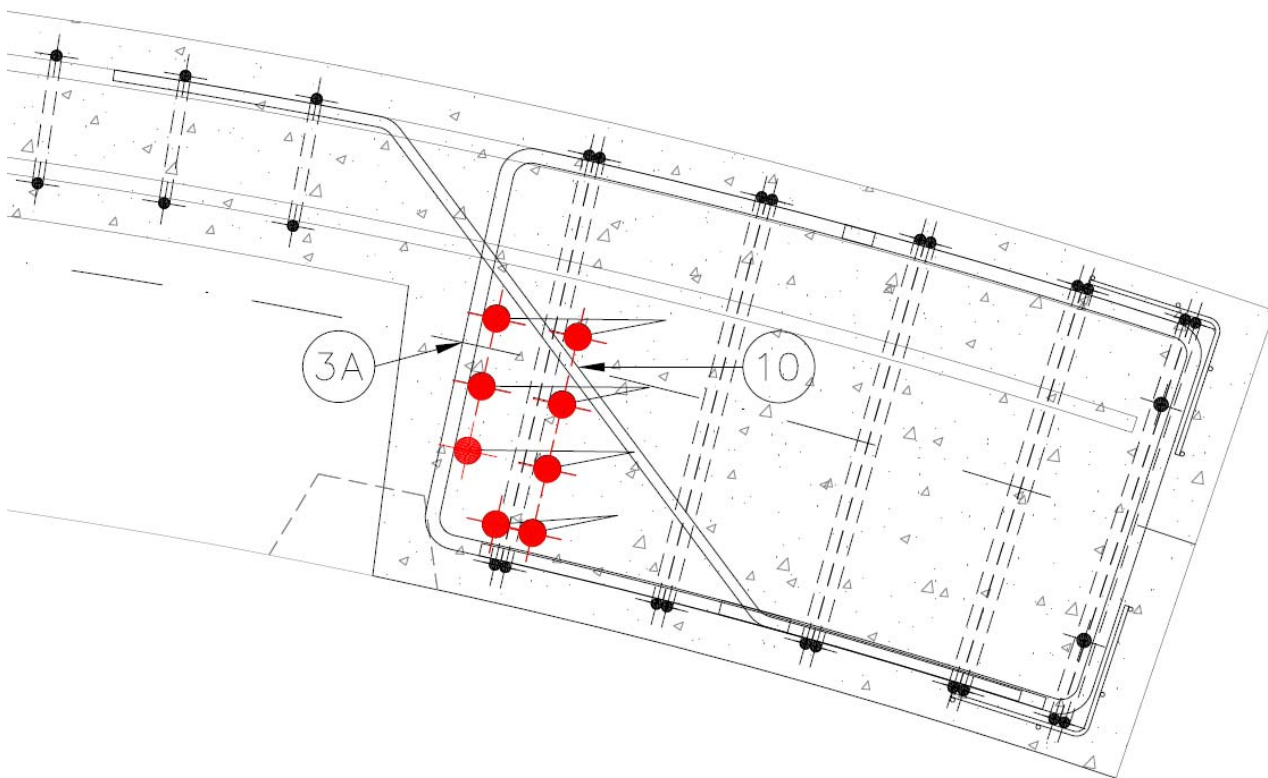


Figura 41 – Armatura tirante

TIRANTE								
b [mm]	a [mm]	E _s [N/mm ²]	R _{ck} [N/mm ²]	m	F _f [mm ²]			
320	240	210000	50	6,7	5655			
c [mm]	i [mm]	k ₂	k ₃	φ [mm]	F _{ceff} [mm ²]	ρ _r	β ₁	β ₂
50	50	0,4	0,25	30	76800	0,074	1	0,5
<14 φ								
σ _f [N/mm ²]	σ _{fr} [N/mm ²]	s _{rm} [mm]	ε _{rm}	w _k [mm]				
227,9	49,77	151	0,001059	0,271				

Tabella 14 – Verifica a fessurazione tirante teso

5. PRESSIONI E SPINTE IN FASE DI SCAVO

La caratteristiche necessarie al corretto avanzamento della macchina all'interno della galleria sono determinate mediante lo studio dei fenomeni tenso-deformativi nell'ammasso al contorno del cavo e delle pressioni da esercitare al fronte.

Nel dettaglio si esaminerà il comportamento della formazione del Sillano, nella tratta con alte coperture, in corrispondenza della quale, come detto in precedenza, si riscontrano le condizioni di massima sollecitazione del rivestimento della galleria. Si analizzerà inoltre il comportamento della formazione del Monte Morello, sempre ad alte coperture, che rappresenta lo scenario più frequente nel corso degli scavi della galleria.

Si valuteranno dapprima le pressioni al contorno della TBM in fase di scavo, necessarie per un corretto dimensionamento dello scudo metallico, e successivamente le pressioni che si ritiene di dovere prevedere in corrispondenza del fronte di scavo, al fine di garantire il contenimento dei fenomeni deformativi del nucleo in avanzamento e le ripercussioni in superficie. Quindi l'esame di tutte le forze in gioco consentirà di determinare la spinta massima da prevedersi per l'avanzamento della TBM.

5.1. Pressioni al contorno dello scudo

Al fine di determinare le pressioni nell'ammasso al contorno dello scudo, si riportano nella tabella seguente, per le formazioni considerate, le condizioni geostatiche, valutate a partire dal peso di volume dei materiali e dai livelli di ricoprimento presenti lungo il tracciato, applicando le note formulazioni:

$$\sigma_v = \gamma \cdot H$$

$$\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v$$

Circa il coefficiente di spinta a riposo (K_0), per la Formazione del Sillano si è assunto un valore pari a circa 0,577 mentre per il Monte Morello si ha $K_0 = 0,293$.

In favore di sicurezza si è operato in sforzi totali.

Geologia	γ [kN/m ³]	H [m]	K_0	σ_v [kPa]	σ_h [kPa]
SILLANO	23,0	110	0,577	2530	1460
MONTE MORELLO	25,5	270	0,293	6885	2017

Tabella 15 – Condizioni geostatiche

Come si può osservare dalla tabella predisposta, gli stati tensionali in situ risultano assai elevati, tali da non potere essere assorbiti interamente dallo scudo metallico della TBM, come invece spesso avviene per scavi in ambito urbano od in presenza di più ridotte coperture.

Vi è però da osservare che, in considerazione della presenza al contorno della TBM di un gap anulare dovuto alla geometria conica dello scudo, nonché alla possibilità di operare un extra-scavo rispetto al diametro teorico, il profilo di scavo potrà subire spostamenti durante gli avanzamenti (convergenze) determinando una ridistribuzione delle tensioni nell'ammasso, con riduzione delle pressioni radiali al profilo di scavo ed incremento delle tensioni tangenziali ("effetto arco").

Si sono quindi prese in esame le relazioni esistenti tra le pressioni radiali al contorno del cavo e le deformazioni del profilo di scavo, le quali risultano - secondo la filosofia del metodo "convergenza-confinamento" – funzioni delle caratteristiche di resistenza dei materiali interessati dagli scavi, al fine di determinare le pressioni effettive che agiranno sullo scudo metallico.

Le analisi sono state condotte impiegando il codice di calcolo alle Differenze Finite FLAC, simulando l'apertura di uno scavo del diametro di 16,0 m in presenza dei materiali e dei ricoprimento riportati nella seguente tabella.

Calcolo	Materiale	Copertura [m]
1	<i>SILLANO</i>	110
2	<i>MONTE MORELLO</i>	270

Tabella 16 – Valutazione spinte necessarie all'avanzamento della TBM

Operativamente si sono ridotte progressivamente le forze radiali al contorno del profilo di scavo, valutando la conseguente contrazione del profilo stesso (convergenza, o pre-convergenza in corrispondenza del fronte) costruendo la curva "pressione-convergenza". Sono curve del tutto simili a quelle ottenute con il Metodo delle Linee Caratteristiche (Lombardi, 1974), ma tengono in conto di una condizione geostatica con distribuzione non idrostatica (K_0 differente da 1).

Nel seguito si riportano le curve ottenute dall'analisi condotta. Si riporta sia il grafico che riporta l'evoluzione della convergenza in funzione del progressivo rilassamento delle forze di scavo (espresso in termini percentuali), sia il grafico che mette in relazione la convergenza con le pressioni radiali al profilo di scavo.

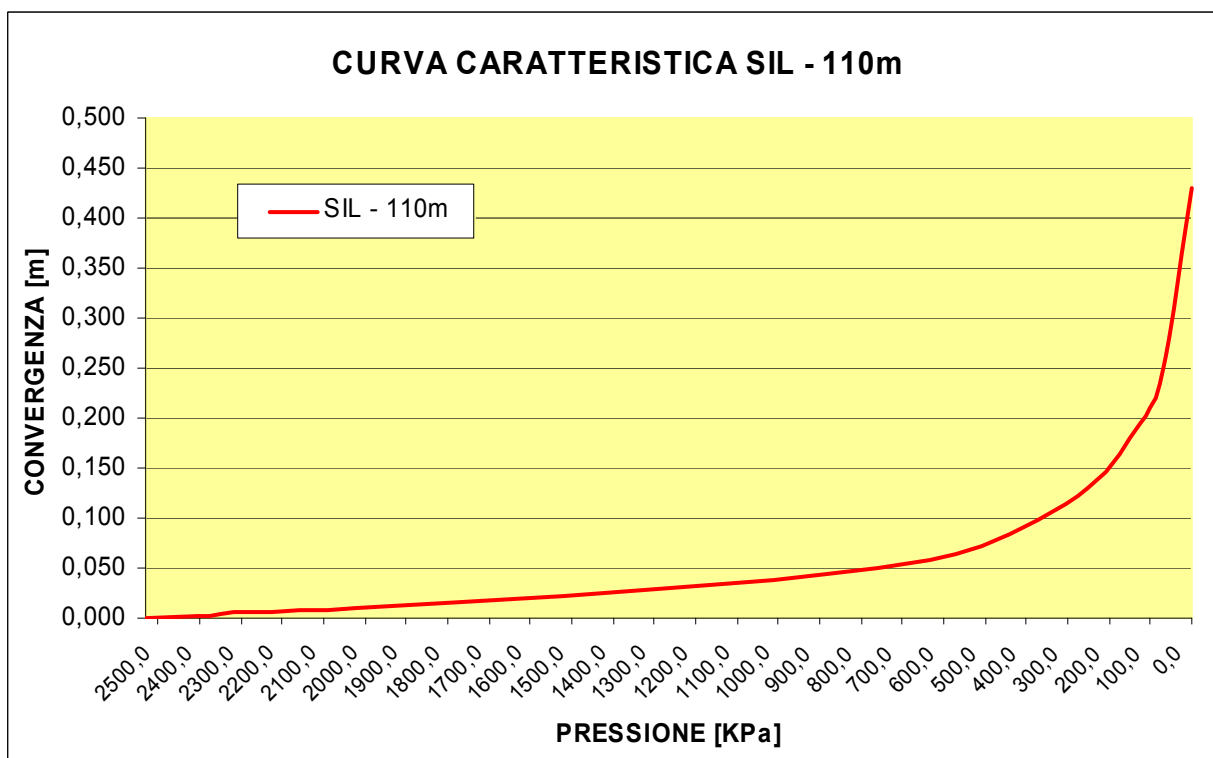
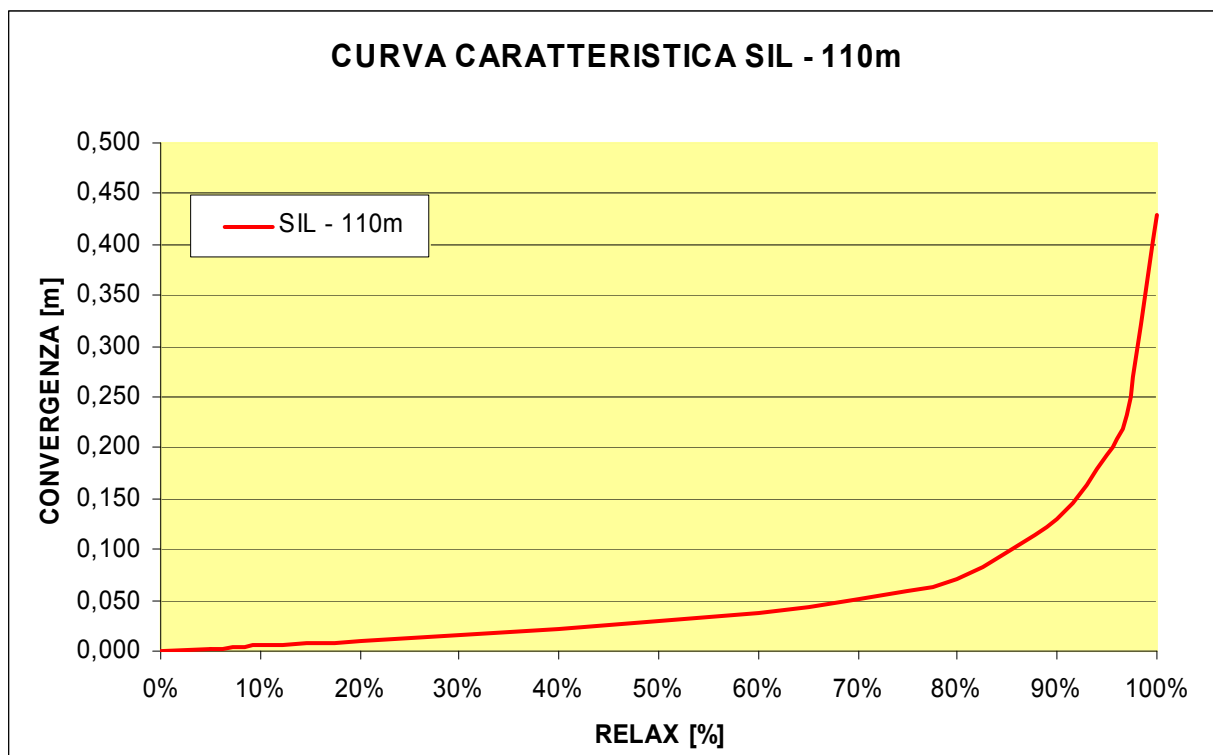


Figura 42 – Curve Caratteristiche – Sillano 110 m

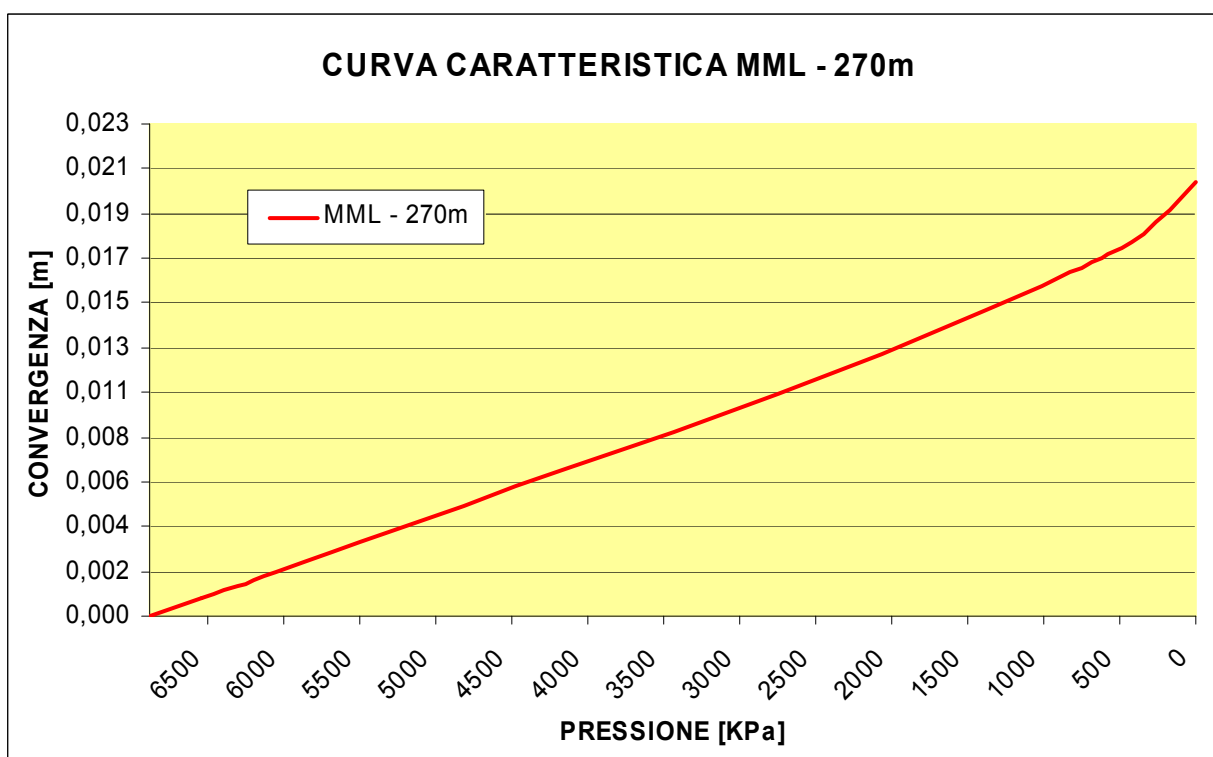
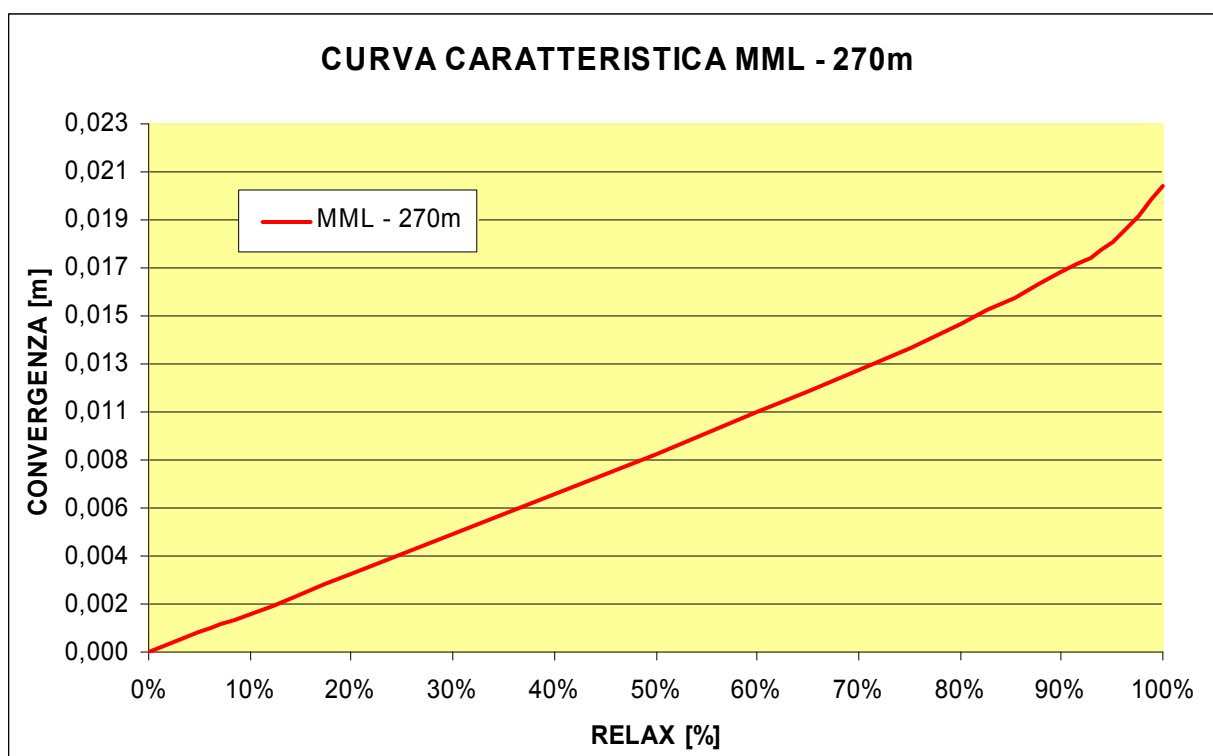


Figura 43 – Curve Caratteristiche – Monte Morello 270 m

Dall'esame dei grafici è possibile notare come all'aumentare del rilassamento delle forze di scavo la convergenza del cavo aumenti di conseguenza; nella tabella sottostante si riportano le pressioni agenti al contorno del profilo di scavo in presenza di convergenze pari a 5 cm e 10 cm rispettivamente. Il valore di 5 cm è associabile alla conicità dello scudo, mentre nel caso di 10 cm viene preso anche in esame il possibile extra-scavo di ulteriori 5 cm.

Formazione	Pressione efficace al contorno con una convergenza di 5 cm [kPa]	Pressione efficace al contorno con una convergenza di 10 cm [kPa]
<i>SILLANO Alte coperture</i>	770	360
<i>MONTE MORELLO Alte coperture</i>	-	-

Tabella 17 – Pressione al contorno del cavo

Come si può osservare nel Monte Morello, viste le buone caratteristiche geomeccaniche del materiale interessato dallo scavo, si raggiunge l'equilibrio con convergenze inferiori a 5,0 cm e l'ammasso non trasferisce carico sul contorno del cavo. Per il Sillano si ha invece una pressione di 770 KPa con convergenze di 5,0 cm e 360 KPa per convergenze di 10,0 cm.

5.2. Spinte per l'avanzamento della TBM

Le considerazioni dei paragrafi precedenti sulla relazione “convergenza-forza di scavo”, in relazione anche ai valori di extra-scavo presi in esame, hanno permesso di esaminare l'entità delle pressioni che si produrranno al contorno dello scudo tendendo ad ostacolare l'avanzamento della macchina in virtù dell'attrito scudo-ammasso al contorno.

Ad essa sono poi da aggiungere una serie di altre componenti, legate al peso proprio della TBM, alla pressione da operare al fronte di scavo, alle forze necessarie per la frantumazione dell'ammasso al fronte, quali le forze connesse ai cutters, ai picchi ed al contorno della testa fresante.

Nel seguito si riportano le formulazioni adottate per la valutazione della spinta complessiva per il dimensionamento della TBM (si è fatto riferimento alle formulazioni proposte in “*Mechanised Shield Tunneling*” B. Miadl, M. Herrenknecht, L. Anheuser). Va inoltre considerato, un fattore di sicurezza per tenere conto di aspetti non quantificabili (ad esempio le sovraspinte in curva...).

Nel dettaglio la spinta complessiva deve tenere conto di quattro singoli termini:

$$\Sigma W = W_{sh} + W_{sk} + W_{exc} + W_{sup}$$

1. Forza dovuta all'attrito macchina-terreno W_{sk}
2. Forza di pressione da applicare al fronte W_{sup}
3. Forza necessaria allo scavo W_{exc}
4. Forza dovuta alla presenza delle spazzole e del cutting edge W_{sh}

In particolare la forza dovuta all'attrito macchina terreno è data dalla formula:

$$W_{sk} = \mu [2\pi \cdot R \cdot L (\sigma_{media}) + F_{sh}]$$

Dove:

μ è il coefficiente di attrito metallo/terreno, pari a 0,35
 R è il raggio di scavo, pari a 8,00 m
 L è la lunghezza dello scudo, pari a 13m
 σ_{media} è la pressione del terreno sul rivestimento
 F_{sh} è il peso della macchina, pari a 30.000 kN

La forza di pressione da applicare al fronte è data da:

$$W_{sup} = A_{exc} \cdot P_{fronte}$$

dove:

P_{fronte} è la pressione applicata al fronte, pari a 200-300 KPa per il Sillano e nulla per il monte Morello. In presenza di acqua si può arrivare ad un massimo di 600 KPa.
 A_{exc} è l'area di scavo pari a 201,1 m²

La forza necessaria allo scavo è data da:

$$W_{exc} = n^{\circ}Cutter \cdot P_{cutter}$$

dove:

$n^{\circ}Cutter = 100$

P_{cutter} è la forza sviluppata da ciascun cutter, pari a 200 kN/cutter

mentre la forza data dalla presenza delle spazzole e del cutting edge (rappresentati in dettaglio nelle figure seguenti) è data da:

$$W_{sh} = 2\pi \cdot R \cdot (p_{sh} \cdot t + p_{sp})$$

dove:

p_{sh} è la forza sul cutting edge, pari a 10 kN/m²

t è lo spessore del cutting edge, ipotizzato pari a 1.2 m

p_{sp} è la forza dovuta alle spazzole, pari a 1 kN/m

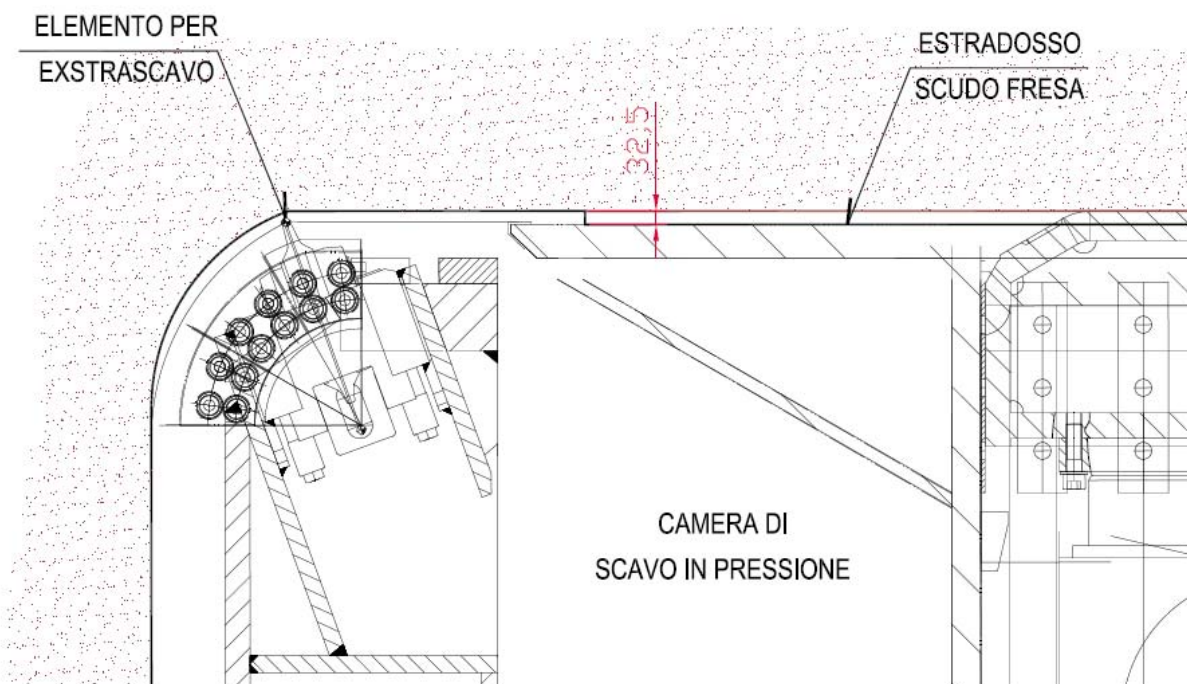


Figura 44 – Particolare cutting edge

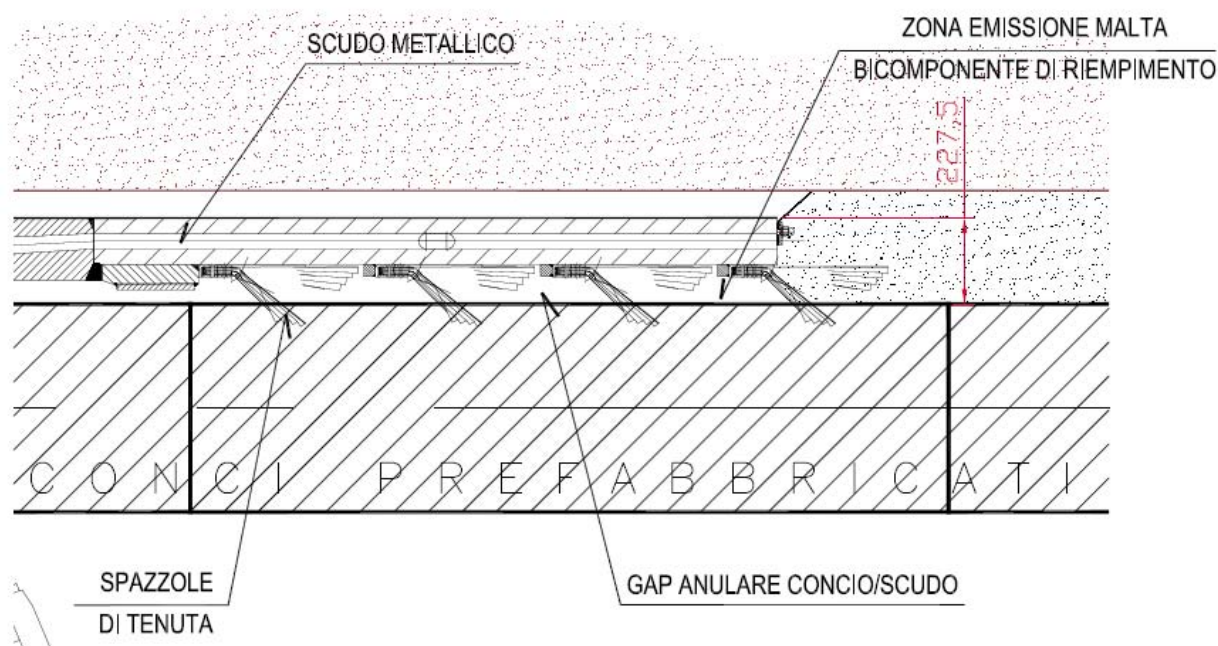


Figura 45 – Particolare spazzole

Si osserva che l'assunzione di un coefficiente di attrito pari a 0.35 risulta prudente; confronti tecnici con la casa produttrice Herrenknecht per scavi in contesti simili hanno infatti evidenziato la possibilità di ridurre tale valore adottando speciali lubrificanti al contorno dello scudo metallico finalizzati a ridurre l'attrito rispetto al profilo di scavo.

Nella tabella seguente si riportano le spinte totali da considerare per il dimensionamento della macchina. Circa le pressioni al contorno del cavo sono state considerate quelle correlate ad una convergenza del cavo di 5 cm, considerando i possibili 5 cm di extra-scavo quale ulteriore elemento di sicurezza. Si è inoltre considerata una pressione al fronte di 6 bar.

Nella spinta di progetto si è considerato un fattore di sicurezza pari a **1.1** (anche alla luce del fatto che si ha un possibile margine sul coefficiente di attrito reale).

Formazione	Σ Spinte [KN]	Spinta di Progetto [KN]
SILLANO Alte coperture	327918,6	360710,4
MONTE MORELLO Alte coperture	151813,5	166994,8

Tabella 18 – Valutazione Spinte necessarie all'avanzamento della TBM

Sulla base di queste valutazioni, nei profili geomeccanici di previsione si sono riportati, per le singole tratte di galleria a comportamento omogeneo, i parametri operativi per la macchina, in termini di pressione al fronte, spinta massima e pressione per l'iniezione della malta bicomponente di riempimento a tergo dei conci.

Questi parametri saranno più in dettaglio definiti in corso d'opera, anche a seguito di quanto osservato nei primi tratti di scavo della galleria.

6. COLLEGAMENTI LONGITUDINALI, TRASVERSALI E GUARNIZIONI DI TENUTA

Il sistema di collegamento longitudinale tra gli anelli di rivestimento sarà realizzato mediante “elementi ad attrito”, quali i connettori tipo “Biblock-System”, già adottati per il rivestimento della galleria Sparvo, disposti in numero di 4 per lato (2 per il concio di chiave). Invece, per quanto concerne il collegamento trasversale fra i diversi conci costituenti un singolo anello, verranno utilizzati i tradizionali bulloni metallici \varnothing 28.5 mm disposti in numero di 2 per lato, come mostrato nell’elaborato grafico TUN2022-4 (Galleria Santa Lucia, rivestimento galleria, anello in conci prefabbricati, particolari costruttivi). Le principali caratteristiche dei diversi accessori di connessione e tenuta idraulica dei conci sono riportate nella seguente tabella.

BULLONI	Diametro bullone 28.5mm (cuffia 38mm L=175mm) $R_{ys} \geq 400$ MPa $R_{rott} \geq 700$ MPa Resistenza sistema di connessione: <ul style="list-style-type: none"> - allo sfilamento (pull-out) ≥ 160 kN - taglio ≥ 130 kN
SISTEMA DI CONNESSIONE CON ELEMENTI AD ATTRITO	Con riferimento al sistema di connessione adottato alla galleria Sparvo (Bi-block System BZ-160) si ha quanto segue. Il sistema di connessione presenta una lunghezza complessiva di 464 mm, costituiti da un perno centrale, con funzione di centratore e per supportare una parte di resistenza a taglio, della lunghezza di 70 mm e di diametro esterno di 119 mm, due cuffie di lunghezza pari a 197 mm ciascuna con funzione di boccola per il serraggio del connettore ed il perno in acciaio con diametro esterno pari a 57 mm (52 mm nella zona terminale di aggancio alla boccola) ed interno pari a 37 mm. Il perno in acciaio e la cuffia presentano una dentellatura con passo 5 mm. Resistenza sistema di connessione: <ul style="list-style-type: none"> - allo sfilamento (pull-out) ≥ 195 kN - taglio ≥ 130 kN
BARRA GUIDA	In polietilene diametro $\varnothing \geq 50$ mm L=800mm
GUARNIZIONE	In elastomero EPDM M385-73 o equivalente Tenuta 10 bar (offset ≤ 20 mm)

Tabella 19 – Accessori di connessione e tenuta idraulica

I collegamenti (bulloni, connettori), montati durante il posizionamento del concio, devono garantire in fase di esercizio un’adeguata continuità tra i conci e gli anelli contrastando, in particolare, la reazione dovuta allo schiacciamento della coppia di guarnizioni. E’ previsto sulle facce dei conci un opportuno alloggiamento cavo per le guarnizioni, la cui profondità

è fissata in funzione della richiesta tenuta idraulica e delle dimensioni della guarnizione scelta, in modo tale che lo “schiacciamento” tra le due guarnizioni sia tale da garantire l'impermeabilità sotto un carico idraulico di 10 bar, valore superiore, cautelativamente, di circa il 30%, rispetto al massimo valore atteso lungo la galleria (7.5 bar). Per quanto concerne la guarnizione si prevede di utilizzare una guarnizione in elastomero tipo EPDM M385-73 (o equivalente) il cui effetto e le relative problematiche progettuali saranno più avanti analizzate.

Nei successivi paragrafi saranno riportate le verifiche a taglio e trazione dei collegamenti longitudinali, soggetti ad uno stato tensionale biassiale per effetto di possibili errori nella fase di spinta della fresa, le verifiche di tenuta idraulica delle guarnizioni sulla base della scheda tecnica del prodotto e del battente idrico di progetto, e la conseguente verifica dei connettori che vengono ad essere sollecitati per effetto delle deformazioni relative tra i conci, localizzate proprio in corrispondenza delle guarnizioni. Le verifiche dei connettori sono riferite ai valori minimi richiesti:

Resistenza allo sfilamento (pull-out): $F_{bu,min} = 195 \text{ kN}$

Resistenza al taglio: $V_{bu,min} = 130 \text{ kN}$

6.1. Verifica in fase transitoria (montaggio dei conci)

Viene di seguito presa in considerazione la sollecitazione agente nell'ipotesi di un temporaneo sostegno del concio da parte dei soli elementi di collegamento in fase di montaggio dell'anello di rivestimento.

Questo nell'ipotesi di una “errata manovra” che vede l'accidentale distacco dei martinetti di spinta; tale condizione di carico non è infatti prevista nella normale procedura di montaggio, che prevede sempre il contatto tra martinetti e superficie di spinta del concio, una volta distaccato il sistema di erezione per la movimentazione e posa in opera dei conci. Risulta, tuttavia, opportuno verificare che la resistenza dei collegamenti garantisca la sicurezza impedendo la caduta del concio stesso, a garanzia della sicurezza degli addetti ai lavori.

Lo schema di carico è quindi quello di un concio disposto a sbalzo, avente come elemento di equilibrio i connettori longitudinali e le condizioni geometriche di forma del concio stesso; la condizione più gravosa è quella del concio disposto in chiave calotta. In questo caso si ha una sollecitazione combinata di taglio e momento flettente, entrambi agenti sui connettori.

Nel seguito si esamina la distribuzione delle sollecitazioni resistenti, considerando la zona di compressione inferiore nel concio, con diminuzione del braccio della coppia interna resistente. Viene considerato dapprima l'equilibrio in presenza, quale forza agente, del solo peso proprio del concio e successivamente viene tenuta in conto anche la reazione fornita dalla guarnizione schiacciata nella fase di posizionamento del concio prefabbricato.

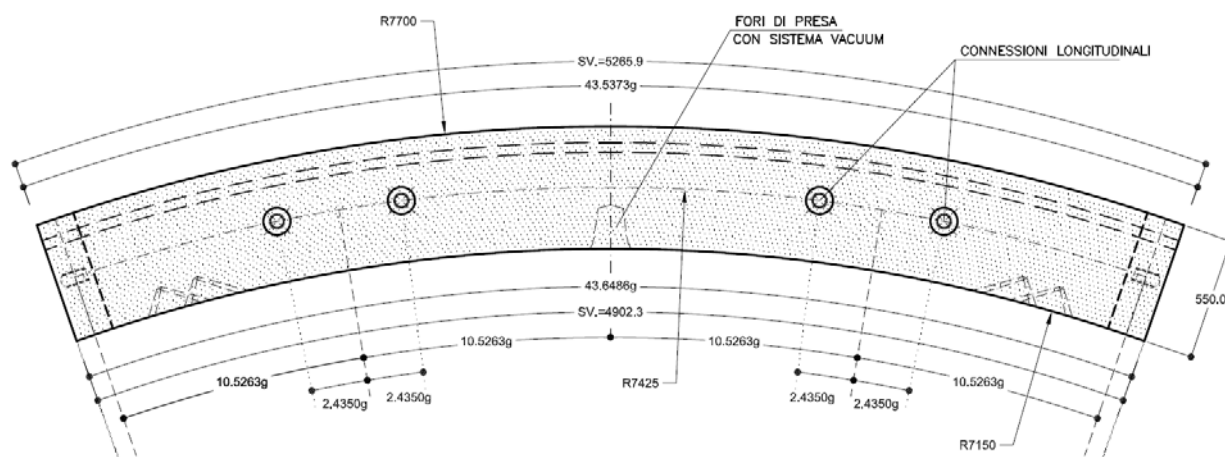


Figura 46 – Geometria concio

Il peso del concio è pari a:

$$P = 25 \text{ kN/m}^3 \times 0.55 \text{ m} \times 2.0 \text{ m} \times 5.265 \text{ m} = 144.78 \text{ kN}$$

così che si ha uno sforzo di taglio, per ciascuno dei 4 bulloni previsti lungo il concio, di:

$$T = P/4 = 36.19 \text{ kN}$$

Assumendo un fattore di sicurezza pari a 2 si evidenzia una resistenza minima a taglio per il singolo bullone, in questa condizione, pari a 72.4 kN.

Al momento flettente si oppone la coppia di forze data dalla trazione sui connettori e dalla compressione nella zona inferiore dove il concio si appoggia all'anello adiacente. Con riferimento alla geometria del concio e alla distanza dei connettori dal lembo superiore o inferiore del concio è possibile determinare le sollecitazioni sui connettori adottando le formulazioni valide per il calcolo delle sezioni in cemento armato.

Ipotizzando per il calcestruzzo una legge costitutiva a compressione di tipo elastico-lineare (nello spirito delle "tensioni ammissibili") si ha, con riferimento alla Figura 23, una sollecitazione massima sui connettori pari a 63 kN.

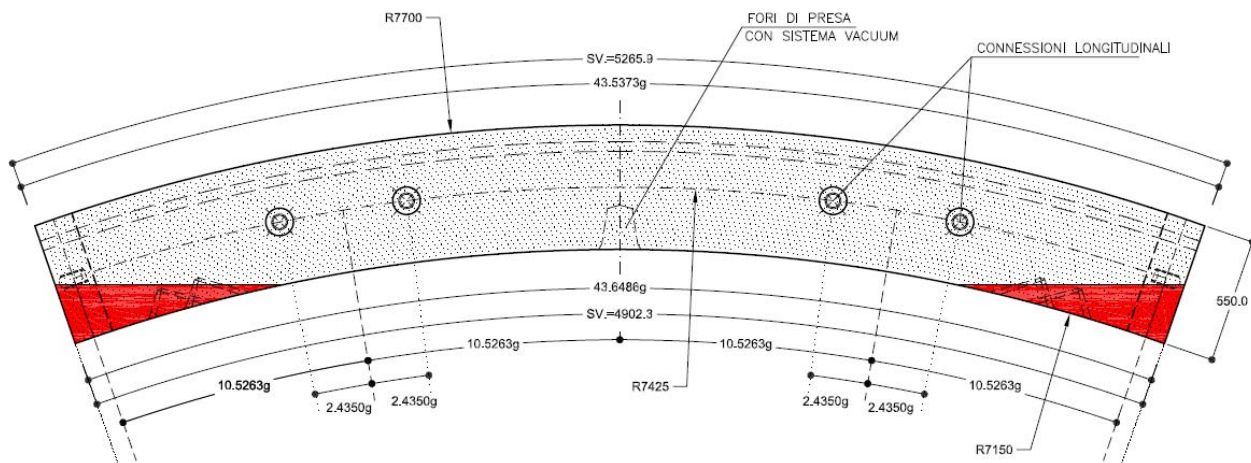


Figura 23 – Analisi peso proprio, legge cls elastico-lineare.

Procedendo invece ad una analisi allo Stato Limite Ultimo, adottando per il calcestruzzo una legge costitutiva non lineare, con schema a parabola-rettangolo, si determina la posizione dell'asse neutro dal lembo superiore, braccio della coppia interna e, con riferimento alla figura 24, in questo caso, la sollecitazione massima sui connettori risulta pari a 60 kN.

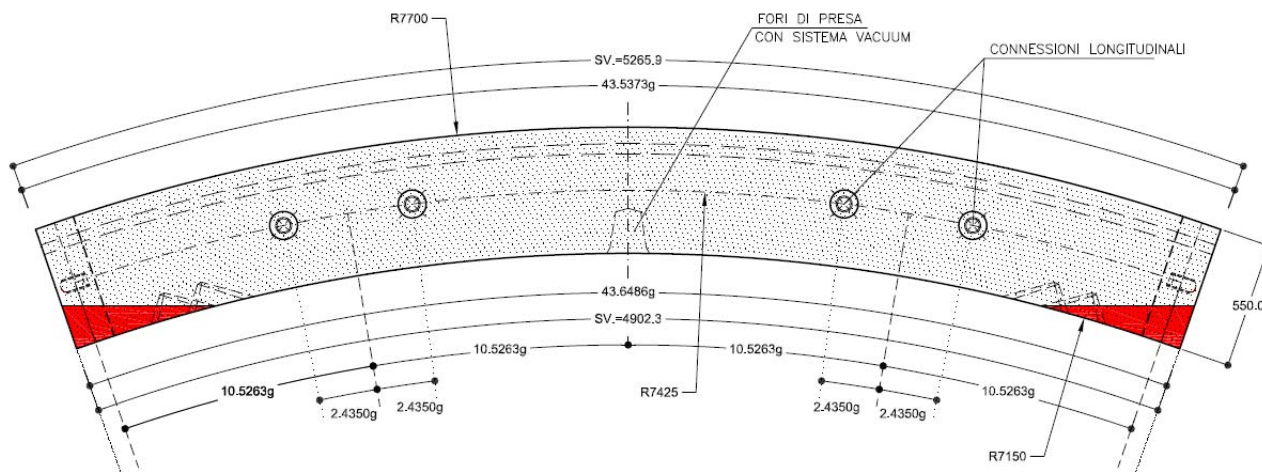


Figura 24 – Analisi peso proprio, legge cls parabola-rettangolo.

Data l'eccezionalità della presente condizione di carico (scenario di errata manovra), si ritiene di non adottare coefficienti parziali di sicurezza per quanto attiene alla definizione della sollecitazione di progetto ($\gamma = 1.0$, anziché $\gamma = 1.1$ sulle azioni e 0.9 sulle resistenze come tipico della condizione EQU delle NTC2008 par. 2.6.1). Viene però adottato un fattore di sicurezza pari a 1.5 al fine di determinare il valore caratteristico della resistenza della connessione (il meccanismo di rottura avviene per trazione nel sistema di connessione perno-cuffia). Si ottiene così un valore di resistenza da ricercare pari a 94.5 kN.

6.2. Azione agente: peso proprio + guarnizione

Nel presente paragrafo si esamina nel dettaglio anche la possibilità che la guarnizione, posta al lembo superiore del conco, possa determinare una sollecitazione aggiuntiva nei connettori, funzione dei valori di spostamento ipotizzabili del sistema di connessione.

La forza generata dalla guarnizione risulta infatti funzione degli spostamenti registrati nel giunto, ovvero dello spostamento che si manifesta nel sistema di connessione (quale lo sfilamento del perno dalla cuffia).

Con riferimento ai diagrammi carico – deformazione ottenuti dai connettori utilizzata alla galleria Sparvo, si è potuto infatti osservare come la forza di reazione nella guarnizione risulta pari a circa 40 kN/m nell'ipotesi di massimo schiacciamento e pari a zero in corrispondenza di un gap pari a 14 mm (ovvero nell'ipotesi di uno sfilamento del perno della cuffia pari appunto a 14 mm).

L'analisi statistica delle prove sperimentali condotte (per i connettori della galleria Sparvo), ha evidenziato, in corrispondenza del valore massimo di resistenza, uno sfilamento medio di circa 5 mm. Tale valore può essere quindi considerato lo spostamento a rottura del sistema di connessione; determinando il valore di spostamento di progetto e tenendo conto della posizione della guarnizione rispetto al connettore, si può assumere un valore medio di spostamento della guarnizione di circa 4 mm.

In questo caso con riferimento allo schema della figura 25 e assumendo per i connettori un modulo di rigidezza assiale della connessione identico a quello dei connettori adottati nella galleria Sparvo ($EA = 7350$ kN), applicando un fattore di sicurezza pari a 1.5 sulla massima sollecitazione che si ottiene dal calcolo, si ha un massimo valore della resistenza dei connettori pari a 195 kN.

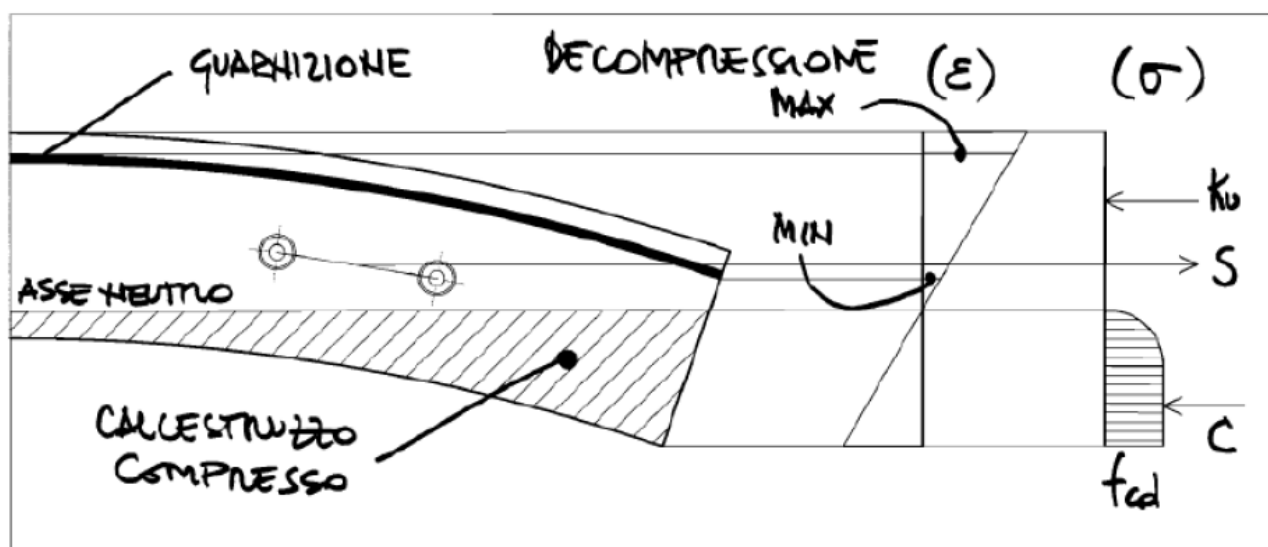


Figura 25 – Analisi peso proprio + guarnizione.

6.3. Verifica in fase transitoria (schiacciamento della guarnizione)

I conchi prefabbricati sono muniti di guarnizione a nastro in elastomero sull'intero perimetro, al fine di garantire, in esercizio, la tenuta del rivestimento, sia idraulica sia in presenza di gas. Si è prescritto, quale prestazione della guarnizione, la tenuta per pressioni di 10 bar, anche con un off-set (disallineamento tra guarnizioni prospicienti) pari a 20 mm, determinato in considerazione di possibili battenti idrostatici lungo il tracciato della galleria. Si adotterà una guarnizione ad espansione meccanica in etilene-diene (EPDM), con cava da 44 mm; al momento si sono individuati alcuni possibili prodotti, tra questi il modello "M385-73 type Wesertunnel" prodotto dalla "PDT Phoenix", che supporta una tenuta idraulica di 10 bar in presenza dell'offset richiesto.

L'interazione tra la guarnizione ed il sistema di connessione è legato alla funzione che la connessione longitudinale svolge nel garantire il mantenimento dello schiacciamento della guarnizione al momento di distacco dei martinetti di spinta.

Nelle figure seguenti si riportano le curve "Load-Deflection" per la guarnizione esaminata, al fine di determinare la forza di compressione da imprimere al sistema di connessione.

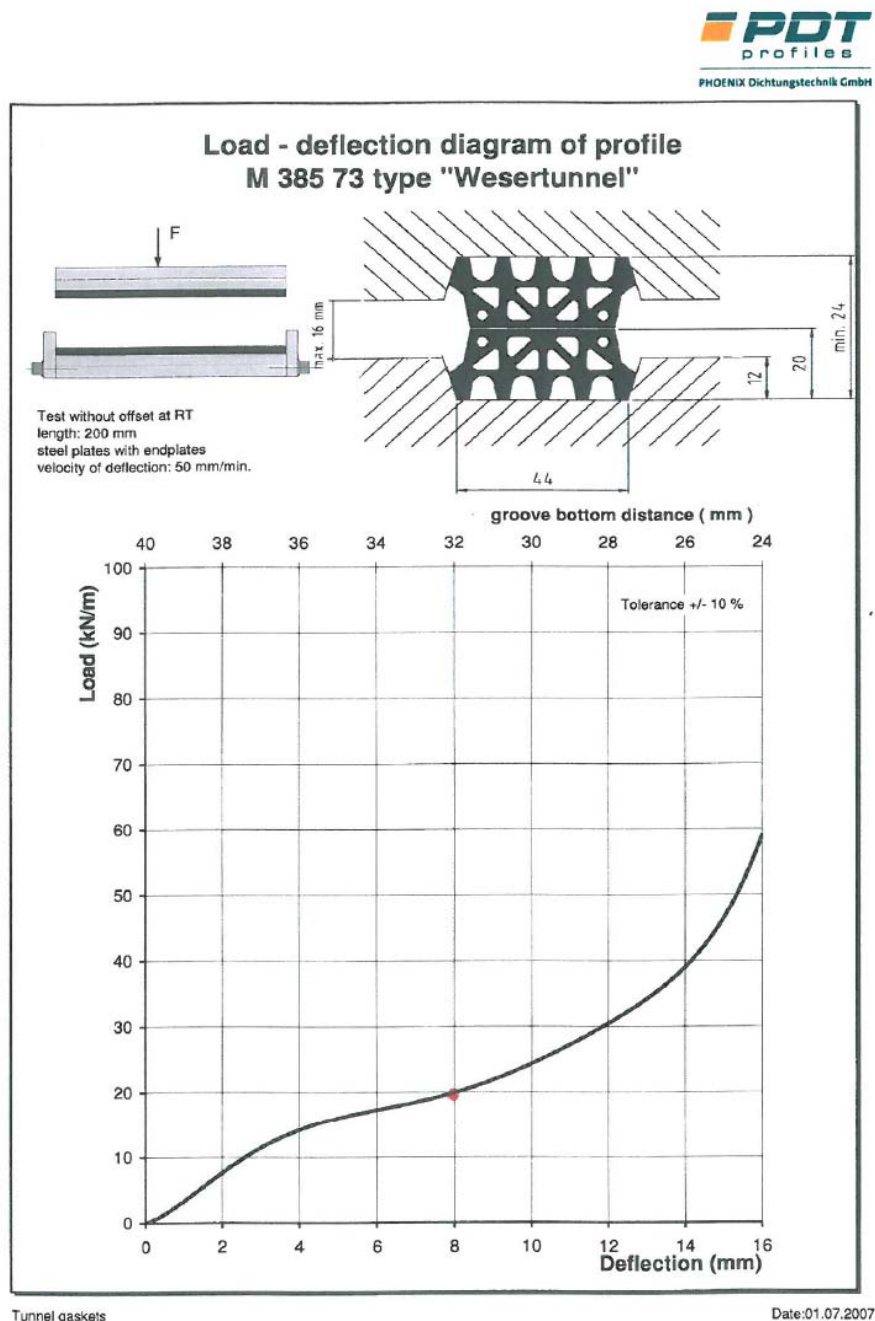
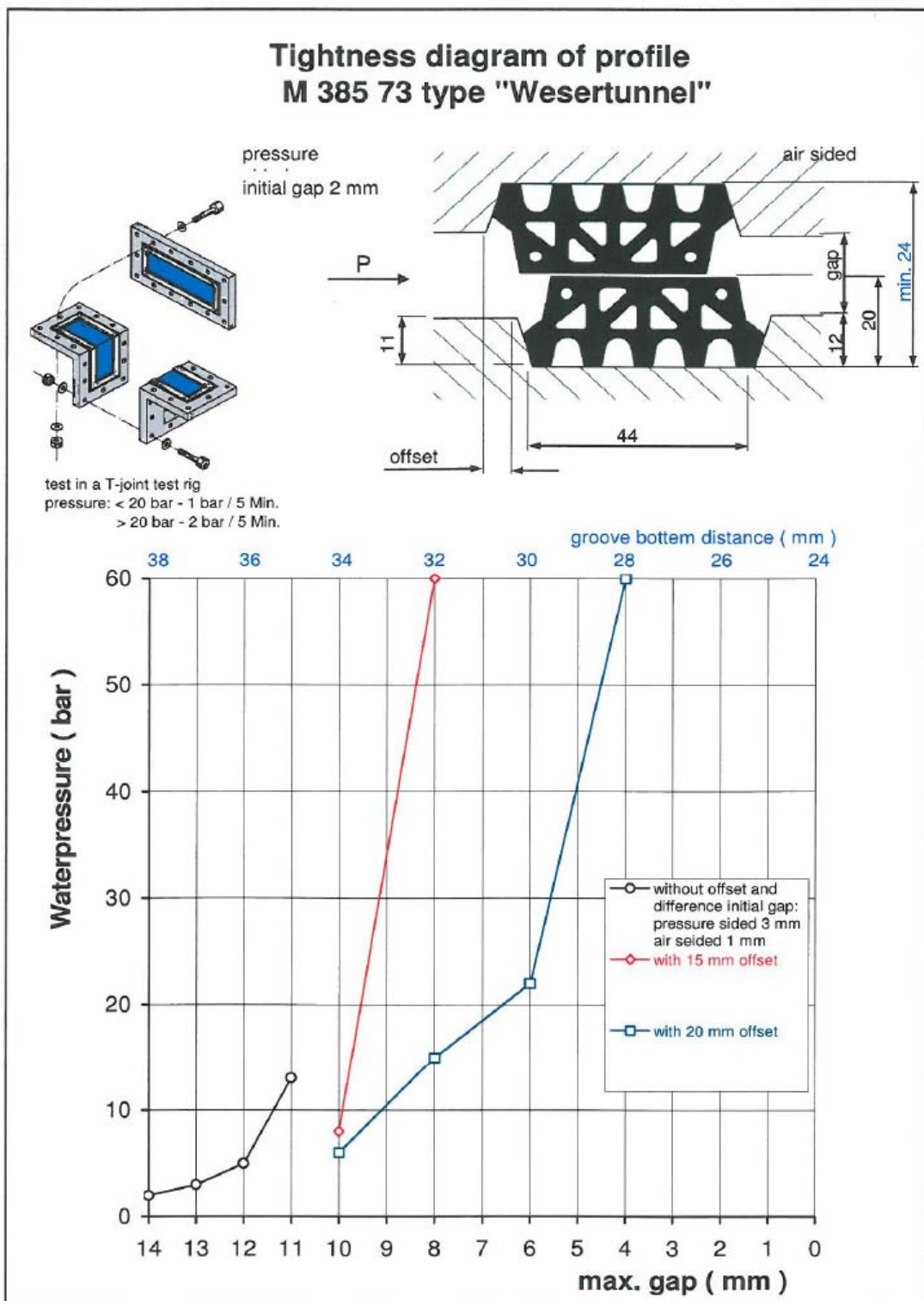


Figura 26 – Guarnizione M385-73 type Wesertunnel – Diagramma Load-Deflection



Tunnel gaskets

Date:20.03.2002

Figura 27 – Guarnizione M385-73 type Wesertunnel – Diagramma Gap-Water pressure

Si può osservare dai diagrammi riportati che in corrispondenza dello schiacciamento massimo della guarnizione, ovvero nel caso che le due facce in cls dei conci vengano a contatto e si ha la massima contrazione della guarnizione, pari a 16 mm nel caso del Modello "M375-73", le forze massime di schiacciamento necessarie risultano pari a 60 kN/m.

Si tratta di forze molto cautelative in quanto per ottenere la pressione di tenuta di 10 bar, in presenza di un offset di 20 mm, sarebbero sufficienti schiacciamenti inferiori. Ai fini del dimensionamento dei connettori, come sarà illustrato nel successivo paragrafo 6.6 occorre assumere un valore superiore al valore sopra esposto di 60 kN/m per tenere conto del rilassamento. Si assume pertanto una forza di 95 kN (paragrafo 6.6).

Essendo lo sviluppo della cava per la guarnizione pari a 5.265 m la sollecitazione di pull-out nel singolo bullone risulta:

$$T = 95 \text{ kN/m} \times 5.265 / 4 = 125 \text{ kN}$$

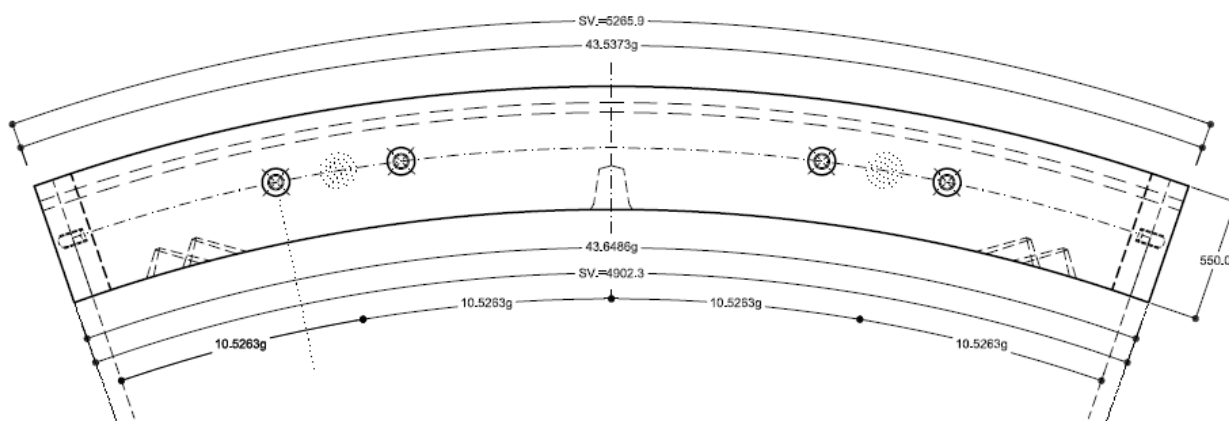


Figura 28 – Le due linee tratteggiate mostrano l'impronta della guarnizione

così che assumendo, un fattore di sicurezza pari a 1.5 si ottiene una resistenza di pull-out per questa condizione di carico pari a 187.5.

6.4. Verifica in esercizio (continuità statica del rivestimento)

Da ultimo, il sistema di connessione deve essere in grado di garantire una certa resistenza a taglio in corrispondenza del giunto longitudinale, così che non si verifichino dislocazioni nel rivestimento, che di fatto è costituito da anelli adiacenti.

Questo in particolare qualora il cavo della galleria interessi zone con variabilità nelle caratteristiche dell'ammasso, che possono determinare una differente costante di sottofondo nell'area di appoggio del rivestimento. Analogamente, fenomeni di dislocazione possono verificarsi in corrispondenza di carichi e sollecitazioni dissimetriche, tali da generare pressioni non uguali su anelli adiacenti.

Il valore di resistenza al taglio dei connettori è pari a 130 kN. Considerando che in un anello di rivestimento sono disposti 38 connettori (9 conci con 4 connettori + la chiave con 2 connettori), si ha che la massima resistenza a taglio del sistema risulta pari a:

$$V = 130 \text{ kN/cad} \times 38 = 4940 \text{ kN}$$

Considerando che le pressioni massime applicate dagli ammassi rocciosi al rivestimento (valutate anche per la determinazione della spinta della TBM in fase di avanzamento), sono state stimate pari a 770 kPa, nella formazione più critica di Sillano, e ipotizzando di considerare il carico connesso all'impronta verticale (o orizzontale) del rivestimento, si ha un carico gravitativo pari a 23716 kN, considerando un'impronta di 15.4 m (diametro di estradosso rivestimento) per 2.0 m (larghezza anello di rivestimento).

Il sistema di connessione è quindi in grado di assorbire, a taglio, una percentuale rispettivamente pari a circa il 20% del carico totale.

6.5. Verifica dei collegamenti radiali

Per garantire lo schiacciamento della guarnizione lungo il giunto radiale, tra conci dello stesso anello, risulta necessaria la seguente azione di serraggio dei bulloni: 95 kN (si veda il paragrafo 6.6).

Essendo lo sviluppo della cava per la guarnizione, nel giunto radiale, pari a 2.00 m, la sollecitazione di pull-out/pretesione nel singolo bullone risulta:

$$T = 95 \text{ kN/m} \times 2.00 / 2 = 95 \text{ kN}$$

così che assumendo, un fattore di sicurezza pari a 1.5, si ottiene una resistenza caratteristica di pull-out pari a 142.5 kN.

Il progetto aveva comunque individuato una prestazione meccanica richiesta al sistema di bullonatura pari a 160 kN, al fine di tenere conto di possibili azioni sul giunto radiale, connesse a carichi asimmetrici agenti sull'anello di rivestimento; questo ad esempio in zone di galleria a fronti misti, oppure in zone di faglia, situazioni di difficile schematizzazione con analisi numeriche.

Pertanto le prestazioni di resistenza richieste al bullone sono:

- Resistenza di pull-out: 160 kN
- Valore di serraggio (pre-tesatura) 60 kN

In ogni caso, analisi più approfondite potranno essere condotte in sede di Progetto Esecutivo di dettaglio, una volta definite le forniture.

6.6. Approfondimento delle problematiche progettuali relative alle guarnizioni

I conci prefabbricati sono muniti di guarnizione a nastro in elastomero sull'intero perimetro, al fine di garantire, in esercizio, la tenuta del rivestimento, sia idraulica sia in presenza di gas. Le guarnizioni sono compresse durante l'installazione dei conci. Tale compressione permette di conseguire l'effetto di tenuta relativamente alla massima pressione dell'acqua (carico piezometrico). Poiché il materiale costituente la guarnizione (gomme EPDM = Ethylene-Propylene Diene Monomer) è quasi incompressibile, le guarnizioni sono caratterizzate dalla presenza di aperture, che sono indicate come canali cavi (hollow channels) e scanalature incise (incised grooves) mediante le quali la guarnizione diventa comprimibile. Le superfici di contatto tra la guarnizione e il calcestruzzo sono indicate come nervature di tenuta (sealing ribs).

Nella figura 29, è rappresentata una guarnizione in elastomero della Phoenix.

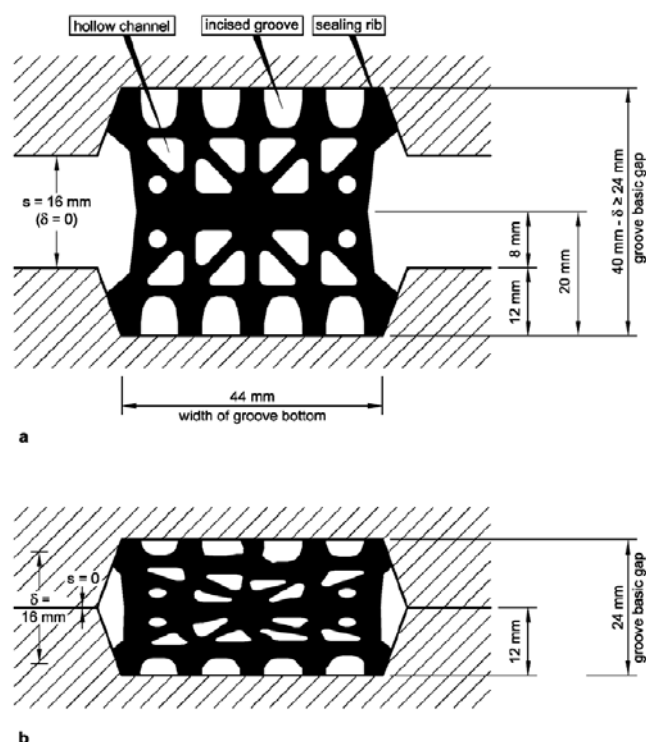


Figura 29 – Guarnizione in elastomero del tipo M38573 (dalla documentazione tecnica della società Phoenix, Germania): a) fase in assenza di compressione; b) fase di totale compressione della guarnizione.

Durante la fase di non – compressione ($\delta = 0$), la distanza tra le due facce del rivestimento in calcestruzzo (joint gap width) è pari a $s = 16 \text{ mm}$ e la distanza fra i due fondi della scanalatura di alloggiamento della guarnizione (groove basic cap) è pari a 40 mm (figura 29). Se la guarnizione è completamente compressa ($\delta = 16 \text{ mm}$) le spalle della scanalatura di alloggiamento della guarnizione sono chiuse e la distanza tra le due facce del rivestimento in calcestruzzo (joint gap width) è $s = 0$ e la distanza fra i due fondi della scanalatura di alloggiamento della guarnizione (groove basic cap) è pari a 24 mm (figura 29b).

La figura 30 mostra la curva carico – spostamento della guarnizione che è indicata come curva caratteristica. Come si può notare dalla figura, la forza corrispondente ad una completa compressione pari a $F_0 \approx 60 \text{ kN/m}$.

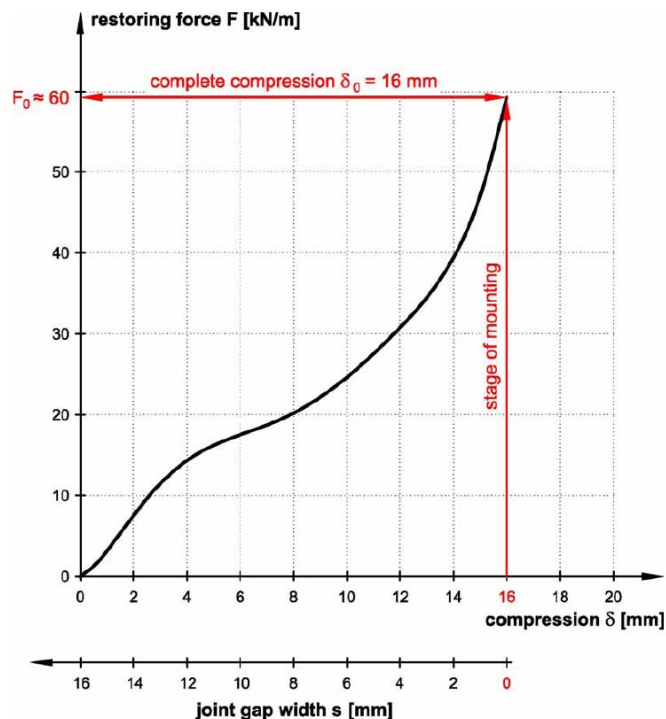


Figura 30 – Curva caratteristica di una guarnizione a nastro in elastomero del tipo M38573 (della società Phoenix, Germania).

Nella figura 31, due guarnizioni in elastomero con un disallineamento tra le due guarnizioni prospicienti sono mostrate rispettivamente in condizioni di non – compressione e di massima compressione.

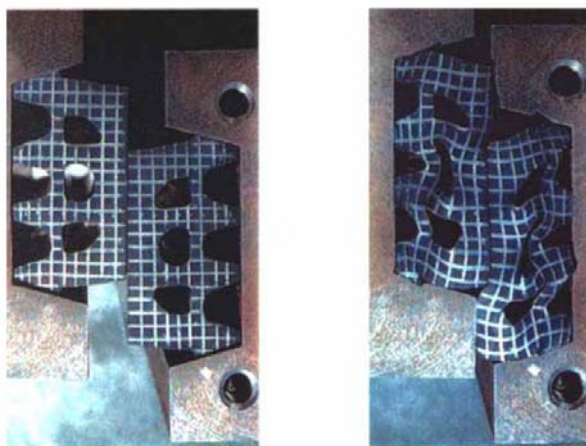


Figura 31 – Compressione di due guarnizioni in elastomero disallineate.

La pressione che occorre applicare ai giunti circolari per comprimere le guarnizioni è direttamente applicata dalla spinta dei martinetti. La forza applicata dai martinetti deve almeno essere pari alla forza che permette la completa compressione della guarnizione (figura 30). Le guarnizioni presenti in corrispondenza dei giunti longitudinali vengono compresse durante l'installazione dei conci mediante l'ereatore. Questa compressione è mantenuta con l'avvitamento dei bulloni radiali finché la malta iniettata nell'intercapedine anulare ha fatto presa.

A causa delle prescrizioni relative alla tenuta del rivestimento, nel caso della presenza di elevate pressioni dell'acqua può diventare necessario utilizzare delle guarnizioni di

dimensioni notevoli. In alcuni casi, perciò, sono utilizzate guarnizioni aggiuntive in grado di rigonfiare sviluppando il loro effetto di sigillatura solamente nel caso di infiltrazione dell'acqua (Bodmer, M.; Grabe, W.; Joos, M.: Seals for tunnels in Singapore. Tunnel 02/03, 31 - 36, 2003).

Per progetti in Asia, la società Dätwyler ha sviluppato una guarnizione combinata composta da un nucleo in EPDM e da una gomma rigonfiabile posizionata alla base e alla sommità della guarnizione (figura 4a). Secondo il costruttore, queste guarnizioni hanno un effetto di sigillatura una volta montate del tutto comparabile con quello che si ottiene con la guarnizioni in EPDM compressibili.

Il rigonfiamento della gomma nei casi di infiltrazione dell'acqua, tuttavia, aumenta l'effetto sigillante della guarnizione ((Bodmer, M.; Grabe, W.; Joos, M.: Seals for tunnels in Singapore. Tunnel 02/03, 31 - 36, 2003).

Secondo il produttore, il mix rigonfiante, del quale è costituita la gomma, ha un potenziale di rigonfiamento compreso fra il 200 e l'800% del volume. Questo potenziale di rigonfiamento, tuttavia, diminuisce all'aumentare del contenuto di sale presente e del valore del pH dell'acqua, come noto per le argille rigonfianti. Per evitare che si manifesti un rigonfiamento durante lo stoccaggio, le guarnizioni sono dipinte con una vernice protettiva, che si dissolve quando il valore del pH assume valori corrispondenti alle condizioni del terreno. Alternativamente, può essere utilizzata una pellicola protettiva che viene rimossa immediatamente prima dell'installazione dei conci.

Nell'ambito di un progetto di ricerca, è stata sviluppata una tecnica per la tenuta e per il cassero che permette un particolare ancoraggio della stessa guarnizione al calcestruzzo dei conci durante la produzione dei conci (Gipperich, C.; Kassel, D.: Verankerte Dichtungen für Stahlbetontübbings. Vorträge der STUVA-Tagung 1999 in Frankfurt/M., Forschung + Praxis, Heft 38, 113 - 117, 2000). Il risultato è raggiunto annegando l'elemento di ancoraggio della guarnizione nel calcestruzzo (figura 32b).

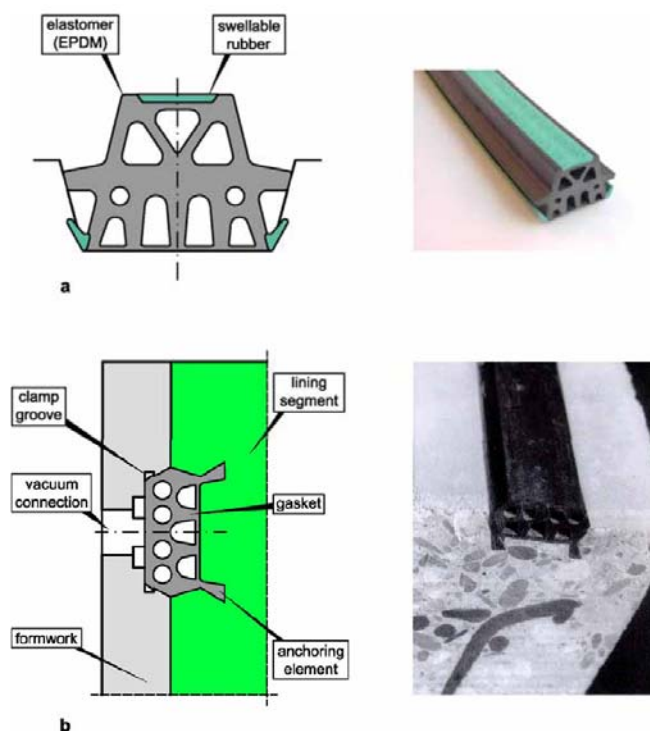


Figura 32 – Speciali tipi di guarnizioni: a guarnizione in elastomero con elementi in gomma rigonfiabili; b) guarnizioni ancorate al calcestruzzo).

L'efficacia delle guarnizioni è limitata dal rilassamento tensionale. La durabilità delle guarnizioni è richiesta per un periodo di tempo coincidente con la vita utile della struttura. La prova della resistenza è ottenuta mediante prove che sono condotte aumentando la temperatura e la pressione allo scopo di accelerare il rilassamento della guarnizione. I risultati di tali prove sono estrapolati nel lungo periodo. La figura 33 mostra un esempio di risultati di una prova di rilassamento su una guarnizione tipo M38573 della società Phoenix. Quando completamente compressa la tensione che è in grado di sostenere si riduce approssimativamente del 13% circa nei primi tre giorni. La tensione residua dopo 3 giorni diventa il valore di riferimento per la tensione residua (100%) mostrata nella figura 33. In seguito, la tensione residua si riduce fino a raggiungere approssimativamente il 60% del valore di riferimento per un periodo estrapolato pari a 100 anni. Così, può essere ricavato dai risultati di questa prova che la tensione di compressione nella guarnizione diminuisce a causa del rilassamento ad una temperatura ambiente durante un periodo di tempo pari a 100 anni approssimativamente del 50% rispetto al suo valore iniziale.

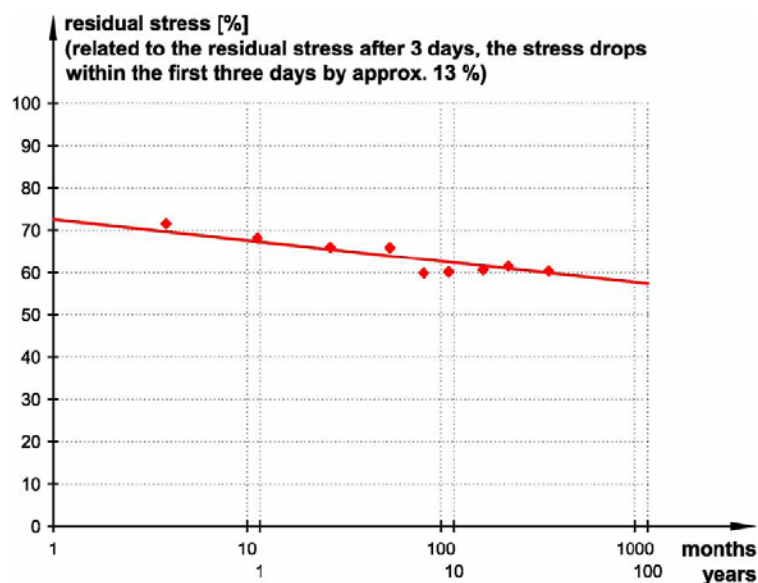


Figura 33 – Rilassamento di una guarnizione in elastomero del tipo M38573 (dati forniti dalla società Phoenix).

La tenuta della compressione delle guarnizioni deve essere comprovata da prove di idoneità. A tal fine, la massima pressione dell'acqua, p_w , che deve essere sostenuta oltremodo per la quale la guarnizione rimane impermeabile è determinata mediante prove di tenuta. Le prove di tenuta sono condotte con differenti valori della distanza tra le due facce del rivestimento in calcestruzzo (joint gap width) e del disallineamento (offsets) delle due guarnizioni per tenere conto di possibili imperfezioni durante il montaggio, come spostamenti reciproci delle guarnizioni o ridotti valori di compressione delle stesse. In accordo alle raccomandazioni sulle prove da condurre sugli elementi di tenuta ("Test Recommendations for sealing segments" della società di ricerca tedesca per le infrastrutture sotterranee (German Research Society for Underground Traffic Facilities, STUVA, 2005), deve essere effettuata almeno due prove con i medesimi parametri. Il valore più basso ottenuto per la pressione dell'acqua sostenibile dalla guarnizione, determinata in entrambe le prove, è decisiva per la valutazione.

La figura 34 mostra due esempi di diagrammi riassuntivi di tali prove nei quali in ascissa è riportato il valore della distanza tra le due facce del rivestimento in calcestruzzo (joint gap width) e in ordinata la massima pressione dell'acqua, p_w , che è stata sostenuta per la

quale quindi la guarnizione è rimasta impermeabile. Per ottenere tali risultati e grafici la pressione dell'acqua viene gradualmente aumentata finché non si osserva una infiltrazione dell'acqua al tempo stesso le prove vengono condotte diminuendo progressivamente la distanza tra le due facce del rivestimento in calcestruzzo (joint gap width) (STUVA, 2005).

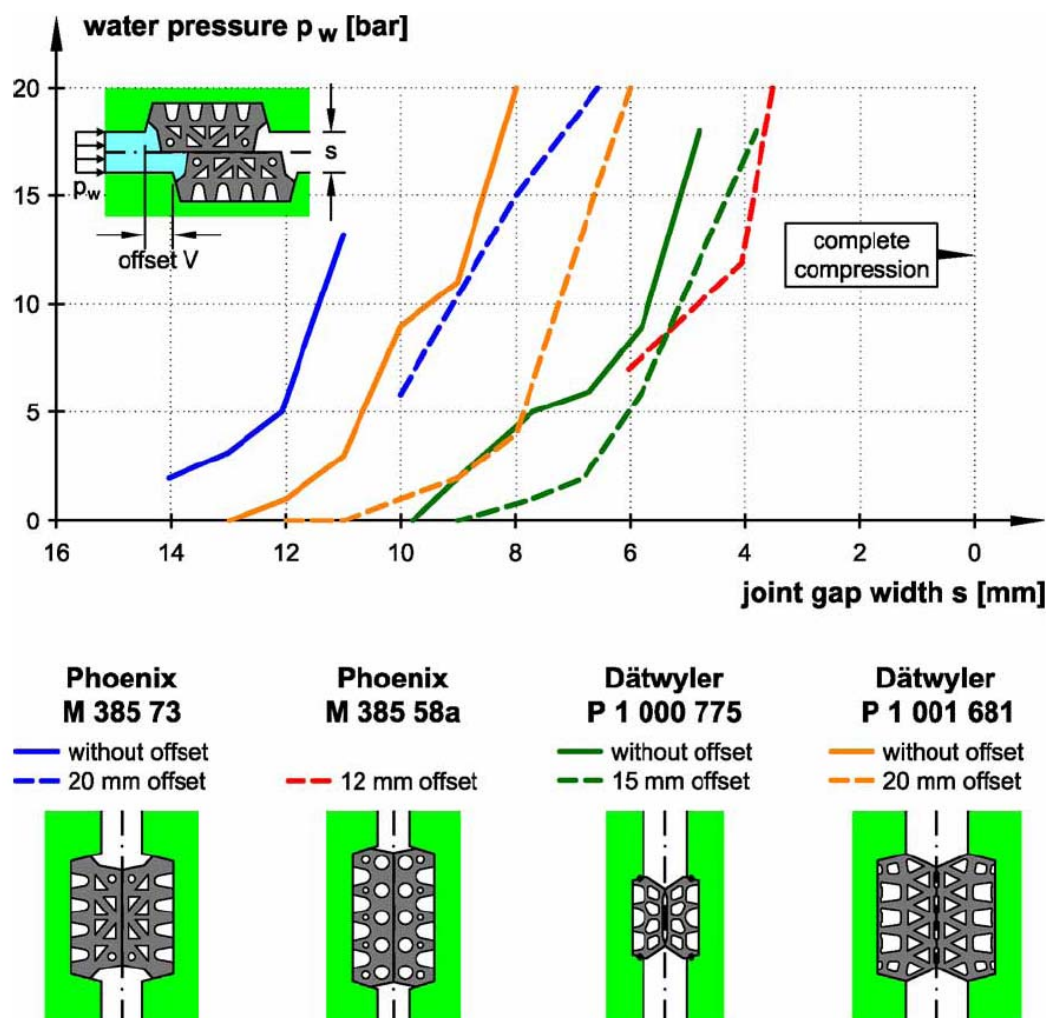


Figura 34 – Esempi di diagrammi pressione dell'acqua - distanza tra le due facce del rivestimento in calcestruzzo (joint gap width) dai quali si ottiene il valore accettabile della pressione dell'acqua sostenibile dalla guarnizione in funzione della distanza tra le due facce del rivestimento in calcestruzzo e del valore del disallineamento.

Le specifiche con riferimento al disallineamento e alla distanza fra i due fondi della scanalatura di alloggiamento della guarnizione (groove basic cap) devono risultare dalle richieste progettuali relative ad ogni galleria. Occorre tenere presente che le guarnizioni devono essere efficaci anche se il rivestimento si deforma e/o le tolleranze costruttive sono interamente utilizzate.

La figura 35 mostra in principio i differenti stati delle guarnizioni prima e dopo l'installazione.

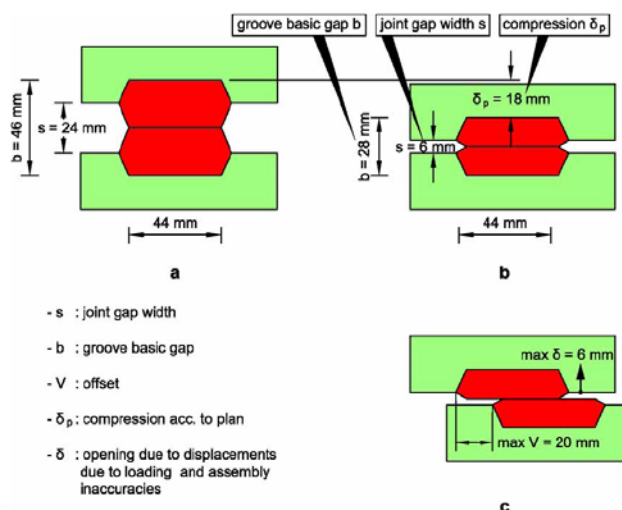


Figura 35 - Distanza tra le due facce del rivestimento in calcestruzzo (joint gap width), distanza fra i due fondi della scanalatura di alloggiamento della guarnizione (groove basic cap) e disallineamento di una guarnizione: a) stato iniziale (stato non compresso); b) compressione in accordo alla previsione progettuale durante l'installazione dei conci; c) spostamenti ammissibili e disallineamento dovuto a difetti nell'assemblaggio e a carichi nei conci.

Nello stato di non – compressione, prima dell'installazione, la distanza, s, tra le due facce del rivestimento in calcestruzzo (joint gap width) e la distanza, b, fra i due fondi della scanalatura di alloggiamento della guarnizione (groove basic cap), in questo caso è $s = 24$ mm e $b = 46$ mm, rispettivamente (figura 35a). Durante l'installazione dei conci, come assunzione progettuale le guarnizioni dovrebbero essere compresse per una quantità $\delta_p = 18$ mm. Conseguentemente (figura 35b) la distanza tra le due facce del rivestimento in calcestruzzo (joint gap width) è $s = 6$ mm mentre la distanza fra i due fondi della scanalatura di alloggiamento della guarnizione (groove basic cap) è $b = 28$ mm.

Dopo l'installazione, i conci vengono caricati e conseguentemente possono localmente aprirsi. La massima apertura ammissibile può essere assunta sulla base dei risultati delle analisi numeriche di stabilità. Con riferimento alla figura 35c si assume di ammettere una massima apertura di 6 mm. Inoltre a causa di errori di messa in opera dei conci e di differenti carichi negli stessi conci dell'anello di rivestimento si ammette di avere un disallineamento massimo pari a 20 mm (figura 35c). Conseguentemente sempre con riferimento alla figura 7c si ha una massima distanza tra le due facce del rivestimento in calcestruzzo (maximum joint gap width) $s = 6$ mm + 6 mm = 12 mm, e una massima distanza fra i due fondi della scanalatura di alloggiamento della guarnizione (maximum groove basic cap) è $b = 28$ mm + 6 mm = 34 mm; valori rilevanti per il dimensionamento.

Nella figura 36 sono riportati i risultati di una prova di tenuta di guarnizioni. Le prove sono state condotte con valori del disallineamento compresi fra 0 e 20 mm. Senza disallineamento ($V=0$) e con una distanza $s = 16$ mm tra le due facce del rivestimento in calcestruzzo (joint gap width) (corrispondente ad una distanza fra i due fondi della scanalatura di alloggiamento della guarnizione (groove basic cap) $b = 2 \times 11$ mm + 16 mm = 38 mm) può essere sostenuta una pressione dell'acqua pari a 20 bar.

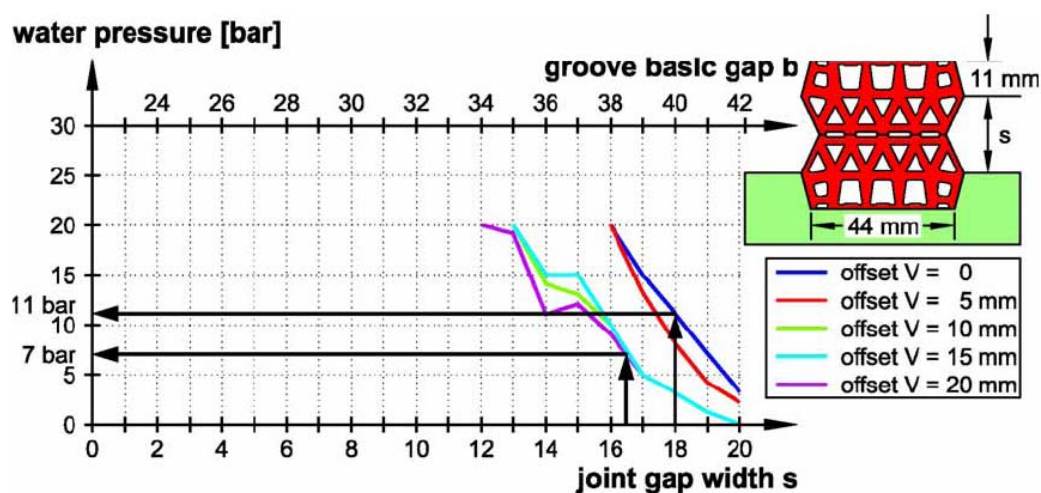


Figura 36 – Risultati di prove di tenuta per il progetto della guarnizione.

Per garantire di sostenere la medesima pressione di 20 bar con un disallineamento $V = 20$ mm, occorre una compressione maggiore di 4 mm, passando come è possibile vedere nella figura 36 da un valore $s = 16$ mm ad un valore $s = 12$ mm (corrispondente ad una distanza fra i due fondi della scanalatura di alloggiamento della guarnizione (groove basic cap) $b = 2 \times 11 \text{ mm} + 12 \text{ mm} = 34 \text{ mm}$).

La tensione di compressione nelle guarnizioni dovuta al rilassamento a temperatura di laboratorio, diminuisce in 100 anni ad approssimativamente il 50% del suo valore iniziale. Allo scopo di garantire la tenuta della guarnizione per la vita utile della galleria, occorre conseguentemente tenere in conto il rilassamento nel progetto della guarnizione. Si adotta pertanto la seguente procedura progettuale.

La figura 37 mostra le curve forza – spostamento delle guarnizioni. Senza disallineamento ($V = 0$), la compressione fino ad un valore della distanza tra le due facce del rivestimento in calcestruzzo (joint gap width) $s = 6$ mm (corrispondente ad una distanza fra i due fondi della scanalatura di alloggiamento della guarnizione (groove basic cap) $b = 2 \times 11 \text{ mm} + 6 \text{ mm} = 28 \text{ mm}$) richiede un carico pari a circa 95 kN/m. Se si ha un comportamento sforzi – deformazioni elastico reversibile ed un rilassamento del 50%, si ottiene una “virtuale” apertura $\delta_{\text{relaxation}} = 6$ mm (figura 37). La distanza tra le due facce del rivestimento in calcestruzzo (joint gap width), che diventa decisiva per il progetto della guarnizione, in questo caso può essere determinata nella seguente maniera:

distanza tra le due facce del rivestimento in calcestruzzo (joint gap width) secondo il progetto	6 mm
massima apertura dovuta a carichi o lacune nel montaggio dei conci	+ 6 mm
Apertura “virtuale” dovuta al rilassamento	+ 6 mm
distanza tra le due facce del rivestimento in calcestruzzo (joint gap width)	18 mm

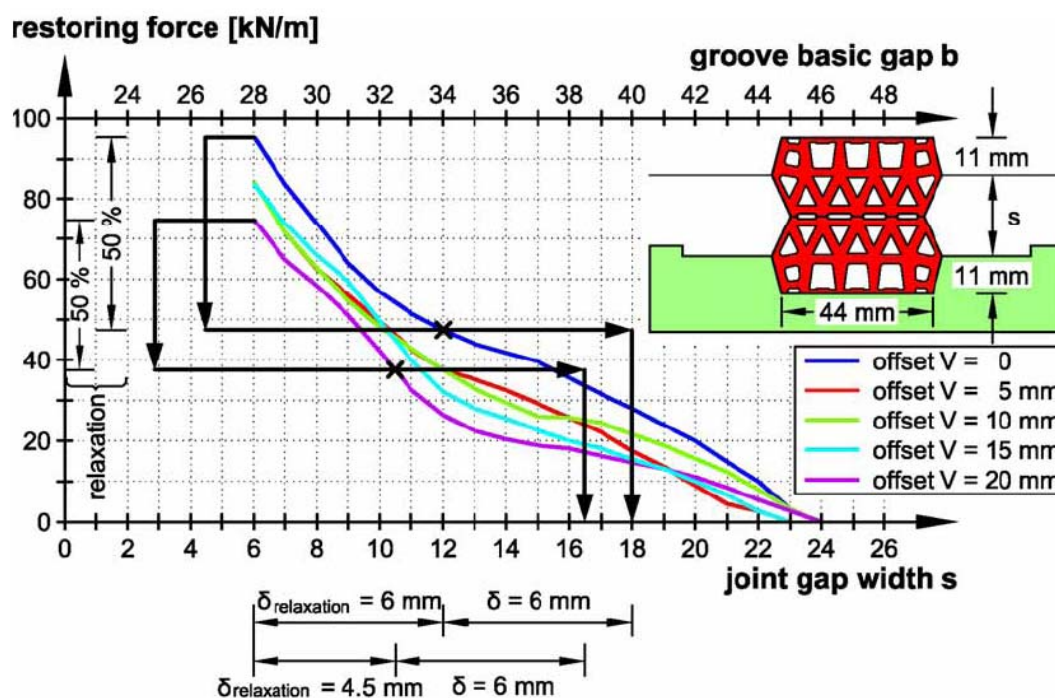


Figura 37 – Curva forza – spostamento per il progetto di una guarnizione.

In accordo ai risultati di una prova di tenuta di una guarnizione per un valore della distanza tra le due facce del rivestimento in calcestruzzo (joint gap width) $s = 18 \text{ mm}$ (corrispondente ad una distanza fra i due fondi della scanalatura di alloggiamento della guarnizione (groove basic cap) $b = 2 \times 11 \text{ mm} + 18 \text{ mm} = 40 \text{ mm}$) può essere sostenuta una pressione dell'acqua di progetto pari a 11 bar (figura 36).

Nel caso di un disallineamento (offset) $V = 20 \text{ mm}$, le medesime considerazioni conducono ad una distanza tra le due facce del rivestimento in calcestruzzo (joint gap width) $s = 16.5 \text{ mm}$ (figura 37) e una massima pressione dell'acqua sostenibile dalla guarnizione pari a 7 bar.

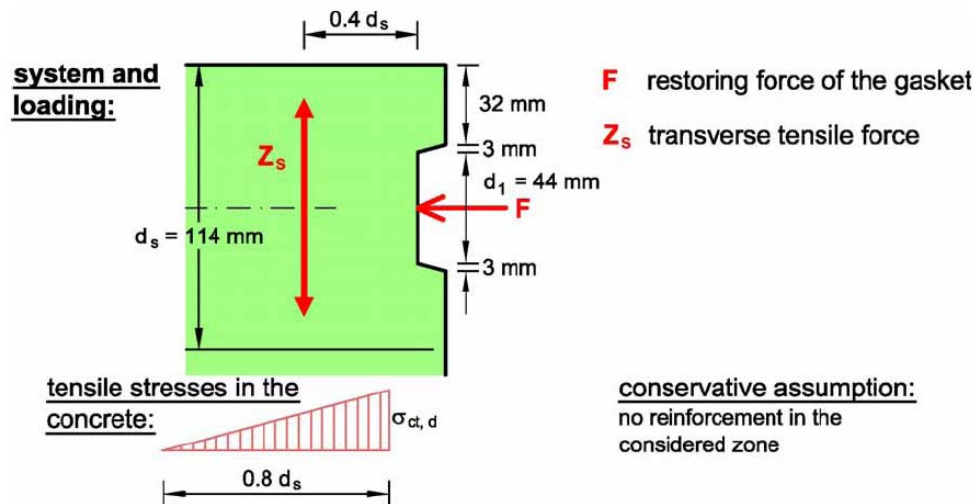
Il progetto della guarnizione condotto sulla base dei risultati riportati nelle figure 36 e 37, è stato condotto sulla base delle seguenti assunzioni:

- vita utile della struttura ≤ 100 anni;
- massimo rilassamento delle guarnizioni pari al 50% del valore iniziale in 100 anni;
- compressione delle guarnizioni durante l'installazione fino ad un valore della distanza tra le due facce del rivestimento in calcestruzzo (joint gap width) $s = 6 \text{ mm}$ (corrispondente ad una distanza fra i due fondi della scanalatura di alloggiamento della guarnizione (groove basic cap) $b = 2 \times 11 \text{ mm} + 6 \text{ mm} = 28 \text{ mm}$);
- massima apertura della guarnizione di 6 mm a causa dei carichi dei conci o a difetti nella messa in opera degli stessi conci;
- massimo disallineamento pari a 20 mm.

Il comportamento al rilassamento della guarnizione deve essere investigato per mezzo di prove separate condotte durante 3 mesi alla temperatura di 70° in accordo alle indicazioni STUVA (2005).

Agli spigoli del nastro in elastomero, delle forze di compressione sono introdotte nei conci a causa della compressione delle guarnizioni durante l'installazione dei conci. A causa della ridistribuzione di queste tensioni nei conci, si manifesta, trasversalmente, una tensione di trazione. A causa delle piccole dimensioni del nastro della guarnizione, e del piccolo spazio tra il nastro e l'estradosso del cono, la messa in opera di una opportuna armatura per tale stato di tensione localizzato usualmente non è possibile.

Conseguentemente si fa affidamento sulla resistenza di trazione del calcestruzzo e nella figura 38 è riportato un esempio di verifica per una forza di ripristino pari a 95 kN/m. Nel nostro caso sempre con riferimento alla figura 38, il concio tipo 1 che è caratterizzato da una classe di resistenza del calcestruzzo C 35/45 inferiore a quella del calcestruzzo del concio tipo 1 (C 40/50) ha una resistenza a trazione, per quanto concerne il valore caratteristico inferiore, pari a $f_{ctk;0.05} = 2.34 \text{ MN/m}^2$ e quindi si ottiene $\sigma_{Rd,ct} = 1.3 \text{ MN/m}^2$ e conseguentemente la verifica è comunque soddisfatta essendo $\sigma_{ct,d} = 0.43 \text{ MN/m}^2 < 1.3 \text{ MN/m}^2 = \sigma_{Rd,ct}$



proof acc. to DAfStb, Issue 240:

$$\gamma_G = 1.35 \quad \gamma_C = 1.8 \text{ (unreinforced concrete)} \quad F = 95 \text{ kN/m (see Fig. 6.43)}$$

$$Z_s = 0.25 \cdot F \left(1 - \frac{d_1}{d_s} \right) = 0.25 \cdot 95 \left(1 - \frac{0.044}{0.114} \right) = 14.6 \text{ kN/m}$$

$$Z_{s,d} = 1.35 \cdot 14.6 = 19.7 \text{ kN/m}$$

proof for the tensile stresses:

$$\sigma_{ct,d} = \frac{Z_{s,d}}{\frac{1}{2} \cdot 0.8 \cdot d_s} = \frac{19.7}{0.4 \cdot 0.114} = 432.0 \text{ kN/m}^2 = 0.43 \text{ MN/m}^2$$

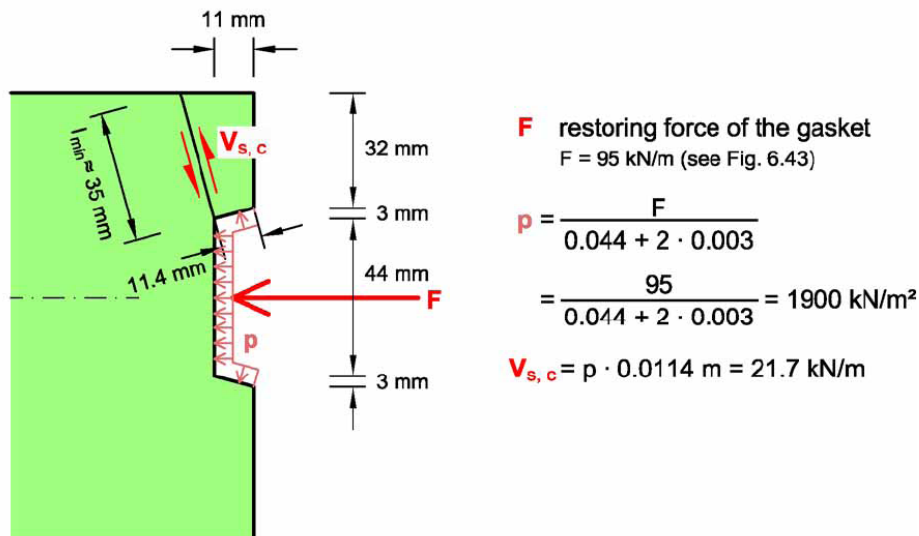
$$\sigma_{Rd,ct} = \frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_C} = \frac{2.7}{1.8} = 1.5 \text{ MN/m}^2 \text{ (C45/55)}$$

$$\sigma_{ct,d} = 0.43 \text{ MN/m}^2 < 1.5 \text{ MN/m}^2 = \sigma_{Rd,ct}$$

Figura 38 – Verifica del nastro in elastomero di una guarnizione con riferimento alla tensione di trazione indotta nel calcestruzzo del concio.

Inoltre, è necessario che venga comprovato che la forza di taglio del calcestruzzo non armato dei conci non superi i valori ammissibili. La figura 39 riporta tale verifica sempre per una forza di ripristino pari a 95 kN/m. In assenza di tali verifiche, occorrerebbe effettuare delle prove di scheggiatura prima della produzione dei conci allo scopo di controllare se le forze di ripristino delle guarnizioni adottate possono essere sostenute dal calcestruzzo dei conci (STUVA, 2005).

system and loading:



load bearing capacity of unreinforced concrete with regards to shear force:

$$V_{Rd,ct} = \sqrt{(f_{ctk;0.05} / \gamma_c)^2 - \sigma_{cd} \cdot f_{ctk;0.05} / \gamma_c} \cdot \frac{l \cdot b_w}{S} \quad (\text{acc. to DIN 1045, Part 1})$$

$$f_{ctk;0.05} = 2.7 \text{ MN/m}^2 \quad (\text{C45/55})$$

$$\frac{l}{S} = 0.023 \text{ m} \quad \gamma_c = 1.8 \quad (\text{unreinforced concrete})$$

$$\sigma_{cd} \approx 0.3 \text{ MN/m}^2 \quad b_w = 1 \text{ m}$$

$$V_{Rd,ct} = 0.031 \text{ MN/m}$$

proof:

$$V_{sd} = 1.35 \cdot 0.0217 = 0.029 \text{ MN/m}$$

$$\Rightarrow V_{sd} = 0.029 \text{ MN/m} < 0.031 \text{ MN/m} = V_{Rd,ct}$$

Figura 39 - Verifica del nastro in elastomero di una guarnizione con riferimento alla tensione di taglio indotta nel calcestruzzo del concio.

Nel nostro caso, con riferimento alla figura 39, il concio tipo 1 che è caratterizzato da una classe di resistenza del calcestruzzo C 35/45 inferiore a quella del calcestruzzo del concio tipo 1 (C 40/50) ha un valore della resistenza a trazione, per quanto concerne il valore caratteristico inferiore, pari a $f_{ctk;0.05} = 2.34 \text{ MN/m}^2$ e quindi si ottiene $V_{Rd,ct} = 0.027 \text{ MN/m}$ e pertanto la verifica è di poco non soddisfatta essendo $V_{sd} = 0.029 \text{ MN/m}$.

Conseguentemente, in accordo alle raccomandazioni STUVA (2005), è importante che prima della produzione dei conci vengano eseguite delle prove di scheggiatura, o, preferibilmente, sarà opportuno valutare, una volta che sarà stato definitivamente scelto il tipo di guarnizione, se sia possibile adottare un posizionamento della guarnizione che sia in grado di soddisfare tale verifica.

7. STABILITA' DEL FRONTE DI SCAVO

In accordo all'approccio ADECO-RS, risulta di fondamentale importanza la valutazione della stabilità dell'insieme fronte di scavo – nucleo d'avanzamento tenendo presente che con uno scavo realizzato mediante una TBM-EPB il valore della pressione, da adottare nella camera di lavoro, ha proprio come finalità quella di garantire la stabilità del fronte di scavo durante l'avanzamento sia della testa fresante sia dello scudo.

Per valutare tale problematica è stato adottato l'approccio proposto da Hoek (1999) mediante il quale la deformazione, sia longitudinale sia radiale, indotta dallo scavo di una galleria è direttamente correlabile allo stato tensionale originario presente nell'ammasso roccioso e alle proprietà geomeccaniche dell'ammasso roccioso espresse dalla resistenza a compressione monoassiale.

A questo riguardo, ripresa dal lavoro di Hoek, la seguente figura 40 mostra la distribuzione delle deformazioni nell'intorno di una galleria, mentre la figura 28 mostra l'andamento degli spostamenti in corrispondenza del cavo (punto A situato ad una distanza di 20 m dal fronte di scavo) e del fronte (punto B) in funzione del graduale rilascio delle tensioni sul perimetro di scavo per simulare l'avanzamento del fronte. Tali valori, riportati nella figura 41 si riferiscono, nell'esempio riportato da Hoek, ad una galleria del diametro di 8 m utilizzando i parametri geomeccanici riportati nella stessa figura 41. Come si può notare, la deformazione del fronte di scavo ha un andamento simile a quella che si manifesta sulle pareti del cavo sebbene i valori risultano inferiori del 30% circa. Sempre con riferimento a tale figura si nota che per valori della pressione interna superiori a 6 MPa, l'ammasso roccioso si comporta elasticamente ed entrambe le linee hanno un andamento rettilineo. La pratica conseguenza di tale osservazione è che sia il fronte di scavo sia le pareti della galleria si comportano in maniera del tutto simile e conseguentemente diventa necessario garantire la stabilità del fronte per ottenere le necessarie condizioni di sicurezza e per permettere lo stesso avanzamento degli scavi.

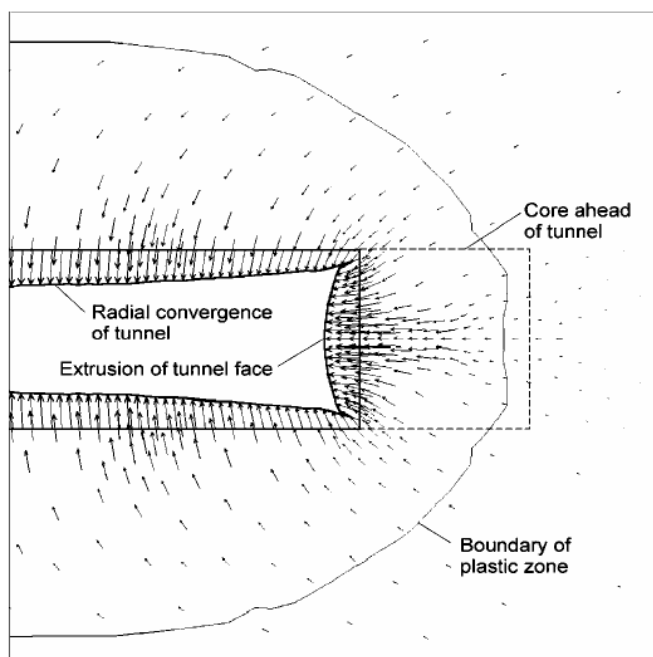


Figura 40 – Distribuzione delle deformazioni nell'intorno della galleria (al fronte e al contorno del cavo) da una analisi numerica agli elementi finiti assialsimmetrica (dall'articolo di Hoek, 1999).

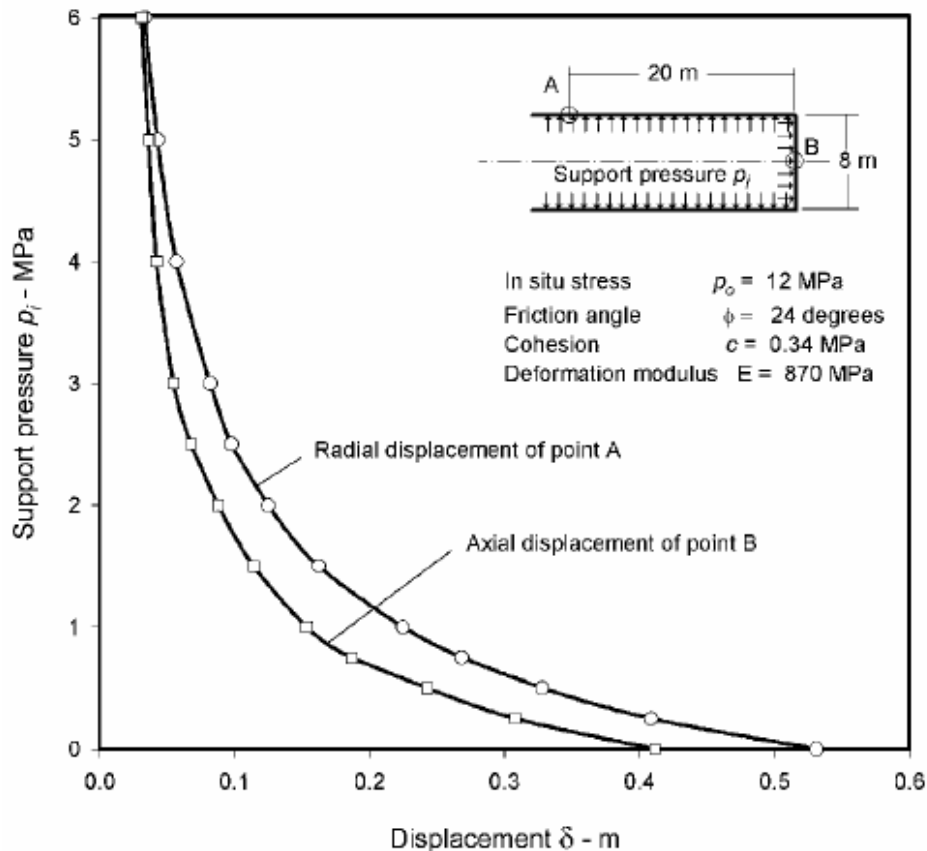


Figura 41 – Andamento delle deformazioni in funzione della pressione interna sul perimetro di scavo che permette di simulare l'avanzamento del fronte della galleria (dall'articolo di Hoek, 1999).

Per quanto riguarda la valutazione delle estrusioni, in prima approssimazione, si può adottare la seguente formulazione proposta da Hoek, ricavata sulla base di analisi numeriche condotte su numerose gallerie (figura 42):

$$\varepsilon_f(\%) = 0.1 \cdot (1 - p_i/p_0) \cdot \left(\frac{\sigma_{cm}}{p_0} \right)^{-(3 p_i/p_0 + 1)/(3.8 p_i/p_0 + 0.54)}$$

dove:

ε_f = deformazione longitudinale in asse alla galleria definita come rapporto fra l'estrusione ed il diametro equivalente della galleria

p_0 = stato tensionale presente alla quota della galleria

p_i = pressione esercitata dall'eventuale intervento di preconsolidamento o pressione nella camera di lavoro di una TBM-EPB

σ_{cm} = resistenza a compressione dell'ammasso roccioso.

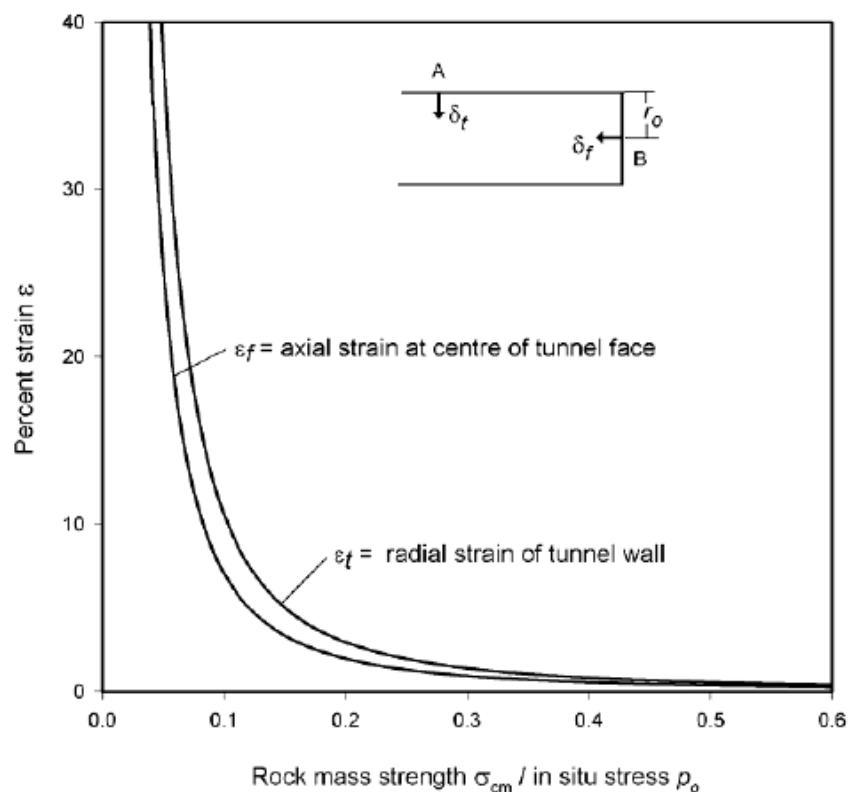


Figura 42 – Relazione tra la resistenza a compressione monoassiale normalizzata allo stato tensionale e la deformazione radiale e longitudinale per gallerie (Hoek, 2001).

Nella seguente figura 43 è invece riportata l'espressione proposta da Hoek per determinare la deformazione diametrale di una galleria.

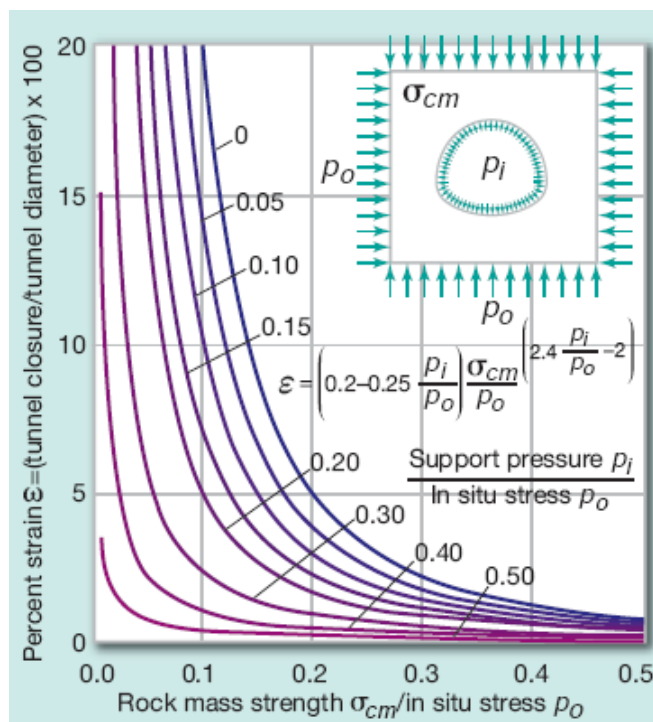
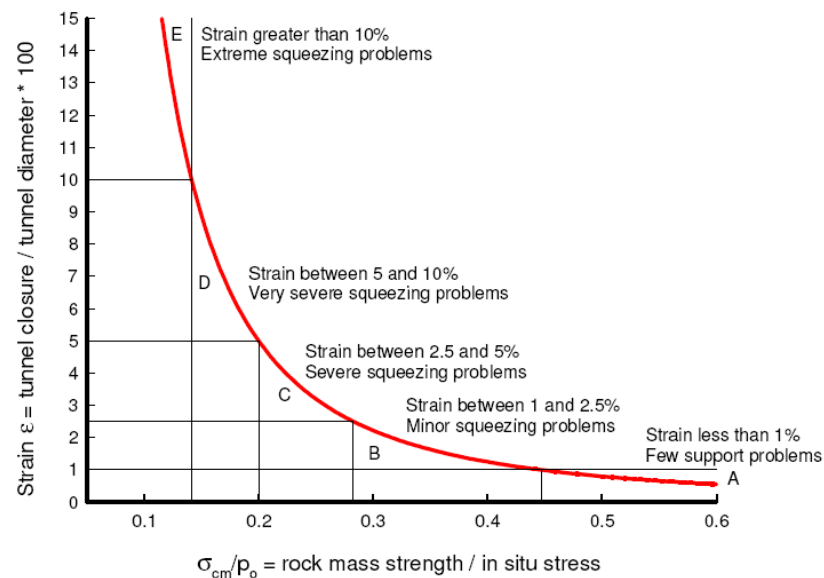


Figura 43 – Relazione approssimata tra la deformazione della galleria ed il valore del rapporto fra la resistenza a compressione monoassiale dell'ammasso roccioso, σ_{cm} , e lo stato tensionale presente in sito, p_o .

Una volta calcolati i valori della deformazione diametrale, essi devono essere confrontati con le indicazioni che lo stesso Hoek (1999) fornisce per quanto concerne la criticità dello scavo (si veda la seguente figura 44).



	Strain ε %	Geotechnical issues	Support types
A	Less than 1	Few stability problems and very simple tunnel support design methods can be used. Tunnel support recommendations based upon rock mass classifications provide an adequate basis for design.	Very simple tunnelling conditions, with rockbolts and shotcrete typically used for support.
B	1 to 2.5	Convergence confinement methods are used to predict the formation of a 'plastic' zone in the rock mass surrounding a tunnel and of the interaction between the progressive development of this zone and different types of support.	Minor squeezing problems which are generally dealt with by rockbolts and shotcrete; sometimes with light steel sets or lattice girders are added for additional security.
C	2.5 to 5	Two-dimensional finite element analysis, incorporating support elements and excavation sequence, are normally used for this type of problem. Face stability is generally not a major problem.	Severe squeezing problems requiring rapid installation of support and careful control of construction quality. Heavy steel sets embedded in shotcrete are generally required.
D	5 to 10	The design of the tunnel is dominated by face stability issues and, while two-dimensional finite analyses are generally carried out, some estimates of the effects of forepoling and face reinforcement are required.	Very severe squeezing and face stability problems. Forepoling and face reinforcement with steel sets embedded in shotcrete are usually necessary.
E	More than 10	Severe face instability as well as squeezing of the tunnel make this an extremely difficult three-dimensional problem for which no effective design methods are currently available. Most solutions are based on experience.	Extreme squeezing problems. Forepoling and face reinforcement are usually applied and yielding support may be required in extreme cases.

Figura 44 – Relazione approssimata fra la deformazione ed il grado di difficoltà associato con lo scavo di gallerie: da notare che la curva è relativa a gallerie senza sostegno (Hoek, 1999).

Per quanto concerne la deformazione longitudinale (nucleo d'avanzamento), lo stesso Hoek raccomanda, analogamente alla deformazione diametrale, di mantenere le deformazioni a valori non superiori al 2% e nel caso si dovessero prevedere valori superiori è importante adottare appropriati interventi di preconsolidamento del nucleo di avanzamento, nel caso di scavo in tradizionale, o di pressione di sostegno, del fronte di scavo, nella camera di lavoro nel caso di scavo con TBM-EPB.

Adottando tale approccio le seguenti figure 45 e 46 mostrano i valori attesi, lungo lo sviluppo della galleria Santa Lucia, rispettivamente per le deformazioni longitudinali e per quelle diametrali e per i valori caratteristici inferiori, medi e superiori (come indicato nella relazione geomeccanica TUN – 2001).

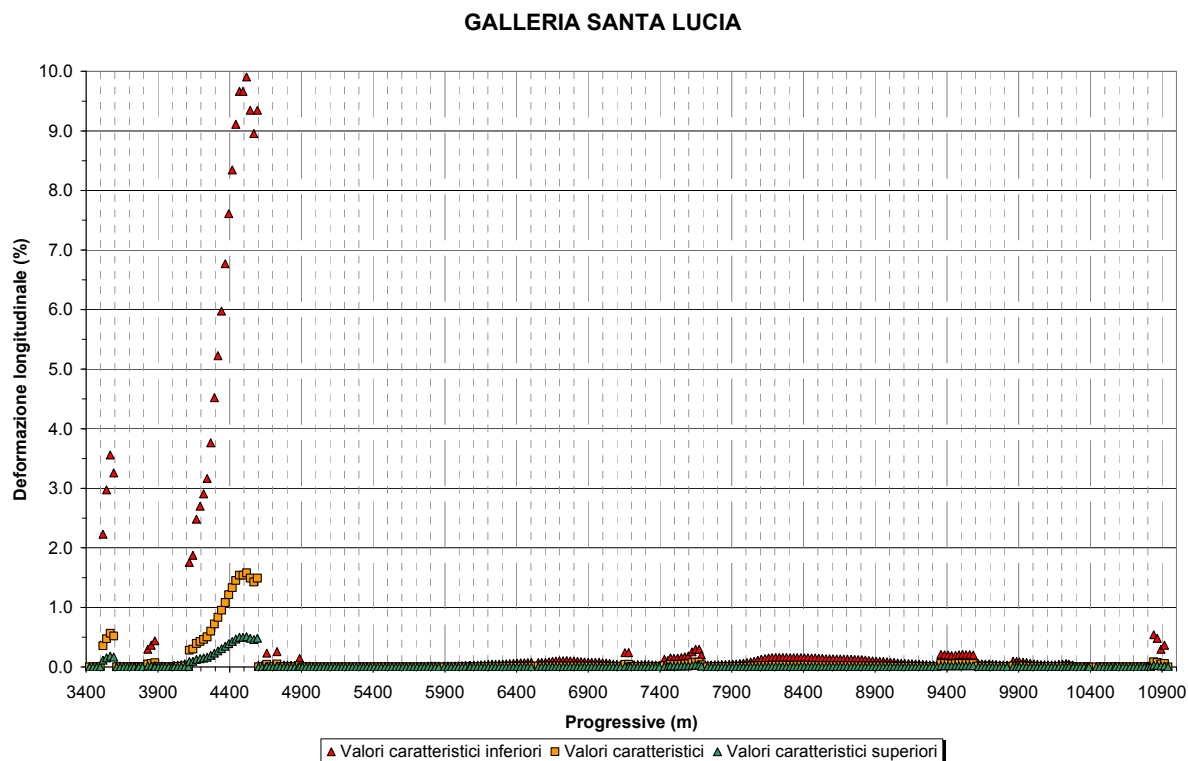


Figura 45 – Galleria Santa Lucia, valori della percentuale di deformazione longitudinale della galleria non sostenuta in funzione delle progressive della galleria.

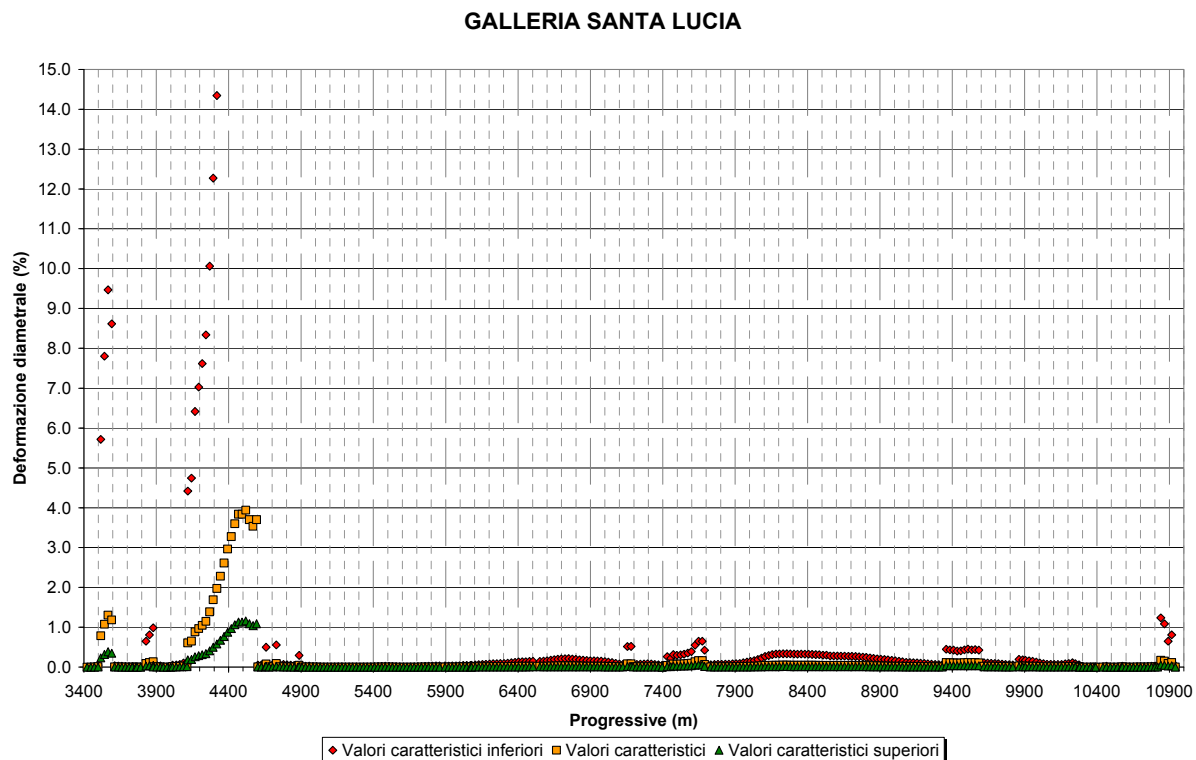


Figura 46 – Galleria Santa Lucia, valori della percentuale di deformazione diametrale della galleria non sostenuta in funzione delle progressive della galleria.

Come si può notare, in corrispondenza della galleria Santa Lucia interessata dalla Formazione di Sillano, si hanno delle tratte nelle quali, a causa delle scadenti proprietà geomeccaniche dei materiali, si hanno delle deformazioni superiori alla citata soglia del 2%. Adottando, invece, una pressione di stabilizzazione nella camera di lavoro fino al massimo valore possibile di 6 bar si ottengono le massime deformazioni riportate nella figura 47.

Come si può notare, grazie alla pressione di stabilizzazione nella camera di lavoro, si ottengono deformazioni longitudinali (deformazioni che interessano direttamente il nucleo d'avanzamento e la stabilità del fronte di scavo) inferiori al 2% ovvero a condizioni del fronte di scavo stabili (categoria di comportamento A o B secondo l'approccio ADECO-RS). Inoltre, con riferimento anche alle deformazioni diametrali (figura 47) che comunque saranno contrastate prima dallo scudo e poi dal rivestimento definitivo, relativamente ai valori caratteristici, si ottengono valori rassicuranti ovvero a valori inferiori alla soglia del 2%.

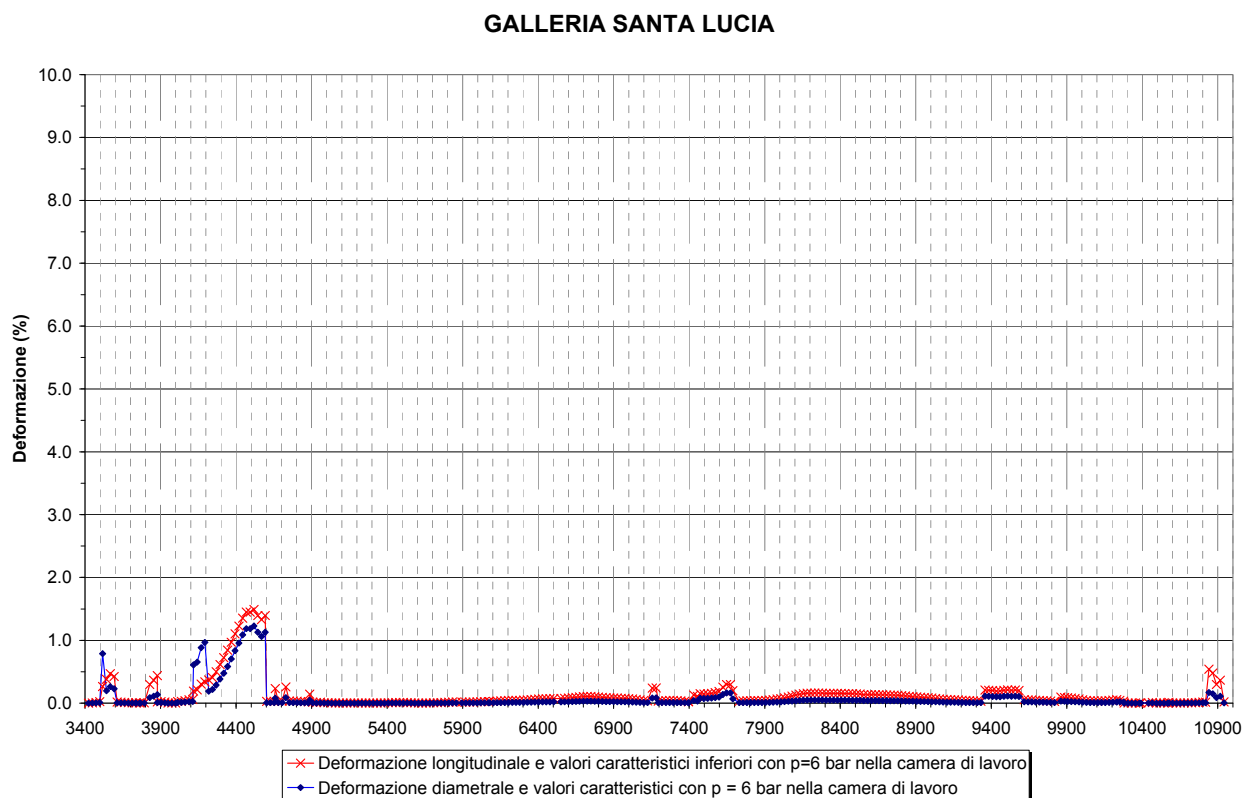


Figura 47 – Galleria Santa Lucia, valori della percentuale di deformazione longitudinale e diametrale della galleria non sostenuta in funzione delle progressive della galleria per una pressione nella camera di lavoro pari a 6 bar.

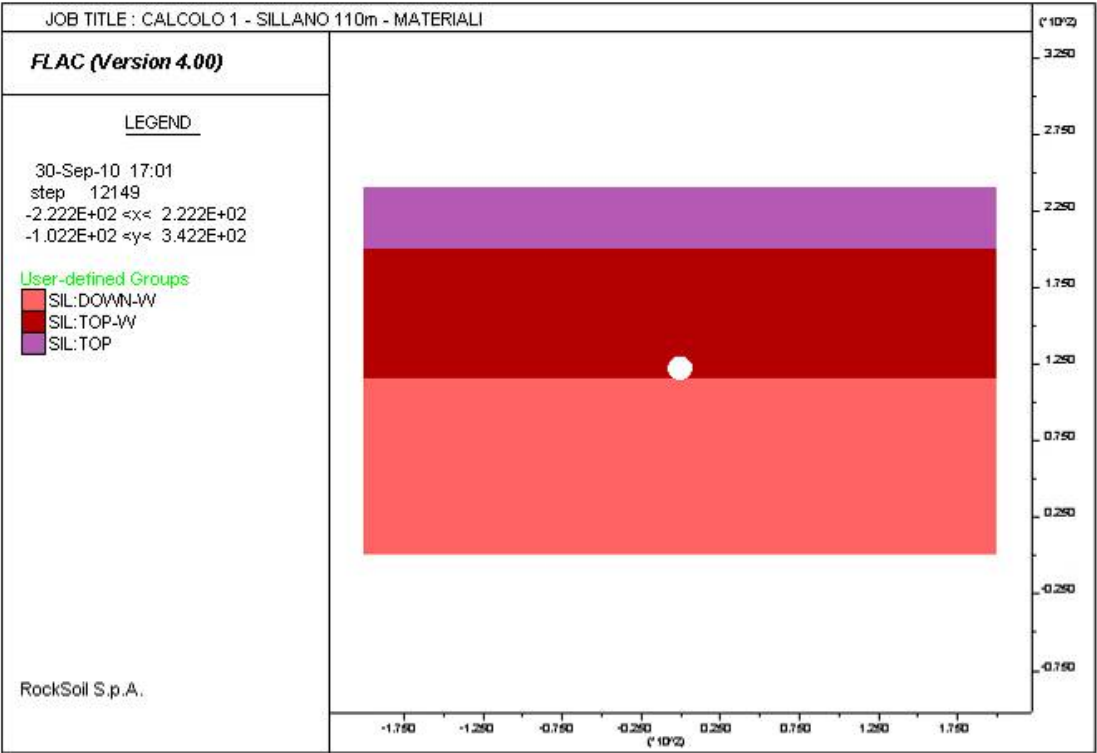
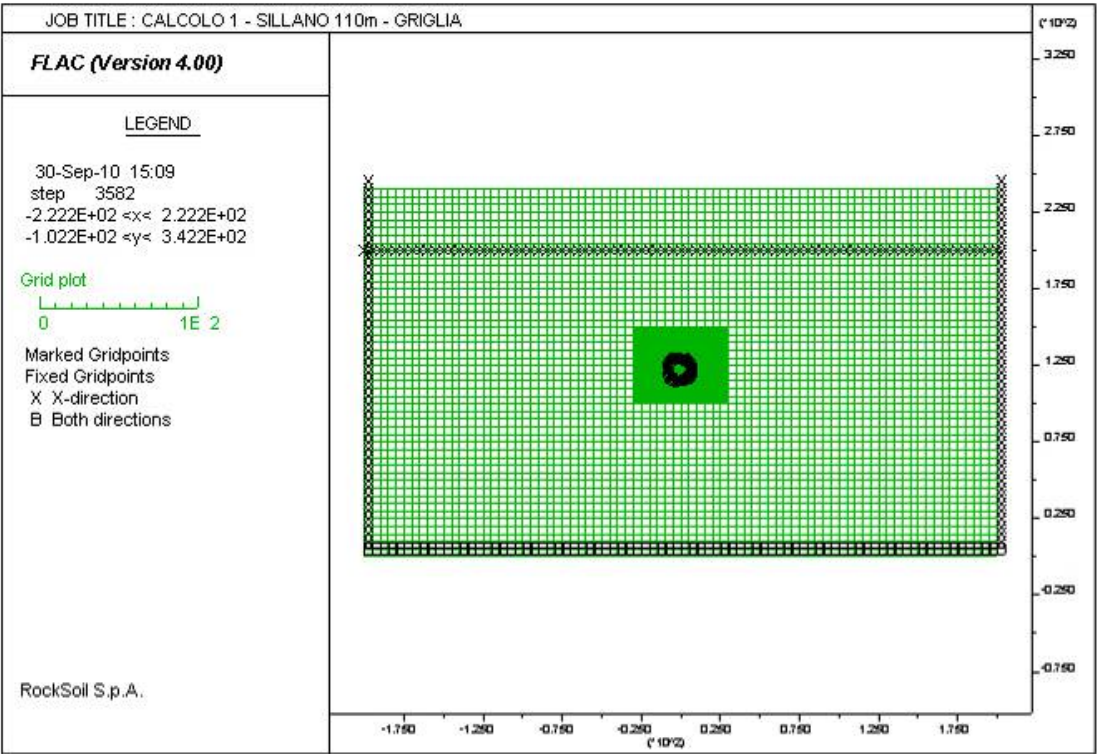
8. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

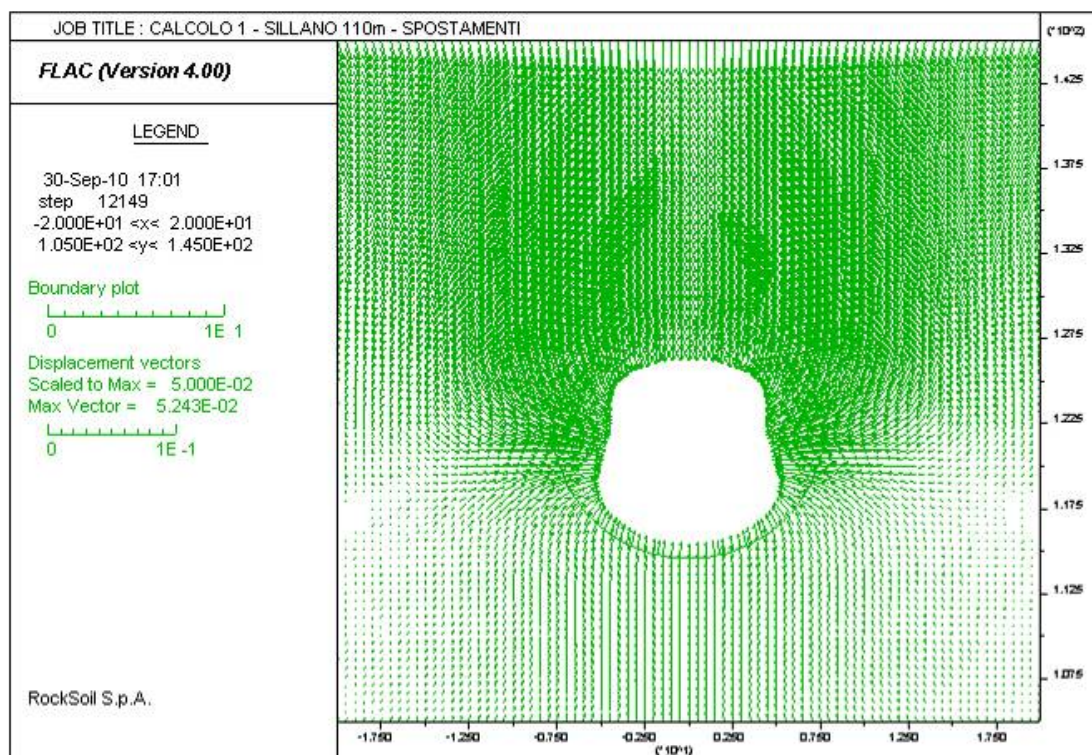
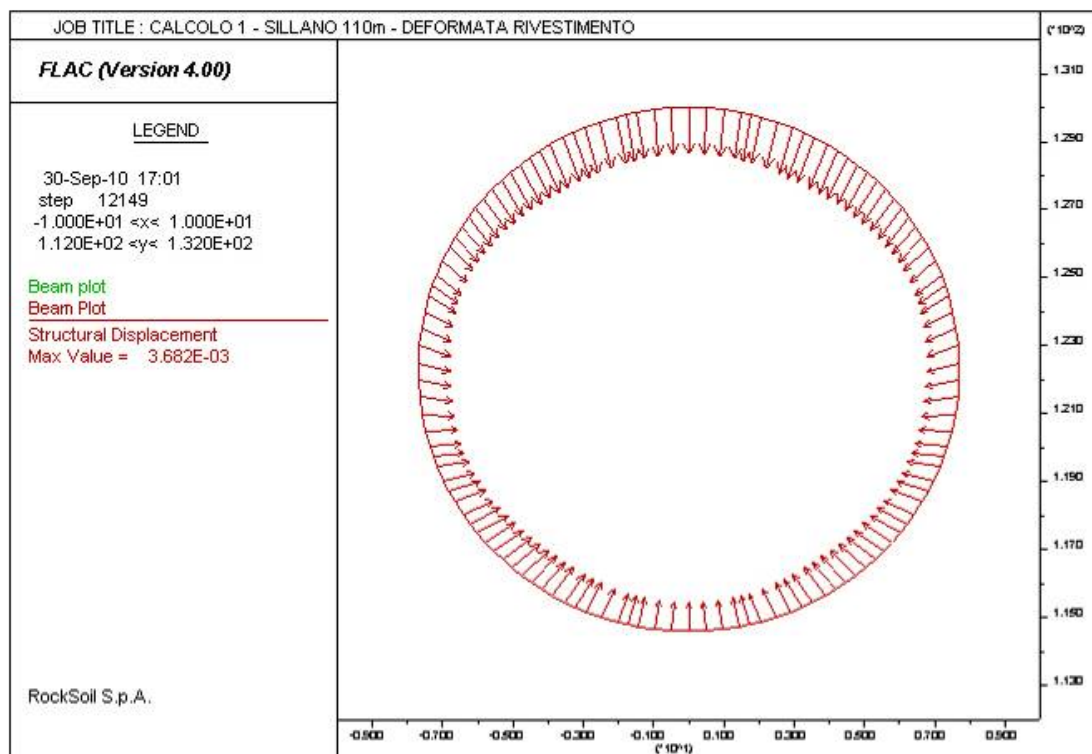
Oggetto della presente relazione tecnica e di calcolo sono state le verifiche statiche svolte per il dimensionamento dei conci prefabbricati costituenti il rivestimento definitivo della galleria S. Lucia, eseguita mediante scavo meccanizzato, utilizzando una fresa a piena sezione (TBM) del tipo EPB.

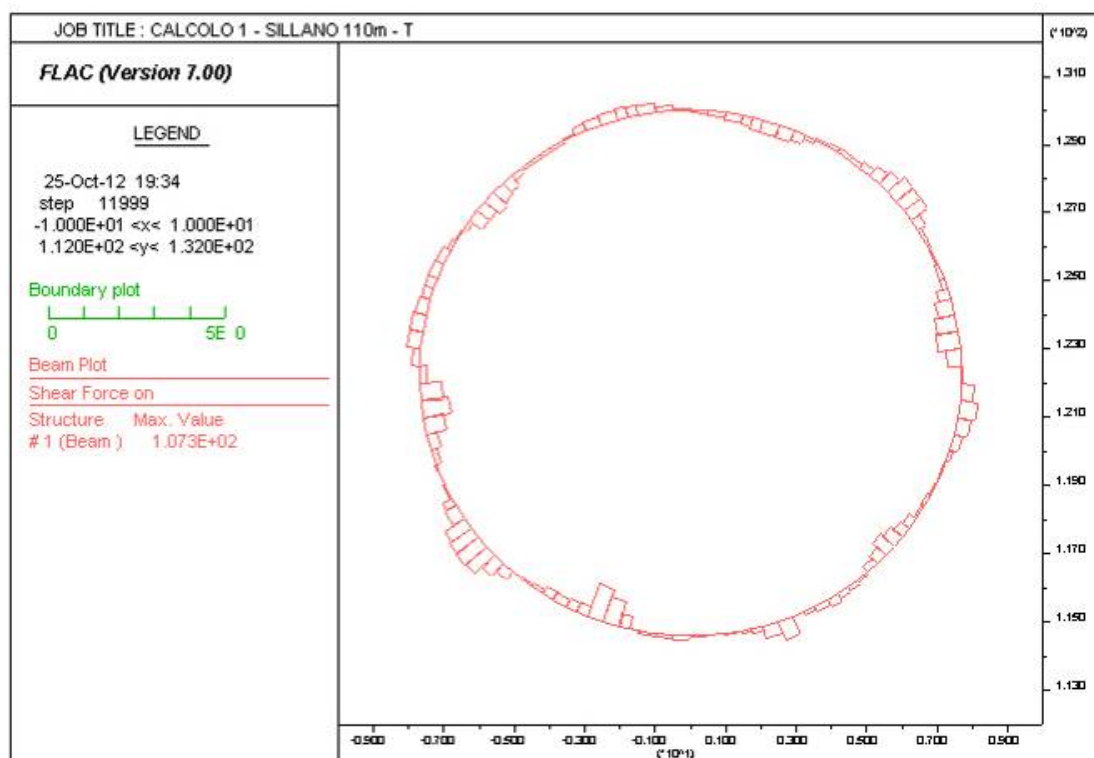
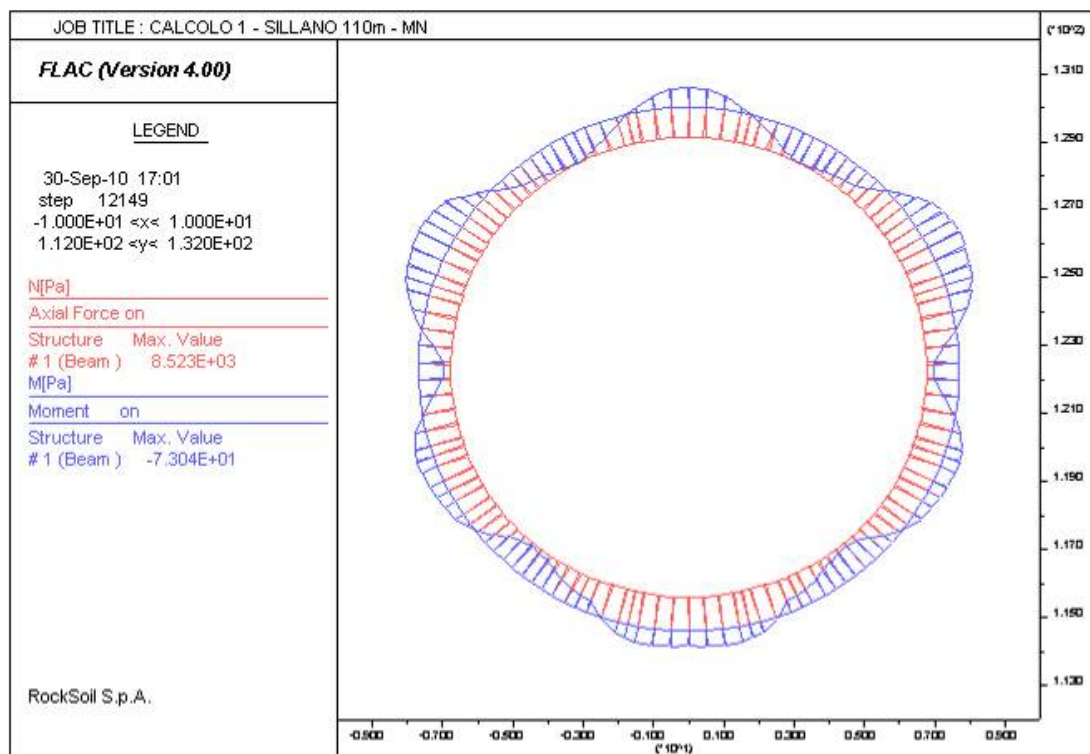
Le analisi numeriche sono state svolte attraverso codice di calcolo alle differenze finite FLAC 4.0 ed hanno riguardato diverse sezioni sull'intero tracciato individuate sulla base di condizioni di criticità in termini di copertura e caratterizzazione dell'ammasso roccioso. Per ogni caso le verifiche condotte hanno verificato l'adeguatezza delle soluzioni progettuali adottate.

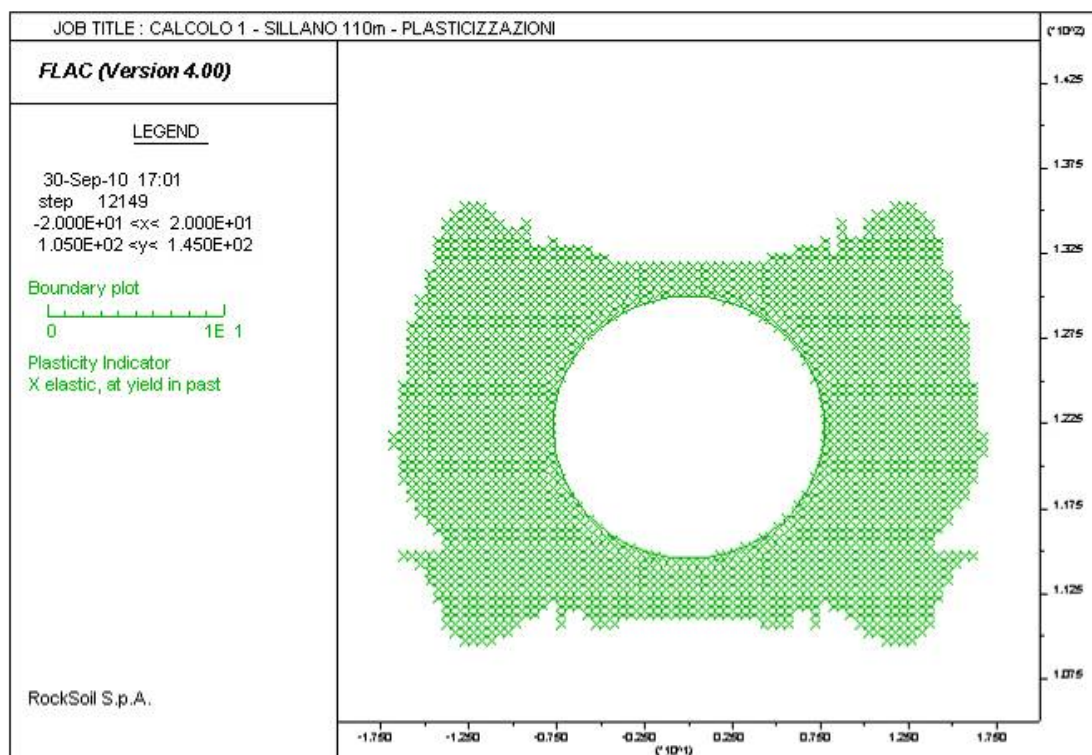
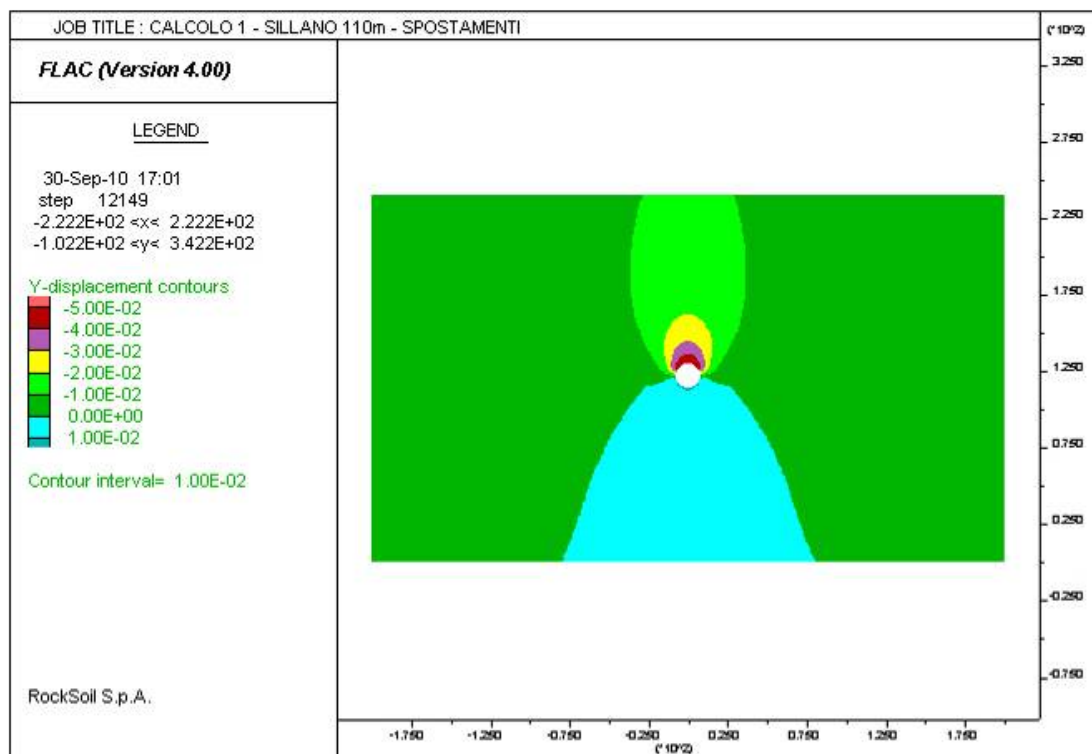
ANALISI FLAC – ALLEGATI

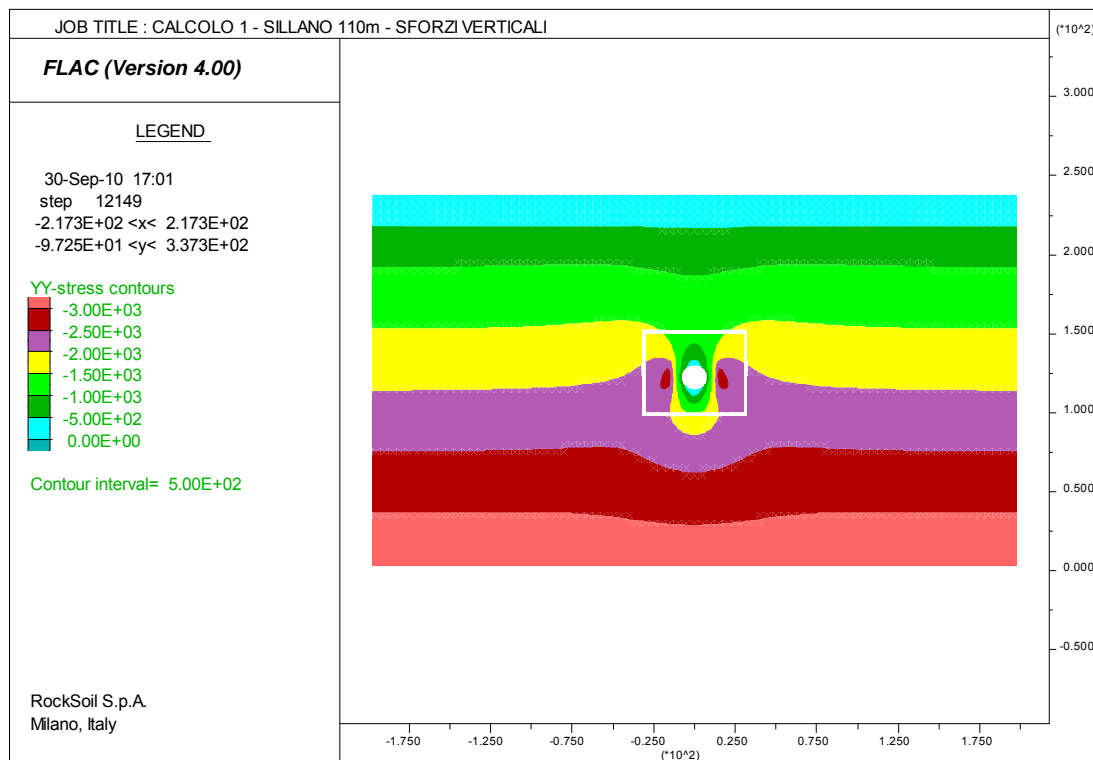
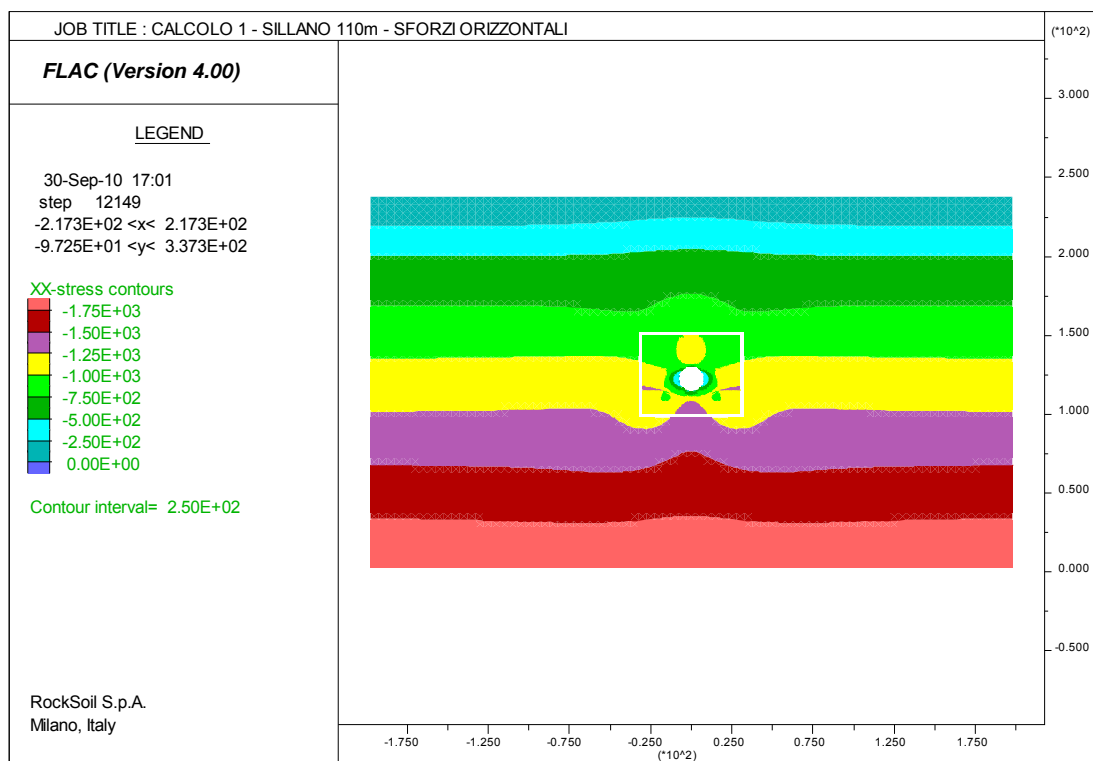
CALCOLO 1 – SILLANO 110m

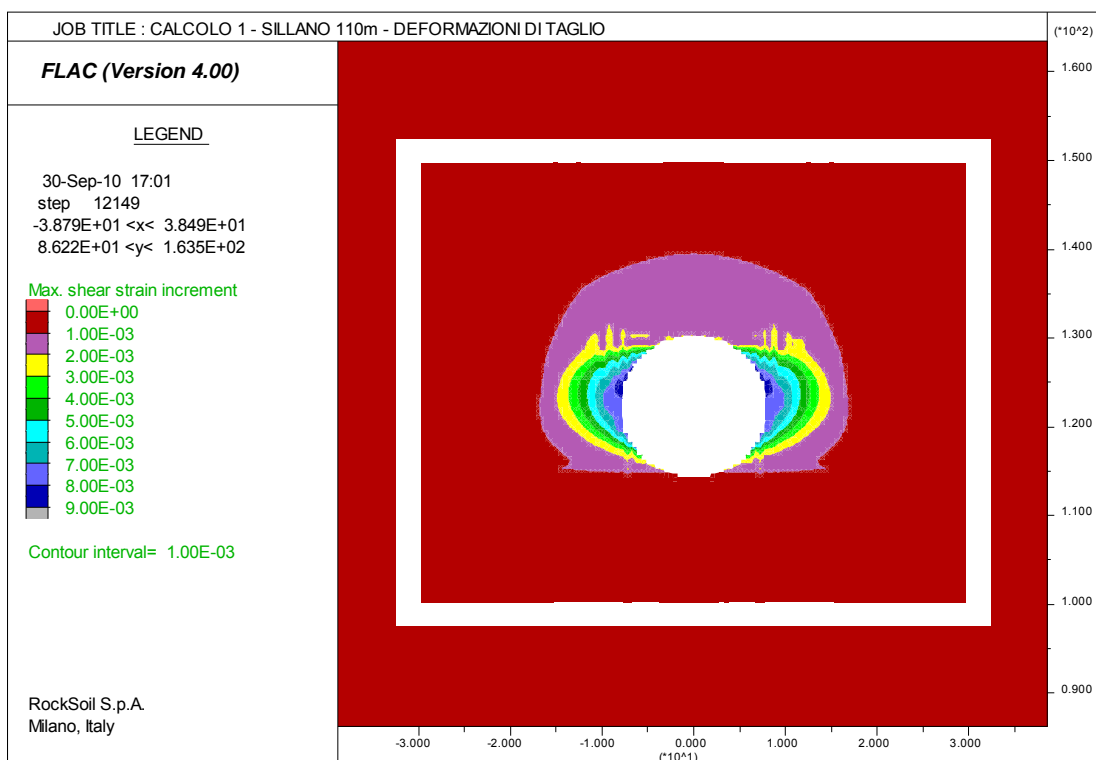
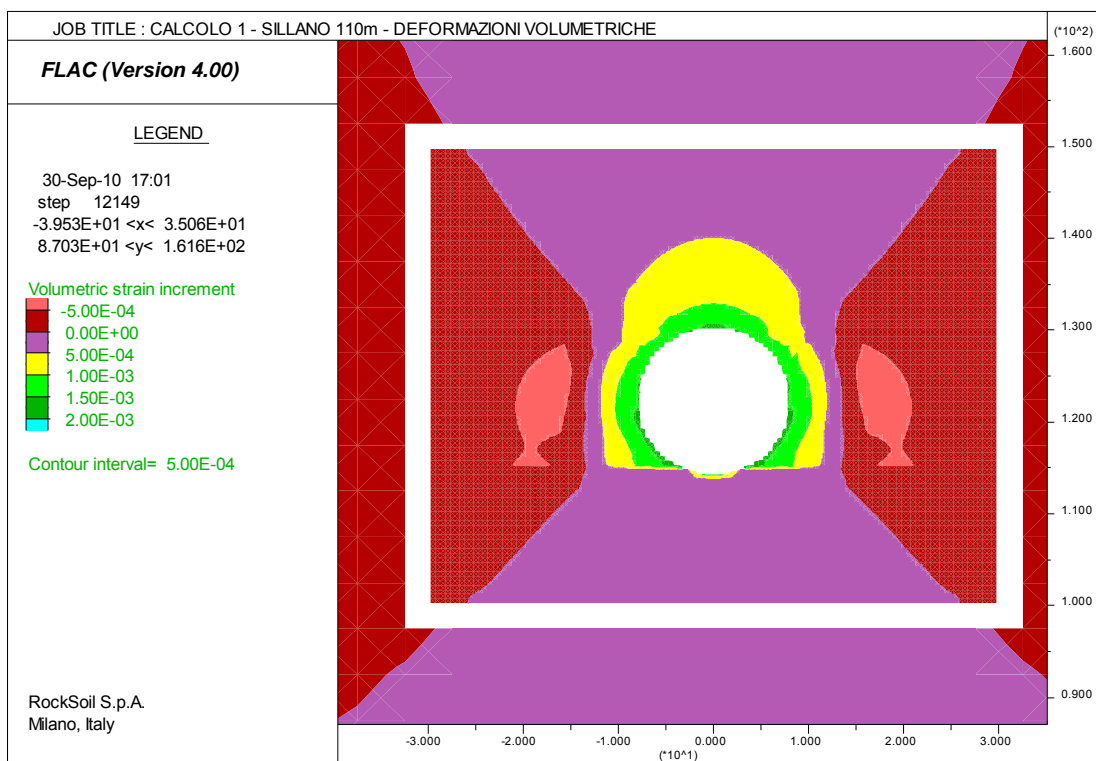












CALCOLO 2 – MONTE MORELLO 270m

