



**Politecnico
di Torino**

Politecnico di Torino

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

Anno Accademico 2021/2022

Tesi di Laurea Magistrale

**Analisi dell'interazione suolo-rivestimento in corrispondenza
dell'intersezione tra galleria e cross passage**

Relatore

Prof. Monica Barbero

Candidato

Luca Bertetto

Relatore esterno

Ing. Giovanni Quaglio

Dicembre 2022

Abstract

La realizzazione di tunnel non consiste solamente nel dare forma alla porzione di opera a cui in condizioni ordinarie si transita, ma richiede anche di prevedere spazi ausiliari dovuti sia a necessità di natura tecnica che di sicurezza. Con ciò si vuole fare riferimento ai cross passage, ovvero degli spazi sotterranei a prevalente sviluppo ortogonale rispetto a quello del tunnel, i quali possono assolvere alle funzioni sopra indicate, risultando oltretutto degli elementi di collegamento tra le due canne dell'opera, come nel caso di seguito presentato, oppure tra il tunnel e una stazione, un pozzo o un generico ambiente sotterraneo.

La costruzione dei cross passage avviene in una fase successiva a quella dello scavo del tunnel e, in particolare, lo studio compiuto nel presente elaborato si focalizza sulle attività che hanno luogo in uno step intermedio ai due descritti; il quale coincide con le cosiddette operazioni di breakout. Tale processo così denominato fa riferimento al caso di tunnel scavati con tecnica meccanizzata, dunque facendo ricorso a TBM, poiché contestualmente alle operazioni di scavo ha luogo il posizionamento del rivestimento definitivo costituito dall'assemblaggio di conci. Di conseguenza, per poter mettere in comunicazione il tunnel con altri spazi sotterranei risulta necessario demolire una parte del rivestimento, dal quale ci si farà strada andando a scavare la geometria del collegamento previsto.

Quella appena descritta rappresenta una fase piuttosto critica poiché è uno dei pochi casi in cui gli operatori addetti allo scavo sono a diretto contatto con il materiale circostante, suolo o ammasso roccioso che sia, così come nei confronti delle condizioni di falda; questo perché fino a quel momento l'interfaccia tra materiale naturale e ambiente scavato era stato rappresentato dalla camera di scavo e dallo scudo della TBM.

Contestualmente alle criticità di natura operativa vi sono anche quelle ricadenti sotto l'aspetto strutturale e funzionale, le quali saranno indagate nel seguito dell'elaborato, andando a valutare come esse si manifestano al variare delle condizioni geo-meccaniche incontrate lungo lo sviluppo del tracciato di una linea metropolitana.

Infine, si presenta lo svolgimento di un'analisi non lineare in termini di proprietà del materiale calcestruzzo armato, applicata ad uno dei casi precedentemente studiati al fine di valutare l'eventuale beneficio derivante dall'applicazione di tale approccio.

Ringraziamenti

Un ringraziamento particolare è rivolto alla Professoressa Monica Barbero, per gli insegnamenti dello scorso anno, e in particolar modo per la disponibilità e pazienza mostrata nel supportarmi in questo percorso di tesi magistrale; ma non solo, in quanto l'avermi fornito la possibilità di svolgere il tirocinio curricolare presso la società di ingegneria Geodata S.p.a. è stata un'esperienza a dir poco straordinaria e che terrò preziosa per il futuro.

Ciò mi ha consentito di entrare a diretto contatto con una realtà di alto livello sul panorama internazionale, ma non meno importante, anche dal punto di vista personale. In poche parole, un ambiente che mi ha sempre fatto sentire a mio agio, trovando persone molto disponibili a fornire una opinione o un consiglio ogni qual volta ce ne fosse bisogno, ma anche mostrando come il ruolo di “superiore” costituisca un titolo, anziché un atteggiamento, contribuendo così a creare un confortevole ambiente di lavoro; tutto ciò nonostante le tormentate vicende societarie degli ultimi mesi.

A questo proposito, un ringraziamento è rivolto alla società di ingegneria Pini Group, per avermi consentito di proseguire il lavoro di tesi.

Sempre con riferimento a Geodata, un ringraziamento è più che dovuto all'ingegnere Giovanni Quaglio per avermi supervisionato durante il periodo di tirocinio curricolare e per avermi dato l'occasione di svolgere la tesi in azienda.

Inoltre, un ringraziamento davvero speciale va agli ingegneri Vincenza Floria e Salvador Safina per il prezioso e determinante supporto fornito, sottoforma di consigli e non solo. Allo stesso modo un ringraziamento è rivolto al Professore Alessandro Pasquale Fantilli per gli input forniti in fase iniziale della tesi.

Uscendo dall'ambito strettamente “professionale”, un percorso di studi come quello intrapreso non sarebbe lo stesso se non si fosse accompagnati da colleghi e amici, nel tempo incontrati sia dentro che fuori dal Politecnico.

Infine, il ringraziamento più importante è riservato ai miei genitori, per i quali non esistono parole per esprimere l'infinito incoraggiamento e supporto che non è mai mancato un solo attimo, consentendomi di raggiungere quanto ottenuto in un clima di totale serenità.

Indice

Abstract	ii
Ringraziamenti	iv
Indice	vi
Indice delle figure.....	ix
Indice delle tabelle	xiii
Lista delle abbreviazioni.....	xv
1 Introduzione.....	17
2 Generalità.....	19
2.1 Tunnelling in ambiente urbano.....	19
2.2 Modellazione numerica	20
2.2.1 Modello geotecnico.....	22
2.2.2 Bedded-Beam Spring Method	24
2.3 Metodo convergenza confinamento.....	28
2.4 Realizzazione di cross passages	34
2.4.1 I cross passages	35
2.4.1.1 Scavo di cross passages.....	37
2.4.2 I tunnel.....	42
2.4.2.1 TBM doppio scudo.....	43
2.4.2.2 Rivestimento di conci.....	46
2.4.2.3 Rappresentazione semplificata del <i>segmental lining</i>	49
2.4.2.4 Connettori	51
3 Caso studio.....	55
3.1 Informazioni generali sull'opera	55
3.2 Descrizione della geologia e delle unità geotecniche	57
4 Svolgimento delle analisi	63
4.1 Approccio adottato.....	63
4.2 Analisi geotecniche.....	64
4.2.1 Attività preliminari.....	64

4.2.2	Modellazione dell'opera	71
4.3	Analisi strutturali	80
4.3.1	Componenti del modello.....	82
4.3.2	Strutture temporanee	89
4.3.3	Condizioni di carico.....	92
4.3.4	Verifiche di sicurezza	98
5	Risultati.....	102
5.1	Sezione Scisti I.....	103
5.1.1	Output.....	104
5.1.2	Verifiche di sicurezza	106
5.1.2.1	SLU.....	106
5.1.2.2	SLE.....	109
5.2	Sezione Scisti II	110
5.2.1	Output.....	110
5.2.2	Verifiche di sicurezza	112
5.2.2.1	SLU.....	112
5.2.2.2	SLE.....	115
5.3	Sezione Scisti III.....	115
5.3.1	Output.....	116
5.3.2	Verifiche di sicurezza	119
5.3.2.1	SLU.....	119
5.3.2.2	SLE.....	122
5.4	Sezione Scisti IV.....	122
5.4.1	Output.....	123
5.4.2	Verifiche di sicurezza	125
5.4.2.1	SLU.....	125
5.4.2.2	SLE.....	128
5.5	Sezione Scisti V.....	129
5.5.1	Output.....	129
5.5.2	Verifiche di sicurezza	131

5.5.2.1	SLU.....	131
5.5.2.2	SLE.....	134
6	Analisi non lineare.....	135
6.1	Descrizione.....	135
6.2	Proprietà dei materiali.....	137
6.2.1	Definizione legge equivalente.....	139
6.3	Analisi strutturale.....	142
6.4	Formati di sicurezza.....	144
6.5	Risultati.....	145
7	Conclusioni.....	148
8	Ulteriori sviluppi.....	150
9	Bibliografia.....	151

Indice delle figure

Figura 2.1 - Campo di applicazione del continuo equivalente, Q-value [4]	23
Figura 2.2 – Modello FEM: Sezione trasversale (sx) e sezione longitudinale (dx) [5].....	23
Figura 2.3 - Configurazione del bedding per gallerie superficiali (sinistra) e profonde (destra) [5].....	26
Figura 2.4 - Extended approach con strati consecutivi [8].....	27
Figura 2.5 - Sviluppo della zona plastica, non interagente (sx) e interagente (dx) [11]	29
Figura 2.6 - Relazione tra LDP, GRC e SCC [10].....	33
Figura 2.7 - LDP, GRC e diverse SCC [10]	34
Figura 2.8 - Schema del sistema di gallerie del Tunnel di Base del Brennero (bbt-se.com).....	35
Figura 2.9 - Vista architettonica XP (Gold Line Doha Metro) [12]	36
Figura 2.10 - Schema jet grouting da piano campagna [13]	38
Figura 2.11 – Ground freezing: durante scavo XP (sx) e schema applicativo (dx) [13]	39
Figura 2.12 - Sezione trasversale infilaggi: parte posteriore (sx) e anteriore (dx) [13].....	40
Figura 2.13 - Supporto half-moon (sx) e full round (dx) (Forrestfield Airport Link) [13].....	41
Figura 2.14 - Demolizione conci e strato di backfilling (Brokk.com)	41
Figura 2.15 - Impermeabilizzazione bench XP - segmental lining (Forrestfield Airport Link) [13].....	42
Figura 2.16 - TBM doppio scudo (Herrenknecht.com).....	44
Figura 2.17 - Disgregazione della roccia sotto l'azione dei gripper (Wanner, 1980).....	45
Figura 2.18 - Dettaglio testa fresante TBM doppio scudo (Herrenknecht.com).....	46
Figura 2.19 – Applicabilità di rivestimento SFRC in termini di aspect ratio del tunnel (Geodata)	47
Figura 2.20 - Posizionamento gabbia armatura in casseforme per getto (Solothurnerzeitung.ch)	48
Figura 2.21 - Prova a flessione su conci in vera grandezza, RC vs SFRC [17].....	48
Figura 2.22 - Disposizione sfalsata dei giunti (staggered arrangement) segmental lining [16].....	49
Figura 2.23 - Distribuzione momento flettente in segmental lining [17]	51
Figura 2.24 - Schema dowel (FIP industriale)	51
Figura 2.25 - Trasporto di conci su MSV (Metro Tunnel Project - Melbourne, Twitter.com)	52
Figura 2.26 - Schema dowel test (AASCTO T253 modificato) (Geodata).....	53
Figura 2.27 - Scar test: schema di carico e rottura del blocco (Geodata)	54
Figura 2.28 - Scar test: superficie di rottura post rimozione materiale distaccatosi (Geodata).....	54
Figura 3.1 - Geometria segmental lining (Geodata)	56
Figura 3.2 – Vista sviluppata, elemento di chiave concio SR3 (Geodata).....	57
Figura 3.3 - Profilo geotecnico progetto di riferimento (Geodata).....	58
Figura 3.4 - Stato tensionale scisti I/II (Geodata)	60
Figura 3.5 - Scisti I: carote estratte (sx), schematizzazione (centro) e GSI = 55 (dx) [1]	60
Figura 3.6 - Scisti II: carote estratte (sx), schematizzazione (centro) e GSI = 55 (dx).....	61

Figura 3.7 - Scisti III: carote estratte (sx), schematizzazione (centro) e GSI = 45 (dx)	61
Figura 3.8 – Scisti IV: carote estratte (sx), schematizzazione (centro) e GSI = 35 (dx)	61
Figura 3.9 - Scisti V: carote estratte (sx), schematizzazione (centro) e GSI = 20 (dx)	62
Figura 4.1 - Flow chart approccio adottato.....	63
Figura 4.2 - Ubicazione sezioni analizzate	64
Figura 4.3 - Porzione di modello per ottenimento GRC.....	65
Figura 4.4 - Curve caratteristiche in calotta	66
Figura 4.5 - Raggio plastico in condizioni intrinseche, scisti II	67
Figura 4.6 - Profilo degli spostamenti longitudinali (LDP).....	68
Figura 4.7 - Curve caratteristiche scisti I, II e III.....	69
Figura 4.8 - Rappresentazione qualitativa geometria coda dello scudo.....	70
Figura 4.9 - Curve caratteristiche in calotta, scisti IV e V.....	70
Figura 4.10 - Condizioni al contorno.....	72
Figura 4.11 - Dettaglio giunto radiale (Geodata)	75
Figura 4.12 - Stages: dettaglio del perimetro di scavo.....	79
Figura 4.13 - Geometria dell'apertura rispetto agli anelli di rivestimento.....	81
Figura 4.14 – Dettaglio anello di bordo con relativi elementi modellati.....	83
Figura 4.15 - Prova a taglio: curva nominale per due dowel, dimezzare ordinate per riferirsi ad uno solo	85
Figura 4.16 - Prova a taglio: curva “in sito” per due dowel, dimezzare ordinate per riferirsi ad uno solo (Geodata)	86
Figura 4.17 - Comportamento complessivo assegnato nel modello.....	86
Figura 4.18 - Layout bulloni da roccia, scisti I e II (sx) e scisti III (dx)	89
Figura 4.19 - Legge carico-spostamento bulloni da roccia.....	90
Figura 4.20 - Supporto temporaneo frame d'acciaio: vista isolata (sx) e nel tunnel (dx).....	91
Figura 4.21 - Sezioni trasversali frame: lintel (sx) e jamb (x).....	91
Figura 4.22 - Esempio analisi Unwedge (Rocscience).....	93
Figura 4.23 - Classificazione di Terzaghi (1946)	94
Figura 4.24 - Collocazione carichi localizzati di tipo cuneo, asimmetrico (sx) e simmetrico (dx) (Geodata) ..	94
Figura 4.25 – Esempio di blast mat, vista laterale (sx) e frontale (dx) (Geodata).....	95
Figura 4.26 - Condizioni di carico di tipo cuneo (6x), ground load (2x) e blast mat (1x).....	97
Figura 5.1 – Sc I: modello geotecnico.....	103
Figura 5.2 – Sc I: stato tensionale verticale (sx) e orizzontale (dx) con sovraccarico a PC.....	104
Figura 5.3 – Sc I: spostamenti verticali a PC.....	105
Figura 5.4 - Sc I: sforzo normale a fine scavo tunnel correnti	105
Figura 5.5 - Sc I: zone plastiche a fine scavo tunnel correnti	106
Figura 5.6 – Sc I: dominio di interazione N-M, direzione yy.....	107
Figura 5.7 - Sc I: verifica dowel	108

Figura 5.8 - Sc I: rappresentazione schematica tasso di lavoro a SLU	109
Figura 5.9 - Sc II: modello geotecnico	110
Figura 5.10 - Sc II: stato tensionale verticale e orizzontale con sovraccarico a PC.....	111
Figura 5.11 - Sc II: spostamento verticale a PC.....	111
Figura 5.12 - Sc II: sforzo normale a fine scavo tunnel correnti.....	112
Figura 5.13 - Sc II: zone plastiche a fine scavo tunnel correnti.....	112
Figura 5.14 - Sc II: dominio di interazione N-M, direzione yy.....	113
Figura 5.15 - Sc II: verifica dowel	114
Figura 5.16 - Sc II: rappresentazione schematica tasso di lavoro a SLU	115
Figura 5.17 - Sc III: modello geotecnico	116
Figura 5.18 - Sc III: stato tensionale verticale e orizzontale con sovraccarico a PC	117
Figura 5.19 - Sc III: spostamento verticale a PC.....	117
Figura 5.20 - Sc III: sforzo normale a fine scavo tunnel correnti.....	118
Figura 5.21 - Sc III: zone plastiche a fine scavo tunnel correnti	119
Figura 5.22 - Sc III: dominio di interazione N-M, direzione yy.....	120
Figura 5.23 - Sc III: verifica dowel.....	120
Figura 5.24 - Sc III: rappresentazione schematica tasso di lavoro a SLU.....	121
Figura 5.25 - Sc IV: modello geotecnico.....	122
Figura 5.26 - Sc IV: stato tensionale verticale e orizzontale con sovraccarico a PC.....	123
Figura 5.27 - Sc IV: spostamento verticale a PC.....	124
Figura 5.28 - Sc IV: sforzo normale a fine scavo tunnel correnti.....	124
Figura 5.29 - Sc IV: zone plastiche a fine scavo tunnel correnti.....	125
Figura 5.30 - Sc IV: dominio di interazione N-M, direzione yy.....	126
Figura 5.31 - Sc IV: verifica dowel	127
Figura 5.32 - Sc IV: rappresentazione schematica tasso di lavoro a SLU	128
Figura 5.33 - Sc V: modello geotecnico	129
Figura 5.34 - Sc V: stato tensionale verticale e orizzontale con sovraccarico a PC.....	130
Figura 5.35 - Sc V: spostamenti verticali a PC.....	130
Figura 5.36 - Sc V: sforzo normale a fine scavo tunnel correnti.....	131
Figura 5.37 - Sc V: zone plastiche a fine scavo tunnel correnti.....	131
Figura 5.38 - Sc V: dominio di interazione N-M, direzione yy	132
Figura 5.39 - Sc V: verifica dowel.....	132
Figura 5.40 - Sc V: rappresentazione schematica tasso di lavoro a SLU.....	133
Figura 6.1 - Legge costitutiva non lineare acciaio	137
Figura 6.2 - Legge costitutiva non lineare calcestruzzo, parabola di Sargin	138
Figura 6.3 - Definizione probabilistica dei valori di design, caratteristici e medi	138
Figura 6.4 - Confronto tra legame "reale" e tarato per $N = 0$	140

Figura 6.5 - Ramo trazione: resistenza a trazione vs rapporto armatura.....	141
Figura 6.6 - Ramo trazione: deformazione cambio di pendenza vs rapporto armatura	141
Figura 6.7 - Ramo trazione: deformazione ultima vs rapporto armatura.....	141
Figura 6.8 - Legge costitutiva equivalente tarata introdotta in Straus7.....	142
Figura 6.9 - Modello strutturale sottoposto ad analisi non lineare	143
Figura 6.10 - Confronto legge non lineare e lineare	143
Figura 6.11 - Risultato analisi non lineare	147
Figura 6.12 - Risultato analisi lineare	147

Indice delle tabelle

Tabella 2.1 - Esempio norme internazionali con alcuni requisiti minimi XP [12]	37
Tabella 3.1 - Proprietà calcestruzzo C50/60	57
Tabella 3.2 - Proprietà acciaio B450C	57
Tabella 3.3 - Legenda profilo geotecnico.....	58
Tabella 3.4 - Proprietà meccaniche ammassi rocciosi.....	59
Tabella 3.5 - Proprietà meccaniche suoli.....	62
Tabella 4.1 - Sezioni analizzate.....	64
Tabella 4.2 - LDP: input e informazioni derivate.....	67
Tabella 4.3 - Dimensioni dei domini analizzati	71
Tabella 4.4 - Valori costanti criterio Hoek & Brown.....	73
Tabella 4.5 - Proprietà rivestimento in RS2.....	74
Tabella 4.6 - Calcolo proprietà equivalenti rivestimento in RS2	76
Tabella 4.7 - Proprietà deformative backfilling grouting.....	77
Tabella 4.8 - Proprietà deformative e di resistenza interfaccia	78
Tabella 4.9 - Proprietà rivestimento in Straus7	82
Tabella 4.10 - Proprietà giunti circolari	87
Tabella 4.11 - Proprietà end beam.....	87
Tabella 4.12 - Rigidezza assiale e trasversale molle che simulano l'ammasso roccioso.....	88
Tabella 4.13 - Proprietà bulloni da roccia	90
Tabella 4.14 - Rigidezza bulloni ancoraggio e attrito acciaio-calcestruzzo	92
Tabella 4.15 - Coefficienti parziali lato azioni.....	97
Tabella 5.1 – Modelli strutturali analizzati (x).....	102
Tabella 5.2 - Sc I: stratigrafia (la profondità è riferita a PC)	104
Tabella 5.3 - Sc I: definizione carico cuneo	106
Tabella 5.4 - Sc I: tasso di lavoro a SLU.....	108
Tabella 5.5 - Sc I: tasso di lavoro a SLE.....	109
Tabella 5.6 - Sc II: stratigrafia	110
Tabella 5.7 - Sc I: definizione carico cuneo	112
Tabella 5.8 - Sc II: tasso di lavoro a SLU.....	114
Tabella 5.9 - Sc II: tasso di lavoro a SLE	115
Tabella 5.10 - Sc III: stratigrafia	116
Tabella 5.11 – Sc III: ground load, componenti verticale e orizzontale.....	118
Tabella 5.12 - Sc I: definizione carico cuneo.....	119
Tabella 5.13 - Sc III: tasso di lavoro a SLU.....	121

Tabella 5.14 - Sc III: tasso di lavoro a SLE	122
Tabella 5.15 - Sc IV: stratigrafia.....	123
Tabella 5.16 - Sc IV: ground load, componenti verticale e orizzontale	125
Tabella 5.17 - Verifica frame	127
Tabella 5.18 - Sc IV: tasso di lavoro a SLU.....	128
Tabella 5.19 - Sc V: tassi di lavoro a SLE	128
Tabella 5.20 - Sc V: stratigrafia.....	129
Tabella 5.21 - Sc V: ground load, componenti verticale e orizzontale	131
Tabella 5.22 - Verifica frame	133
Tabella 5.23 - Tasso di lavoro SLU	133
Tabella 5.24 - Sc V: tasso di lavoro a SLE.....	134
Tabella 6.1 - Risultato taratura per $N = 0$	140
Tabella 6.2 - Legge costitutiva equivalente tarata.....	142
Tabella 7.1 - Configurazione ottimale tipo apertura - supporto.....	149

Lista delle abbreviazioni

CA: Calcestruzzo Armato

Cl: Calcestruzzo

EC2: Eurocodice 2

FEM: Finite Element Method

GRC: Ground Reaction Curve

GSI: Geological Strength Index

HDD: Heavy Duty Dowels

LDP: Longitudinal Displacement Profile

MSV: Multi Service Vehicle

PC: Piano Campagna

RB: Rockbolts

RC: Reinforced Concrete

SFRC: Steel Fiber Reinforced Concrete

Sc: Scisti

TBM: Tunnel Boring Machine

XP: Cross passage

1 Introduzione

Oggi giorno si tende sempre di più a migliorare la circolazione delle persone all'interno delle città con l'obiettivo di renderla, oltre che più rapida, anche più sostenibile dal punto di vista dell'impatto ambientale. L'ambito delle metropolitane è un chiaro esempio di quanto appena indicato, consentendo rapidi e frequenti spostamenti indipendentemente dalle condizioni di traffico in superficie.

Queste opere sono costituite da più parti, le più importanti sono chiaramente i tunnel e le stazioni, ma non vanno dimenticati elementi quali i pozzi di accesso o ventilazione, così come i cross passages.

L'analisi svolta si focalizzerà su cosa accade in corrispondenza dell'intersezione tra tunnel corrente e cross passage, con particolare riguardo al rivestimento della galleria.

Più precisamente, lo studio condotto è orientato a valutare gli effetti indotti sul rivestimento quando questo venga interessato dalla creazione di un'apertura al suo interno. Il contesto è quello delle operazioni di breakout, attività preliminari alla realizzazione di un cross passage che mette in comunicazione le due canne di una galleria, o più in generale, che la connette ad altri spazi sotterranei quali stazioni e pozzi, ad esempio.

A tale scopo si è preso a riferimento un progetto reale, al quale però non può essere fatto riferimento in modo esplicito a causa della riservatezza delle informazioni.

Il progetto di riferimento è relativo ad una linea metropolitana interamente sotterranea che si sviluppa tramite tunnel a due canne, le quali sono poste ad una distanza pari ad un diametro di scavo e ubicate per la quasi totalità all'interno di un ammasso roccioso costituito da scisti a qualità variabile; si passa da scisti di classe I a scisti di classe V per le sezioni più superficiali, in prossimità delle stazioni [1]. La tecnica di scavo è di tipo meccanizzata, dunque prevede l'utilizzo di *tunnel boring machines* che per il caso in questione sono di tipo doppio scudo.

L'obiettivo del presente studio è fornire un criterio di "dimensionamento", o meglio, di "predisposizione" dei tronchi di tunnel corrente in corrispondenza della futura giunzione, al variare delle condizioni geologiche e geotecniche incontrate dall'opera lungo il suo sviluppo. Tale predisposizione comprende la scelta di strutture temporanee al fine di mantenere stabili le porzioni di rivestimento attorno al varco creato, sia in termini di compatibilità di sollecitazioni indotte, che di spostamenti relativi al fine di garantire la funzionalità e resistenza di tale porzione di opera.

La prima parte di analisi prevede la modellazione numerica agli elementi finiti in campo bidimensionale delle sezioni coinvolte tramite il software RS2 (Rocscience) al fine di studiare l'interazione del rivestimento con il

materiale circostante per poi ricavare le sollecitazioni agenti in esso al termine delle fasi di scavo dei tunnel correnti. I risultati sono utilizzati per i corrispondenti modelli strutturali, realizzati tramite il software Straus7 (Strand7), così da ricreare la condizione “zero” in termini di sollecitazioni agenti, nello specifico, riguardo lo sforzo normale che dovrà essere redistribuito a seguito della creazione del varco.

Infine, sarà presentato lo svolgimento di un’analisi non lineare nella quale la non linearità risiede nelle proprietà del materiale costituente il rivestimento di conci in calcestruzzo armato con l’intento di evidenziare un eventuale beneficio derivante dall’adozione di tale approccio.

2 Generalità

2.1 Tunnelling in ambiente urbano

Negli ultimi decenni si è osservato un progressivo e continuo incremento della popolazione urbana avendo come diretta conseguenza posto dei temi, quali il comfort della vita o la mobilità in tale ambiente, sotto una diversa attenzione. Entrambi gli aspetti indicati possono essere migliorati facendo ricorso all'uso dello spazio sotterraneo, il quale rappresenta una risorsa comodamente accessibile e direttamente collegata con le attività in superficie. La fruizione di tale spazio può avvenire in differenti modi, così come essere associata a diverse finalità, ad esempio la mobilità all'interno dell'ambiente urbano, piuttosto che l'allocatione di sistemi di gestione delle acque, sottoservizi, spazi dedicati a deposito o ancora per la produzione di energia.

In definitiva, dal punto di vista logistico, di pianificazione e funzionale, la scelta di utilizzare l'ambiente sotterraneo risulta molto vantaggiosa poiché ciò che verrà lì posto risulterà praticamente "invisibile", sarà caratterizzato da una maggiore "efficienza" poiché relativamente svincolato da ciò che è presente in superficie. Indubbiamente i costi di realizzazione sono una voce molto importante, ad ogni modo, il più delle volte il beneficio che si può trarre rende a livello complessivo tale scelta come la migliore; basti pensare allo spazio in superficie che così non risulta occupato dall'opera, il quale può essere adibito ad attività più "nobili" per quanto riguarda la popolazione. In sostanza, l'elemento responsabile di questo esito è rappresentato dalla quantificazione economica dei minori costi che la soluzione sotterranea implica in termini di impatto ambientale, con riferimento ai temi dell'impatto visivo, acustico e di consumo energetico, ad esempio.

Una tipologia di questi ambienti sotterranei è sicuramente rappresentata dalle gallerie, la cui realizzazione in ambito urbano è un aspetto particolarmente complesso, data la sua ubicazione in un contesto fortemente antropizzato ed interconnesso, comportante un certo numero di rischi a cui far fronte [2].

La prima difficoltà deriva dalla scelta del tracciato, per il quale bisogna coniugare le necessità derivanti dallo sviluppo planimetrico della città, dunque in merito al posizionamento delle stazioni o la presenza di edifici storici, ma anche dall'esistenza di altri elementi ubicati al di sotto del piano campagna, ad esempio ulteriori spazi sotterranei, piuttosto che sottoservizi o fondazioni.

Dal punto di vista realizzativo le principali criticità, oltre che rappresentate dalla complicata logistica, derivano dalla ridotta profondità a cui queste opere vengono realizzate, ciò per una questione di funzionalità, ma che si riflette sugli effetti indotti nei confronti del patrimonio costruito esistente. In particolare, quanto indicato deriva da una combinazione di fattori; ovvero, la collocazione superficiale dell'opera tipicamente implica che

questa sia scavata all'interno di materiali caratterizzati dal non possedere proprietà meccaniche tali da garantirne la stabilità durante le operazioni di scavo, questo principalmente dovuto all'alterazione del materiale conseguenza degli agenti atmosferici, così come dei naturali fenomeni di deposizione ed erosione a cui una zona di separazione come la superficie terrestre è soggetta nel tempo. Inoltre, essendo le gallerie opere lineari, anche la disomogeneità delle condizioni geo-meccaniche incontrate lungo il tracciato gioca un ruolo importante.

L'instabilità richiamata è principalmente riferita a quella del fronte, la quale data la ridotta profondità dell'opera, si propagherebbe fino a piano campagna sottoforma di fornelli comportando così il manifestarsi di voragini piuttosto che di danni agli edifici. Per ovviare a ciò e allo stesso tempo per realizzare l'opera in modo più efficiente, in ambito urbano è da tempo consolidata l'adozione della tecnica di scavo meccanizzata, dunque facente uso delle frese meccaniche, anche dette TBM.

I vantaggi conseguenti a tale scelta sono numerosi e non solamente limitati all'aspetto strettamente tecnico e di tempi di esecuzione, ma anche in materia di sicurezza dell'ambiente di lavoro, il quale viene ad assumere caratteristiche di "industrializzazione" ed automazione per molteplici operazioni.

Sotto l'aspetto tecnico vi è così la possibilità di esercitare una pressione al fronte andando di conseguenza a minimizzare il disturbo creato dalle operazioni di scavo all'ambiente circostante e quindi alle strutture in superficie, tramite una riduzione delle deformazioni del terreno; al tempo stesso, le fasi di scavo e di posa del rivestimento definitivo avvengono nello spazio di pochi metri e in modo sequenziale lasciando dietro di sé la componente strutturale dell'opera praticamente compiuta. Inoltre, le iniezioni effettuate nella parte posteriore della macchina, tra il perimetro di scavo e il rivestimento installato rendono ulteriormente efficace questa tecnica andando a minimizzare i cedimenti superficiali conseguenza dello scavo.

Con riferimento alle condizioni di sicurezza, la presenza dello scudo è forse il principale elemento a protezione degli operatori che si trovano così in un ambiente "separato" dal materiale circostante; non meno importante è il contributo fornito dalla testa rotante e dalla camera di scavo, le quali sono a contatto con il fronte e ne controllano la stabilità, eventualmente applicando una contropressione a seconda del tipo di TBM utilizzata.

2.2 Modellazione numerica

Oggi, anche merito delle ottime capacità di calcolo che dei computer di caratteristiche standard possono offrire, la modellazione numerica è diventata uno strumento largamente adottato e addirittura indispensabile nell'economia dell'intero progetto. Infatti, essa viene utilizzata sin dalle fasi iniziali che riguardano la vita dell'opera, anche in progettazione preliminare qualora le informazioni fossero in numero e

qualità adeguati; passando poi per la definizione più accurata delle varie peculiarità rappresentate dall'analisi, tipica della progettazione esecutiva; successivamente ancora con riferimento alle analisi a ritroso al fine di confermare le assunzioni della fase progettuale, ma anche le stesse informazioni raccolte durante le campagne di investigazione andando così a riprodurre il comportamento dell'opera, o la risposta dell'"ambiente" entro cui essa è inserita, rispetto a quanto osservato durante la realizzazione; infine, anche la valutazione del comportamento dell'opera nel lungo termine risulta di interesse.

In passato, invece, lo strumento principale era rappresentato sia dagli approcci empirici che analitici, i primi applicati in contesti analoghi a quelli che hanno consentito di guadagnare tale esperienza; i secondi, spesso associati a numerose semplificazioni della realtà in sito al fine soddisfare le assunzioni per i quali erano validi e quindi per poterli rendere utilizzabili nello specifico caso per cui se ne necessitava.

La modellazione numerica ha consentito, ad esempio, di rimuovere molte delle limitazioni associate agli approcci analitici, i quali sebbene fornissero una soluzione in forma chiusa, non erano in grado di avere a che fare, ad esempio, con la non linearità dei materiali, con la loro disomogeneità spaziale o ancora con le solitamente complesse condizioni al contorno tipiche dell'ambito geotecnico [3].

Gli obiettivi principali dello svolgimento delle analisi numeriche sono riconducibili all'individuazione delle sollecitazioni agenti all'interno degli elementi strutturali al fine di definirne il dimensionamento, ma quest'ultimo influenza la rigidità degli stessi andandosi così a ripercuotere sugli spostamenti e deformazioni a cui essi, così come il materiale circostante, sono soggetti. Tali spostamenti hanno a loro volta un'influenza sulle altre unità strutturali e non, che sono rappresentate nel modello e così via. Dunque, come si può intuire, la potenzialità della modellazione numerica è molto elevata, consentendo di prendere in considerazione molteplici aspetti e di analizzarne la loro interazione al variare di come questi sono definiti, dimensionati e posizionati, per poi procedere alla verifica degli stessi con riferimento alle loro caratteristiche di resistenza o di ammissibilità degli spostamenti senza nuocere alla funzionalità dell'opera stessa.

Esempio di quanto detto precedentemente è la realizzazione di un tunnel superficiale tramite tecnica convenzionale, caso per il quale si può modellare la successione delle operazioni di scavo. Ad esempio, dato un certo schema di avanzamento al fronte si può prescrivere la distanza dallo stesso in corrispondenza della quale si debba installare un certo tipo di supporto temporaneo affinché i cedimenti superficiali indotti in uno specifico contesto geo-meccanico siano entro un limite tollerabile in relazione al tipo di struttura che a piano campagna trovandosi nelle vicinanze dello scavo ne risulta influenzata.

L'approccio ideale al fine di riprodurre le operazioni di scavo e di risposta del materiale coinvolto prevede l'uso della modellazione tridimensionale poiché tale è la natura del fenomeno che si vuole analizzare. Nonostante ciò, la considerazione espressa non è sempre praticabile, sia per la possibile necessità di un maggior numero di parametri di input rispetto alla modellazione 2D; che per una questione di tempistiche, in quanto la

realizzazione e soprattutto il successivo onere computazionale richiesto per l'elaborazione del modello rendono questa soluzione non efficace, a meno di essere impiegata per analisi approfondite, piuttosto che per lo studio di determinate porzioni dell'opera per le quali lo strumento 2D non è sufficiente a cogliere il comportamento che si vuole indagare. Questo è il caso di quelle parti che esercitano una risposta marcatamente 3D, quali gli imbocchi delle gallerie, la giunzione tra la stessa e i cross passages, piuttosto ancora che con altri spazi sotterranei e pozzi, ad esempio. Quelli appena elencati solitamente riguardano una minima parte dell'opera, per la quale la maggioranza delle analisi può essere rappresentata dalle fasi di scavo dei tunnel correnti, per cui si adotta un approccio bidimensionale.

Sono di seguito presentati approfondimenti relativi ai principali aspetti su cui le successive modellazioni numeriche si sono basate.

2.2.1 Modello geotecnico

L'ipotesi di mezzo continuo equivalente è alla base dei metodi numerici FEM (*Finite Element Method*) e FDM (*Finite Difference Method*).

Il suolo viene rappresentato come un mezzo idealmente continuo, caratterizzato da parametri di deformabilità e resistenza che assumono un valore che è indipendente dalla direzione secondo cui l'ammasso è considerato in termini di interazione, vale a dire che assume una trattazione di tipo isotropo; perciò, con riferimento ad un ammasso roccioso, le discontinuità che esso presenta non risultano così essere esplicitamente incorporate nel modello. Di conseguenza, tale approccio si presta bene a riprodurre una condizione di tipo suolo oppure di ammasso roccioso, a patto che quest'ultimo presenti una configurazione di discontinuità tali che lo stato di fratturazione risulti essere piuttosto marcato oppure che il loro numero sia ridotto (figura 2.1). Nei casi indicati, la modellazione non rappresenterà le discontinuità in modo esplicito e al materiale saranno assegnate proprietà equivalenti al fine di considerare a livello complessivo l'effetto indotto dalla presenza di tali giunti. Per i casi intermedi, nei quali la dimensione dei blocchi evidenziati dalle famiglie di discontinuità è dello stesso ordine di grandezza di quella dell'opera, ecco che l'adozione di un approccio discontinuo risulta essere consigliata, nonché maggiormente appropriata. Dunque, è necessario avere ed assegnare informazioni riguardo la caratterizzazione delle proprietà di deformabilità e resistenza delle discontinuità stesse [3].

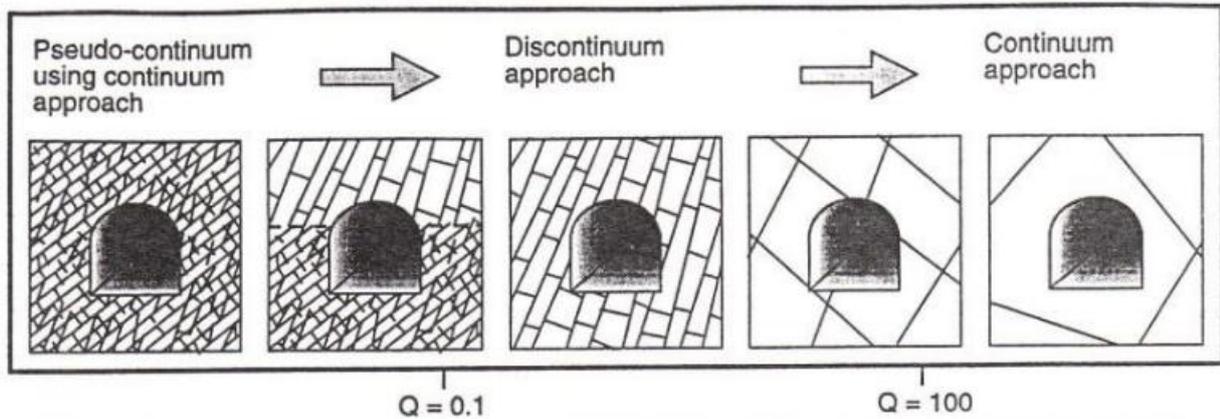


Figura 2.1 - Campo di applicazione del continuo equivalente, Q-value [4]

Dal punto di vista pratico legato alla modellazione FEM, è comunque possibile rappresentare e caratterizzare le principali discontinuità o famiglie di esse tramite l'utilizzo di particolari elementi di tipo "giunto", i quali consentono di descrivere le proprietà delle discontinuità e di osservarne gli scorrimenti lungo esse.

A differenza della principale alternativa, rappresentata dal successivamente descritto *Bedding-Beam Spring Method*, è possibile rappresentare l'intera porzione di materiale entro cui lo scavo è realizzato e con esso anche gli altri elementi strutturali eventualmente presenti così come carichi agenti nelle diverse parti del dominio; di particolare interesse risulta essere la possibilità di considerare il piano campagna durante lo svolgimento delle analisi per poter poi osservare gli effetti su di esso indotti dallo scavo. Quest'ultimo aspetto è fondamentale poiché questo tipo di modellazione, essendo in grado di riprodurre, anche in termini spaziali, molti elementi che potenzialmente influenzano il risultato consente di avere una piuttosto chiara visione e comprensione di come l'intorno dell'opera risponda alle varie fasi definite per riprodurre il processo costruttivo (figura 2.2).

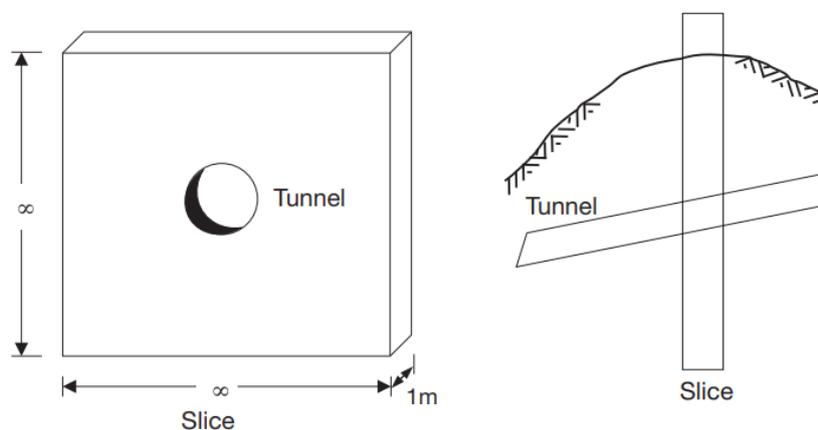


Figura 2.2 – Modello FEM: Sezione trasversale (sx) e sezione longitudinale (dx) [5]

Si rende necessario fornire alcune precisazioni sulla modellazione del materiale: nel caso di unità geotecniche non ricadenti sotto la denominazione di ammassi rocciosi, tipicamente il comportamento del materiale è

caratterizzato da un criterio di rottura che si rifà al classico Mohr-Coulomb, descritto dai valori di coesione e angolo di attrito manifestati dal materiale. Nel caso invece di ammassi rocciosi, questi sono composti da due parti, la roccia intatta e le discontinuità, ovvero, i blocchi e le superfici che definiscono gli stessi, rispettivamente. Quest'ultimo aspetto pone la necessità di tenere conto della loro collocazione e differenza di comportamento; tuttavia, questa può risultare una procedura piuttosto onerosa sia dal punto di vista di indagini in sito, che di realizzazione del modello numerico. Di conseguenza, quando la distribuzione delle discontinuità lo consente, l'ammasso roccioso viene modellato come un'entità continua e descritta da parametri equivalenti, tali che a livello complessivo la risposta dell'ammasso risulti confrontabile con quella che in realtà ci si aspetta da un'entità che continua non è. Detto questo, il criterio di rottura assegnato è quello definito da Hoek & Brown e rappresenta la soluzione maggiormente usata per l'ambito di analisi in roccia. In sostanza, tale criterio prevede di correggere la resistenza della roccia intatta con lo scopo di rappresentare la resistenza ridotta che si osserva nel passaggio di scala da quella del campione testato a quella dell'ammasso roccioso interagente con l'opera; ciò si rende necessario per inglobare all'interno del fittizio materiale continuo la risposta meccanica influenzata dalla presenza delle discontinuità e con ciò meno performante di quella della sola roccia intatta.

Quest'ultima digressione si rende necessaria, poiché in caso di modellazione secondo approccio del discontinuo, ovvero tramite l'utilizzo di software DEM (*Distinct Element Method*), è necessario riprodurre anche dal punto di vista geometrico i giunti e attribuire loro il reale comportamento che essi esprimono, così come assegnare ai blocchi le proprietà della roccia intatta, anziché parametri equivalenti.

Per completezza del discorso, è bene anche nominare l'ulteriore alternativa rappresentata dai software BEM (*Boundary Element Method*) per i quali la logica che sta dietro al metodo risulta differente. Più precisamente, si vanno a rappresentare solamente quelle discontinuità che hanno la potenzialità di influenzare l'esito dell'analisi, mentre la rimanente parte dell'ammasso roccioso è trattata come un'entità continua. Inoltre, anche il processo computazionale differisce da quanto accade nelle modellazioni FEM e DEM dato che la soluzione all'interno del dominio deriva da un post-processamento di quella ottenuta in corrispondenza dei rispettivi *boundary*.

2.2.2 Bedded-Beam Spring Method

A differenza del metodo precedente, in questo caso l'interazione tra terreno e struttura non è più rappresentata dal contatto del rivestimento con il materiale circostante lungo l'intero perimetro di scavo, ma questo viene sostituito da un insieme di molle a comportamento elastico aventi proprietà assiali e trasversali, che nel caso di una galleria diventano radiali e tangenziali, rispettivamente.

Le molle in questione presentano un'estremità collegata con il rivestimento della galleria, quest'ultimo coincidente con una circonferenza oppure un cilindro a seconda che si consideri l'ambito 2D o 3D, e l'altra che è associata alla condizione al contorno di punto fisso nello spazio.

La loro funzione è quindi individuata nel ricreare l'interazione terreno-struttura in termini di condizione di contatto, per cui queste saranno caratterizzate da delle rigidità, sia assiali che trasversali, riconducibili alle proprietà di deformabilità del mezzo entro cui l'opera è collocata. Riguardo la condizione di carico, il contributo del terreno sarà simulato tramite l'attribuzione di specifici carichi, tali da mantenere a livello complessivo la condizione che deriverebbe dall'analisi secondo il metodo del continuo equivalente, o analogamente una distribuzione di carichi appropriata per ciò che si vuole studiare.

Dal punto di vista pratico, risulta frequente lo svolgimento di una prima parte di analisi con software che simulano il processo costruttivo tramite l'implementazione del metodo del continuo equivalente, dunque delle analisi che si possono definire "geotecniche"; seguite da una seconda tipologia riconducibili ad una natura che si focalizza sull'aspetto strutturale delle stesse tramite il *Bedded-Beam Spring Method*, il quale, applicato tramite appropriati software consente di avere a che fare con una maggiore sensibilità riguardo tali aspetti.

Con ciò si ottiene un modello, che risulta più specifico per la definizione delle sollecitazioni agenti nel rivestimento, così come la quantificazione degli spostamenti a cui questo è sottoposto come effetto delle azioni agenti su di esso. Di conseguenza, l'unica condizione al contorno del rivestimento con riferimento al terreno è rappresentata dalle molle; quindi, non è possibile avere informazioni legate ai cedimenti superficiali indotti dallo scavo del tunnel, così come gli effetti che questo induce su altre strutture adiacenti, oppure ancora su come il terreno risponda in seguito alle attività svolte.

Dal punto di vista di concezione del metodo, il posizionamento delle molle differiva a seconda che quella studiata fosse una galleria cosiddetta superficiale oppure profonda [5] e [6]. Tale distinzione può essere così definita relazionando la profondità dell'asse del tunnel con il suo diametro (Duddeck, 1972): per valori di profondità $z_0 < 2D$ si può parlare di tunnel superficiale (*Shallow tunnel*), per valori di $z_0 \geq 3D$ si definiscono gallerie profonde (*Deep tunnel*); invece, per valori di profondità intermedia non vi è una netta collocazione.

Nel caso di tunnel superficiali si prescrive di evitare il posizionamento delle molle in calotta secondo uno schema avente una zona simmetrica di 90° - 120° in cui non si considera l'interazione con il terreno (figura 2.3), poiché la deformata strutturale per effetto della forza di gravità è tale da non indurre una compressione nei confronti del terreno causa sua flessione verso l'interno (Bull, 1944; Schulze e Duddeck, 1964). A differenza di ciò che accade nella porzione rimanente; ciò è prescritto per evitare di avere molle sottoposte a trazione e che quindi ridurrebbero il carico agente sul rivestimento. Per quanto riguarda le gallerie profonde, il *bedding*

non prevede esclusioni come nel caso precedente, anche se l'applicazione del metodo in questione risulta particolarmente calzante per la collocazione superficiale delle opere.

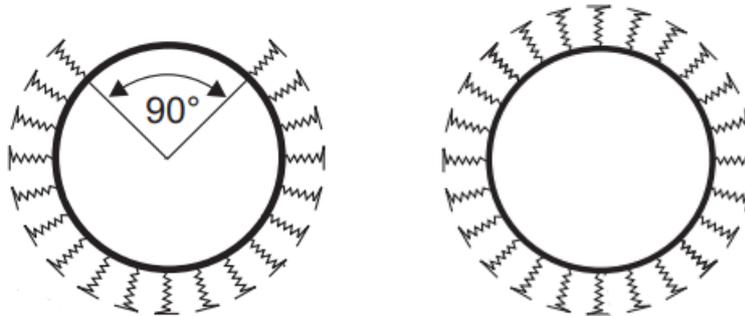


Figura 2.3 - Configurazione del bedding per gallerie superficiali (sinistra) e profonde (destra) [5]

Ad ogni modo, la relativa semplicità con cui questi modelli possono essere riprodotti nasconde in sé alcune mancanze, quali il comportamento del terreno dal momento che questo è considerato essere puntuale in corrispondenza di ogni molla, anziché influenzato dal materiale circostante, secondo un'ottica di continuità dello stesso.

Con l'avvento dei software FEM, la distinzione tra *Scallow* e *deep* tunnel riguardo la configurazione di molle da adottare, può essere rimossa facendo ricorso ad uno specifico tipo di elemento, avente differente denominazione a seconda del software in questione, il quale consente però di manifestare il proprio comportamento solamente quando questo risulti interessato da uno stato di compressione; quindi, esercitando una rigidità assiale e una trasversale, in cui quest'ultima può essere definita proporzionale all'entità della sollecitazione di compressione al fine di riprodurre il fenomeno di interazione "assiale" e attritiva che il terreno è in grado di mostrare nei confronti del rivestimento. Questo presuppone l'utilizzo di elementi a comportamento non lineare, in particolare definiti anche *no tension*, a differenza di ciò che accadeva prima dell'avvento dei software quando tali molle avevano un comportamento lineare compressione-trazione, da cui quanto appena indicato in merito allo schema del *bedding*.

Le molle del *Bedded-Beam Spring Method* hanno perciò delle proprietà che consentono di simulare l'interazione con il terreno così definite [7]:

la relazione (2.1) esprime il *subgrade reaction modulus*, concettualmente definito come il rapporto tra la pressione applicata e la deflessione osservata su un corpo

$$C_r = \frac{E_c}{R} \quad (2.1)$$

con R indicante il raggio della galleria e E_c coincidente con il modulo elastico confinato, a sua volta così definito (2.2):

$$E_c = E \frac{(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \quad (2.2)$$

in cui compaiono il modulo elastico dell'ammasso roccioso E utilizzato nelle analisi con approccio continuo e il coefficiente di Poisson ν dello stesso.

Tali definizioni si basano su alcune semplificazioni quali non aver considerato l'attrito terreno-rivestimento, le proprietà meccaniche e geometriche del rivestimento e, nel caso di scavo con TBM, l'effetto derivante dalla presenza delle iniezioni di *backfilling* a tergo del rivestimento stesso.

Quest'ultima ipotesi può essere rimossa rendendo valida la (2.1) qualora la rigidità del materiale iniettato sia maggiore o uguale a quella dell'ammasso roccioso, in quanto sarebbe comunque quest'ultimo a governare la risposta deformativa del tunnel.

Nel caso in cui la rigidità del *backfilling grouting* sia minore di quella dell'ammasso, ecco che anch'essa gioca un ruolo nell'influenzare il comportamento strutturale [8]; di conseguenza, la (2.1) deve essere modificata considerando la presenza di due strati deformabili, cioè quello iniettato e una certa porzione di ammasso, considerando un sistema di molle in serie, ognuna contraddistinta dalla propria deformabilità, secondo il cosiddetto *Extended approach* (figura 2.4).

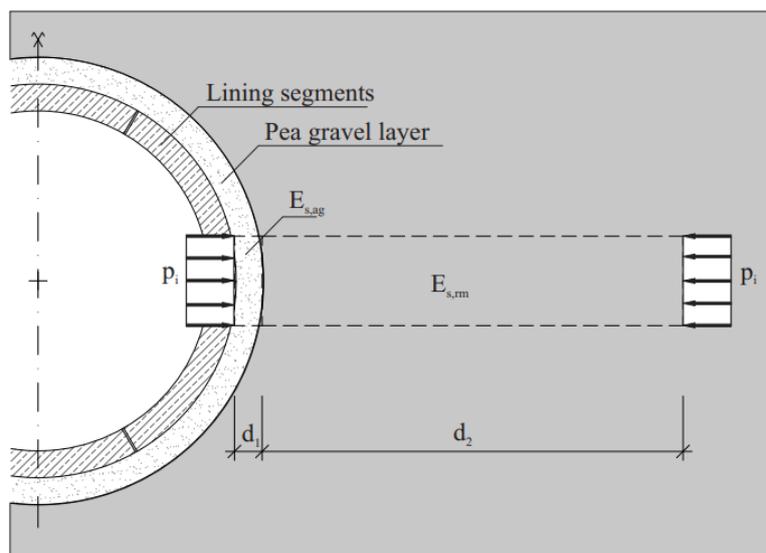


Figura 2.4 - *Extended approach* con strati consecutivi [8]

Le quantità rappresentate e che si trovano nella (2.3) sono:

- d_1 larghezza del gap anulare colmato dalle iniezioni;
- d_2 profondità di influenza dell'ammasso roccioso, quantificata tra uno e due volte il raggio di scavo (Behnen et al., 2013), oppure definita secondo la seguente espressione $d_2 = R - d_1$ (Thienert e Pulsfort, 2011);
- $E_{s,ag}$ modulo elastico confinato del *backfilling*;
- $E_{s,rm}$ modulo elastico confinato dell'ammasso roccioso.

$$C_r = \frac{1}{\frac{d_1}{E_{c,ag}} + \frac{d_2}{E_{c,rm}}} \quad (2.3)$$

I due rapporti al denominatore della (2.3) non sono altro che gli spostamenti che a seguito di una forza unitaria applicata all'intradosso della galleria si manifestano nei due materiali, secondo la definizione di rigidezza di due molle in serie.

Infine, considerando l'implementazione del metodo all'interno della modellazione numerica, la rigidezza assiale k , nonché *bedding modulus*, che ogni molla rappresentata nel modello viene ad assumere è pari a quella della (2.4), dove il *subgrade reaction modulus* C_r viene moltiplicato per l'area A che ciascuna molla rappresenta, risultando quest'ultima dipendente dalla discretizzazione, circonferenziale per modelli 2D e anche longitudinale nel caso 3D, adottata per il rivestimento [9].

$$k = C_r \cdot A \quad (2.4)$$

Rimane ancora la rigidezza a taglio che ciascuna molla è in grado di esprimere e questa può essere relazionata a quella assiale secondo la definizione di modulo di taglio (2.5).

$$k_{lat} = \frac{k}{2(1+\nu)} \quad (2.5)$$

2.3 Metodo convergenza confinamento

Il metodo convergenza-confinamento è uno strumento di cui si comincia a parlare fin dalla prima metà del '900 (Fenner, 1938) e che è stato utilizzato per la progettazione di opere in sotterraneo, con particolare riferimento alla definizione dei carichi indotti nei rivestimenti di tali ambienti. Con ciò, si era creato un approccio analitico per la valutazione della compatibilità di un dato rivestimento con le sollecitazioni richieste per il supporto del perimetro di scavo [10].

Il ragionamento che sta alla base del metodo è quello di tenere conto di come l'ammasso roccioso si comporti nei confronti dello scavo di una galleria: quindi con riferimento ad una sezione in cui si installa il supporto, si valuta come questo e l'ammasso circostante interagiscono a seguito dei successivi avanzamenti dello scavo. Questo aspetto è frutto della natura tridimensionale della risposta dell'ammasso quando risulti perturbato da tali attività.

Il metodo qui descritto si basa su due assunzioni, quali il considerare un'apertura circolare all'interno di un mezzo caratterizzato da uno stato tensionale naturale isotropo e consente di stimare:

- Profilo degli spostamenti longitudinali (LDP)
- Curva caratteristica (GRC)
- Curva caratteristica del supporto (SCC)

Profilo degli spostamenti longitudinali

Il profilo degli spostamenti longitudinali rappresenta l'evoluzione degli spostamenti radiali che lo scavo di una galleria induce in corrispondenza di una sezione della stessa, senza alcun supporto, man mano che lo scavo avanza. Dunque, il risultato finale è una diagramma che in ascissa presenta la distanza della sezione studiata dal fronte, sia collocando tale sezione avanti rispetto al fronte, che nella direzione in cui lo scavo è già avvenuto. In ordinata si trovano i valori di spostamento radiale che si osservano sulla parete di scavo. Per ascisse negative, quindi avanti rispetto al fronte, gli spostamenti crescono progressivamente partendo dal valore nullo corrispondente alla condizione indisturbata. Per le ascisse positive che descrivono una sezione ormai lontana dal fronte, il valore di spostamento si è stabilizzato su un valore finale, sintomo dell'aver raggiunto una condizione di equilibrio all'interno dell'ammasso. Tale valore di spostamento non tiene in considerazione l'effetto del comportamento dell'ammasso come funzione del tempo, ovvero trascura i futuri fenomeni di *creep*.

Una delle formulazioni oggi adottate è quella proposta da Vlachopoulos e Diederichs (2009) [11], nella quale gli autori relazionano l'andamento degli spostamenti radiali con il valore di zona plastica che si sviluppa. In particolare, le relazioni più comunemente adottate sono quelle di Panet (1995) riferita ad un'analisi elastica e quella di Unlu e Gercek (2003) anch'essa derivata per un materiale elastico, ma con la differenza che fu la prima a descrivere l'andamento tramite due relazioni diverse a seconda che si sia avanti o indietro rispetto al fronte. I due approcci menzionati si comportano bene qualora l'estensione della zona plastica che si sviluppa radialmente non interagisca con quella che si osserva avanti rispetto al fronte (figura 2.5); quindi, la validità delle due soluzioni è accettata quando il raggio plastico è minore di 2 volte il raggio di scavo ($R_p < 2R$), andando così a considerare la tridimensionalità della risposta tenso-deformativa del materiale.

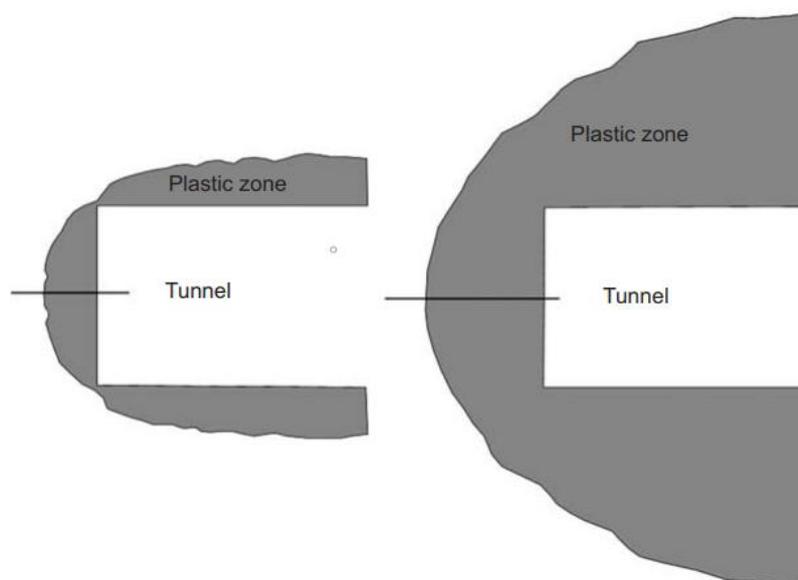


Figura 2.5 - Sviluppo della zona plastica, non interagente (sx) e interagente (dx) [11]

Le formulazioni di seguito presentate sono state individuate a seguito di una serie di analisi svolte tramite modelli numerici, dei quali le (2.6), (2.7) e (2.8) garantiscono il miglior *fit* dei risultati ottenuti. In particolare, la (2.6) riporta il valore dello spostamento radiale, normalizzato rispetto al valore massimo, in corrispondenza del fronte, derivante dalla correlazione tra spostamento e raggio plastico:

$$u_0^* = \frac{u_0}{u_{max}} = \frac{1}{3} e^{-0.15R^*} \quad (2.6)$$

dove $R^* = R_p/R$.

Per quanto riguarda la forma del profilo, come individuato da Unlu e Gercek (2003), il suo andamento non può essere descritto da un'unica espressione analitica, ma risulta essere definito a tratti, in particolare Vlachopoulos e Diederichs (2009) hanno fornito le seguenti relazioni (2.7) e (2.8) a loro volta funzione dell'estensione della zona plastica in condizioni intrinseche.

$$u^* = u_0^* \cdot e^{X^*} \quad \text{per } X^* \leq 0 \quad (\text{avanti al fronte}) \quad (2.7)$$

$$u^* = 1 - (1 - u_0^*) \cdot e^{-\frac{3X^*}{2R^*}} \quad \text{per } X^* \geq 0 \quad (\text{nel tunnel}) \quad (2.8)$$

dove $X^* = X/R$ e X corrisponde alla distanza dal fronte lungo l'asse della galleria.

Il profilo degli spostamenti longitudinali può analogamente essere ottenuto sia tramite modellazione 2D grazie ad un modello assial-simmetrico che con l'ausilio della modellazione 3D, in entrambi i casi non si fa più ricorso alla pressione interna fittizia, bensì ci si limita a disattivare e quindi scavare le porzioni di materiale lungo l'asse della galleria in modo sequenziale.

Curva caratteristica

La curva caratteristica è dei tre indicati forse lo strumento più conosciuto, il quale mette in relazione come gli spostamenti radiali evolvano a seguito di una progressiva diminuzione della pressione interna al cavo. Quest'ultima è un'entità fittizia perché, in realtà, una volta che in una sezione il materiale è scavato, non vi è alcun supporto fornito dallo stesso al perimetro di scavo. Tale stratagemma è adottato per riprodurre il processo che porta una sezione dall'essere totalmente indisturbata; quindi, posizionata sufficientemente avanti rispetto al fronte, fino all'aver raggiunto una condizione di equilibrio quando lo scavo è ormai sufficientemente lontano. La pressione fittizia agisce dunque con lo scopo di simulare l'effetto di graduale riduzione della resistenza radiale fornita dal materiale prima presente e in sostanza per cogliere il comportamento 3D indotto dal processo di scavo.

Il diagramma risultante dalle considerazioni espresse, presenta in ascissa gli spostamenti radiali e in ordinata il valore di pressione fittizia interna, la quale secondo la definizione dello *stress reduction method* (anche detto *β-method*) varierà partendo da un valore pari alla tensione geostatica fino a raggiungere lo zero,

indicante l'assenza di un supporto interno. Ad ogni step, la pressione interna p_i risulterà pari a $\beta \cdot p_0$ con $1 > \beta > 0$.

L'andamento degli spostamenti radiali per $p_0 > p_i > p_{cr}$, dove p_{cr} rappresenta la pressione interna critica, definita come quel minimo valore per cui l'ammasso interessato dallo scavo non si è ancora plasticizzato, assume un andamento lineare tipico del comportamento elastico, per poi procedere con una relazione curvilinea per valori di pressione inferiori a quella critica.

A completamento della trattazione, secondo Addenbrooke et al. (1997) la realizzazione della GRC secondo lo *stress reduction method*, applicato al caso di tunnel scavati con TBM definite *closed Scield*, ovvero in grado di fornire una contropressione al fronte oltre che un supporto radiale, dovrebbe essere realizzata focalizzandosi sulla cosiddetta perdita di volume (*volume loss*) poiché risulta essere un parametro più significativo rispetto agli spostamenti radiali. Di conseguenza, questo approccio trova applicazione nel caso di utilizzo di TBM di tipo EPB o *Slurry Scield*, ad esempio, poiché agendo sulla contropressione fornita al fronte sono in grado di gestire la perdita di volume indotta dallo scavo, a differenza di ciò che accade nel caso di TBM a doppio scudo, ad esempio, le quali non applicando una pressione stabilizzante non sono in grado di limitare tali perdite di volume.

Curva caratteristica del supporto

Infine, troviamo la curva caratteristica del supporto, ovvero una rappresentazione della relazione tra la pressione che il rivestimento è in grado di esercitare come sostegno al cavo in funzione di quanto evolvano gli spostamenti radiali di quest'ultimo (2.9). Come attendibile, le curve caratteristiche di ammasso roccioso e supporto dialogano sullo stesso diagramma.

$$p_s = K_s \cdot u_r \quad (2.9)$$

dove K_s rappresenta la rigidezza elastica del supporto.

Il supporto così definito risulta generico, in realtà, esso può essere rappresentato da differenti soluzioni, ad esempio, rivestimento in calcestruzzo, Scotcrete, Scotcrete più bulloni da roccia, solo bulloni, centine, centine e Scotcrete e/o bulloni, e così via.

Per la definizione della SCC si rende necessario definire due parametri: la rigidezza e la capacità del supporto. Inoltre, per relazionare la GRC e la SCC serve un'ulteriore informazione, ovvero, il valore di spostamento radiale in corrispondenza del quale si installa tale supporto. Quest'ultima informazione viene ricavata dal LDP sapendo a quale distanza dal fronte il supporto sarà messo in opera.

Il *convergence-confinement method* rappresenta il legame tra la risposta del terreno perturbato dallo scavo, avente natura tridimensionale, e la corrispondente modellazione su supporto 2D. Risulta chiaro che quanto

appena presentato non trova applicazione lato analisi 3D poiché la spazialità degli eventi è insita nello strumento adottato.

Lo strumento grafico e analitico sopra descritto costituisce la base per il progetto e valutazione del rivestimento supposto nel contesto geo-meccanico in cui ci si trova. Essenzialmente (figura 2.6), si parte dal LDP poiché consente di entrare nel relativo grafico con un'informazione molto pratica, quale la distanza dal fronte alla quale "succede qualcosa", ad esempio, l'installazione di un certo tipo di supporto. Tale distanza può essere un valore di tentativo, oppure più semplicemente un valore derivante dall'esperienza pregressa. Per cui, con riferimento al grafico in alto a sinistra, si entra dal punto di ascissa L fino ad incontrare il profilo degli spostamenti nel punto I, che proiettato sulle ordinate fornisce il corrispondente spostamento radiale. Proprio quest'ultima è la quantità in comune tra LDP e GRC, tale da consentirne il relazionarsi. Il passo successivo è quello di entrare nel grafico della curva caratteristica con un'ascissa pari al valore appena individuato, ovvero partendo dal punto K. Da qui compare la curva caratteristica del supporto, che dopo essersi deformato a sufficienza, conseguenza dello spostamento radiale che il cavo manifesta per effetto dell'avanzamento dello scavo, esprime una certa pressione di sostegno pari a quella della GRC nel punto D, cosiddetto di equilibrio.

Il punto individuato è tale per cui il supporto si è deformato a tal modo che grazie alla sua rigidità è in grado di esercitare un sostegno pari a quello fittizio relativo a quella configurazione di spostamenti radiali. Infine, per valutare il fattore di sicurezza tra la capacità del supporto e il carico agente su di esso, quest'ultimo lo si trova proiettando il punto D sulle ordinate, quindi in p_s^D . Ottenuta questa prima valutazione sulla bontà della soluzione proposta, ulteriori ottimizzazioni richiederanno un approccio di tipo iterativo muovendosi tra i due grafici.

Ad esempio, l'installazione del supporto troppo distante dal fronte implica il poter portare un minor carico, quindi avere un rivestimento meno performante e a sua volta meno costoso, ma al tempo stesso ciò consente il verificarsi di spostamenti radiali che potrebbero non essere compatibili con le tolleranze previste dal progetto; viceversa se il supporto è installato molto vicino al fronte, dove oltre ad una maggiore difficoltà operativa è anche richiesto un incremento di capacità dello stesso, poiché non si lascia "rilassare" il materiale e quindi fargli redistribuire in modo naturale lo stato tensionale preesistente.

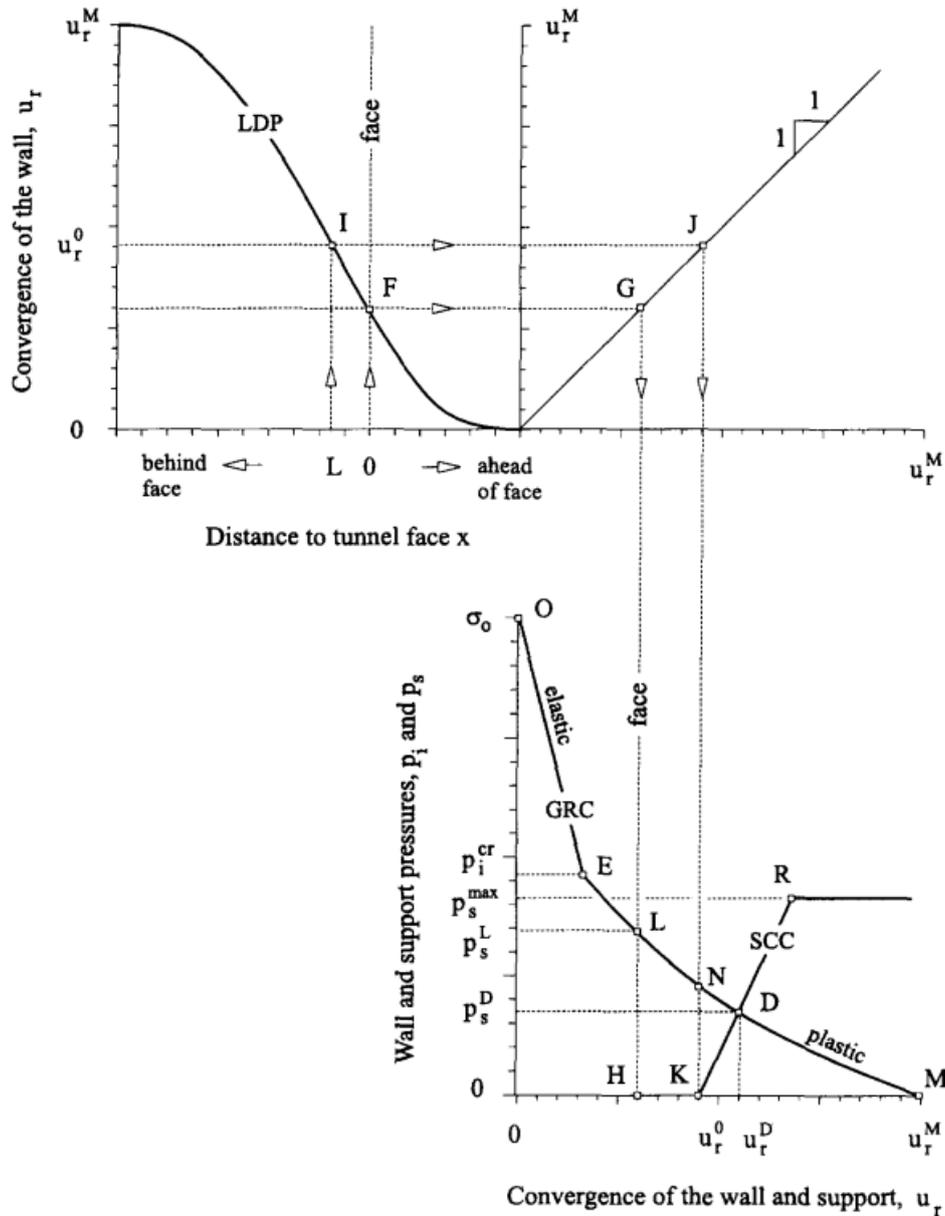


Figura 2.6 - Relazione tra LDP, GRC e SCC [10]

A conclusione, si riporta una visione d'insieme della rappresentazione grafica relativa al metodo convergenza-confinamento (figura 2.7) nella quale appaiono il LDP, la GRC e SCC. Quest'ultima in realtà comprende la riproduzione di più soluzioni strutturali per le quali è possibile avere una visione qualitativa delle capacità dei vari supporti così come degli spostamenti successivi alla loro installazione che si devono manifestare affinché essi possano sviluppare una pressione tale da arrestare l'ulteriore convergenza del cavo.

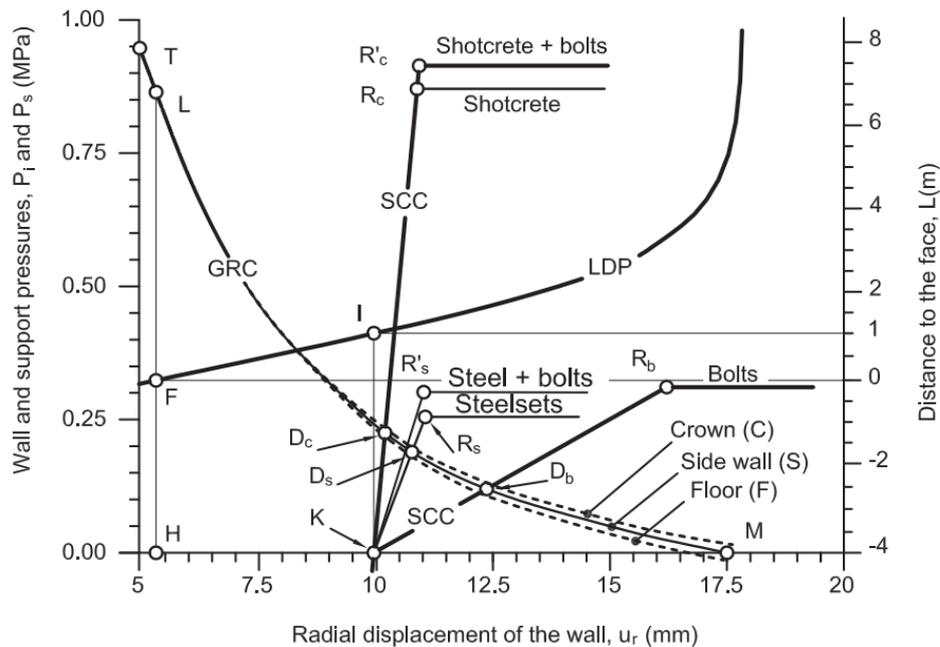


Figura 2.7 - LDP, GRC e diverse SCC [10]

2.4 Realizzazione di cross passages

Si descrivono in questo capitolo alcune delle fasi principali che avvengono durante la realizzazione di un'opera, quale una linea metropolitana, con particolare riguardo alla zona di intersezione dei tunnel con il cross passage.

Più precisamente ci si focalizzerà su alcuni aspetti che coinvolgono i tunnel correnti realizzati con tecnica meccanizzata, per poi affrontare le operazioni di breakout e, infine, analizzare lo scavo del cross passage.

In realtà, l'opera nel suo insieme presenta un livello di complessità non indifferente dove le tre fasi sopra indicate e di seguito descritte non esauriscono la sola trattazione delle operazioni di scavo, le quali oltre alle porzioni principali come i tunnel, riguardano anche i già menzionati cross passages, ma ancora tutti quegli altri ambienti sotterranei aventi una natura di tipo funzionale, ad esempio le caverne di giunzione, piuttosto che ambienti di accesso o ventilazione, quindi pozzi o altre tipologie di collegamenti con la superficie. Inoltre, sconfinando nell'ambito dei tunnel di base, vi è anche la possibilità di trovare dei cunicoli esplorativi che vanno ad incrementare la rete di gallerie a fianco di quelle principali. Una rappresentazione schematica di quanto indicato è riportata di seguito a titolo esemplificativo (figura 2.8).

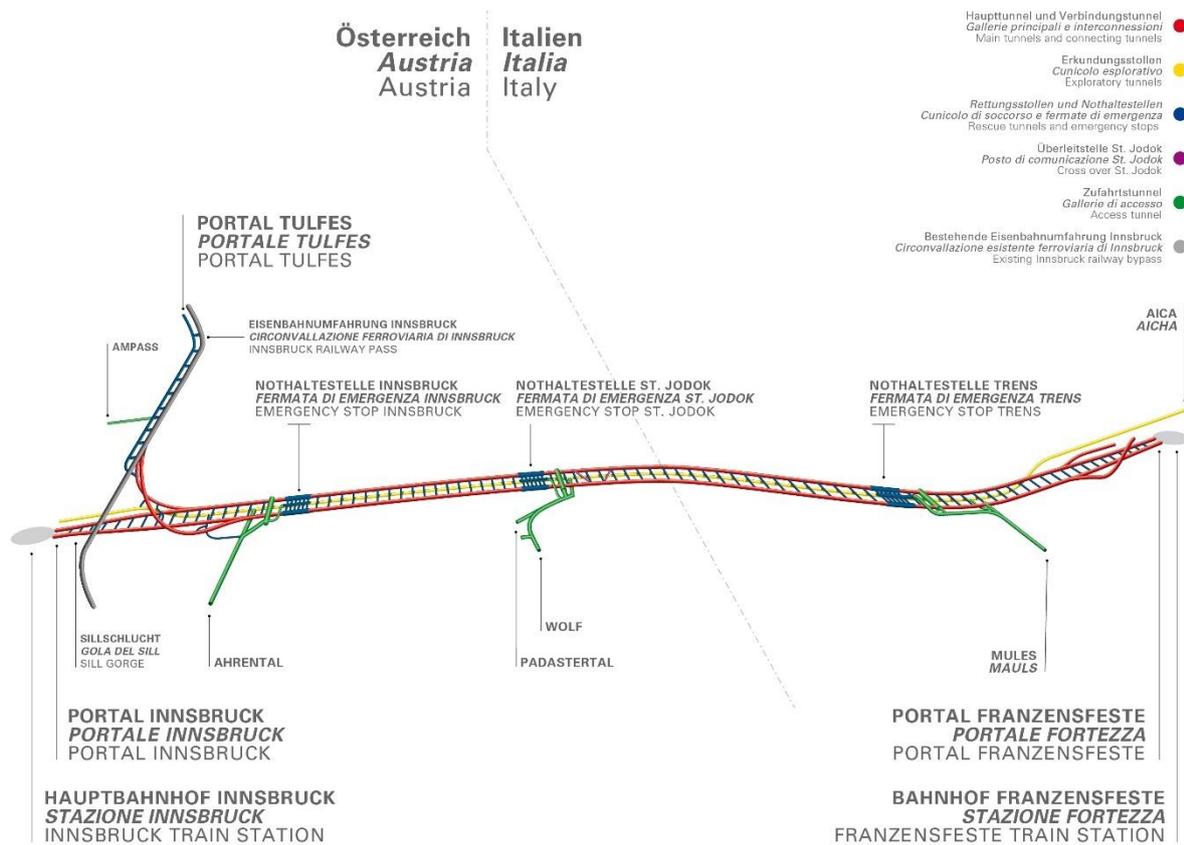


Figura 2.8 - Schema del sistema di gallerie del Tunnel di Base del Brennero (bbt-se.com)

2.4.1 I cross passages

I cross passages costituiscono una parte minore dell'intera opera, ad esempio riguardano volumi di scavo trascurabili rispetto a quelli dei tunnel correnti; nonostante ciò, richiedono una particolare attenzione in quanto, anche a livello di progettazione, l'intersezione tunnel - cross passage è una di quelle zone a comportamento marcatamente tridimensionale.

Nell'ambito delle linee metropolitane, le quali presentano un'estensione che spazia da qualche chilometro fino a qualche decina, il numero di questi elementi si aggira nell'intorno di poche decine. Per fare un esempio, a completamento della galleria di base del Gottardo costituita da tunnel a due canne per una lunghezza di 57 chilometri, il numero di cross passages è pari a 175 con una spaziatura media di 312 metri, dunque nell'economia dell'intera opera ecco che possono avere la loro rilevanza.

Una visione d'insieme del cross passage e dei tunnel che collega è di seguito presentata (figura 2.9).

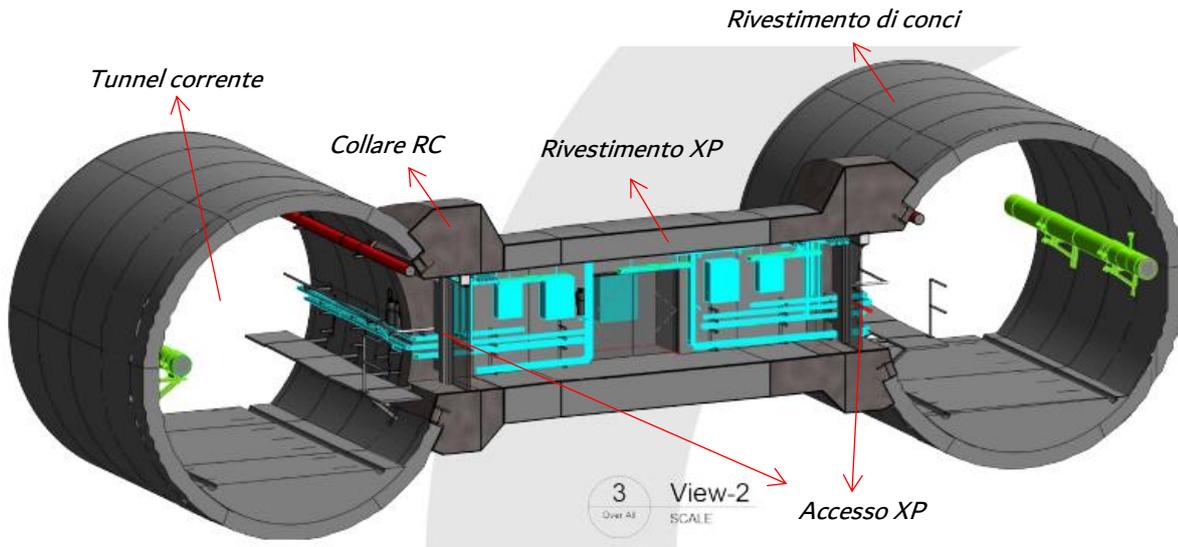


Figura 2.9 - Vista architettonica XP (Gold Line Doha Metro) [12]

La necessità di realizzare cross passages deriva dal poter fornire una connessione tra le due canne dell'opera per assolvere a funzioni quali [12]:

- Assicurare una via di fuga dalla galleria in caso di emergenza;
- Garantire un sicuro riparo temporaneo a prova di fumo e di fuoco durante un'emergenza come un incendio, ma più in generale fornire anche una separazione degli ambienti sotterranei;
- Ospitare l'alloggiamento di strumentazione tecnica così come consentire l'accesso al personale per le attività di manutenzione;
- Supportare la ventilazione e il controllo delle condizioni ambientali dello spazio sotterraneo.

Di conseguenza, la definizione della dimensione trasversale dell'elemento, il cosiddetto *space proofing*, deve essere tale da consentire lo svolgimento delle attività e l'alloggiamento della strumentazione tecnica e impiantistica, nel rispetto delle dimensioni minime fornite dagli specifici regolamenti internazionali e/o nazionali in materia, tipicamente riferiti all'ambito di sicurezza e progettazione antincendio. Tutto ciò deve comunque essere contestualizzato caso per caso al fine di sviluppare una progettazione tale da adattarsi alle specifiche necessità dettate, ad esempio:

- Dal tipo di tunnel, quindi di tipologia stradale, ferroviaria o metropolitana, così come in termini di layout, ovvero, una o più canne;
- Tipo di circolazione, quindi treni passeggeri o merci, eventuale linea ad alta velocità, numero di passeggeri trasportati, frequenza dei transiti;
- Regolamenti;
- Ubicazione dell'opera, cioè in ambito urbano, montano o al di sotto del livello del mare;
- Progettazione civile, quale posizione relativa degli ambienti collegati e loro potenzialmente diversa natura o tipologia costruttiva, distanza tra i collegamenti;

- Microclima che si sviluppa all'interno della galleria, ad esempio, sbalzi di pressione indotti dalla circolazione, temperatura, umidità e quindi tipologia ed efficienza del sistema di ventilazione.

In aggiunta, il progetto dello spazio minimo della sezione trasversale deve tenere conto le diverse fasi di vita dell'opera: durante la sua costruzione la funzione è principalmente di natura logistica consentendo un facile accesso alle due canne, così come deposito di attrezzatura tecnica; durante il funzionamento ordinario dell'opera essi sono spazi generalmente non accessibili e forniscono supporto all'impiantistica (illuminazione, ventilazione, segnalazione); durante le attività di manutenzione garantisce un ambiente sicuro entro cui operare dal momento che non sempre la circolazione veicolare può essere interrotta; infine, in caso di emergenza, oltre a quanto già riportato precedentemente, si può aggiungere la funzione di confinamento della "minaccia" alla sola galleria in cui si sta sviluppando, mantenendo così l'altra in condizioni sicure.

Sono di seguito riportati i valori minimi di distanza relativa tra i cross passages secondo tre regolamenti internazionali (tabella 2.1); tuttavia, nella pratica corrente la distanza relativa si aggira in un intorno di 250-350 metri.

Tabella 2.1 - Esempio norme internazionali con alcuni requisiti minimi XP [12]

Standard / norm	Minimum width of cross-passage	Minimum height of cross-passage	Mutual distance between cross-passages
NFPA 130 [13]	1.12 m (6.3.2.2)	2.10 m (6.3.2.2)	244 m (6.3.1.6)
UIC-Code 779-9 [4]	2.25 m benchmark; (I46)	2.25 m benchmark; (I46)	500 m (I43)
TSI –SRT [1]	1.50 m (4.2.1.5.2)	2.25 m (4.2.1.5.2)	500 m (4.2.1.5.2)

Una volta definite le dimensioni minime del cross passage, si passa a quantificare l'estensione dell'apertura nel rivestimento della galleria corrente, sia in senso longitudinale che trasversale, al fine di creare l'accesso al futuro ambiente.

2.4.1.1 Scavo di cross passages

Dal punto di vista operativo, la realizzazione di cross passages, dal momento in cui si iniziano le operazioni di breakout, presenta i seguenti rischi legati sia a questioni di natura strutturale che funzionale:

- Ovalizzazione del rivestimento indotta dall'indebolimento dello stesso a seguito della parziale demolizione dei conci; l'effetto è tanto maggiore quanto più le dimensioni dell'apertura sono confrontabili con quelle dei tunnel;
- Elevato impegno a taglio dei *dowe*/allo scopo di ridurre gli spostamenti differenziali dei conci;
- Incremento delle sollecitazioni nel rivestimento di conci;

- Rischio di infiltrazioni d'acqua causate dagli eccessivi spostamenti relativi tra i conci e tali da non consentire il corretto funzionamento dei *gasket*;
- Singolarità anche dal punto di vista di programmazione delle tempistiche poiché, a maggior ragione in tunnel di minore diametro, le fasi ausiliare allo scavo vero e proprio occupano l'intera sezione trasversale del tunnel (figura 2.13 e 2.14).

Così come la progettazione, anche la realizzazione necessita di un particolare riguardo in quanto le operazioni di scavo hanno luogo in un ambiente di dimensioni piuttosto limitate in cui le due principali problematiche sono rappresentate dalle condizioni di falda e dalla eventuale presenza di materiale poco stabile che in insieme pongono la sfida di mantenere l'ambiente di lavoro asciutto e stabile [13].

Conseguenza di ciò, dunque in contesti con suoli o roccia di qualità medio-bassa, è il ricorso ad interventi di miglioramento del terreno al fine di ridurre i rischi di afflusso d'acqua e stabilità. Fino a che non si cominciano le operazioni di breakout, i due rischi indicati sono stati gestiti dalle TBM tramite il contributo fornito dallo scudo e l'eventuale pressione al fronte. In fase di creazione dell'apertura e successivo scavo del cross passage, tali condizioni al contorno devono essere direttamente affrontate dagli operatori senza poter giovare di alcuna protezione come accadeva precedentemente nelle macchine.

Ragion per cui si rendono necessari interventi preventivi quali:

- *Grouting*, iniezioni di malta cementizia nel suolo con lo scopo di ridurre la permeabilità e migliorare la resistenza del materiale, dunque rendendolo più stabile. Esso può essere di tipo *permeation grouting*, in cui una miscela altamente penetrabile è immessa a bassa pressione nel suolo riuscendo a riempire i pori; oppure di tipo *jet grouting*, per cui iniezioni ad alta pressione rompono la struttura del materiale e lo sostituiscono in parte. Nel caso di quest'ultimo, è richiesto l'accesso a piano campagna per poter svolgere l'operazione secondo il pattern predefinito (figura 2.10). Solitamente tale operazione è svolta precedentemente allo scavo dei tunnel.

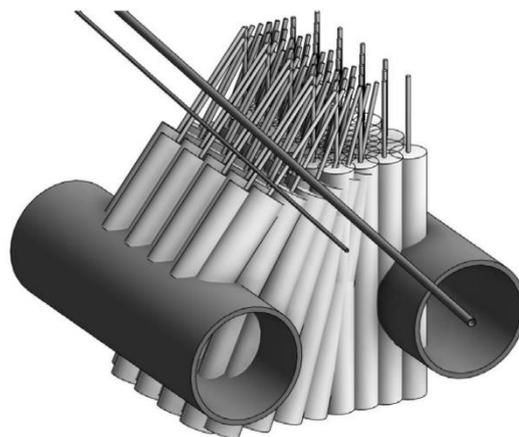


Figura 2.10 - Schema jet grouting da piano campagna [13]

- *Ground freezing*, tecnica molto più onerosa, anche come tempistiche, della precedente il cui obiettivo è portare a congelamento l'acqua che si trova nell'intorno del futuro cross passage tramite l'installazione di apposite sonde entro cui circola un liquido refrigerante, ad esempio azoto liquido (figura 2.11).

Il risultato consiste nell'ottenere una barriera impermeabile che garantisce l'assenza di circolazione d'acqua e parallelamente un migliore comportamento meccanico del suolo; inoltre, l'efficacia di quanto attuato può essere agevolmente monitorata tramite un controllo di temperatura nel terreno.

D'altra parte, tale tecnica è solamente applicabile quando ci si trova al di sotto del livello di falda, e quando il flusso d'acqua non è troppo elevato pena avere una minore efficacia del congelamento causa maggiore scambio termico. Infine, lo scongelamento che ha luogo al termine del processo, una volta che il rivestimento definitivo del cross passage ha sviluppato sufficienti proprietà meccaniche, può risultare in un peggioramento delle proprietà del materiale, addirittura al di sotto di quelle originarie.

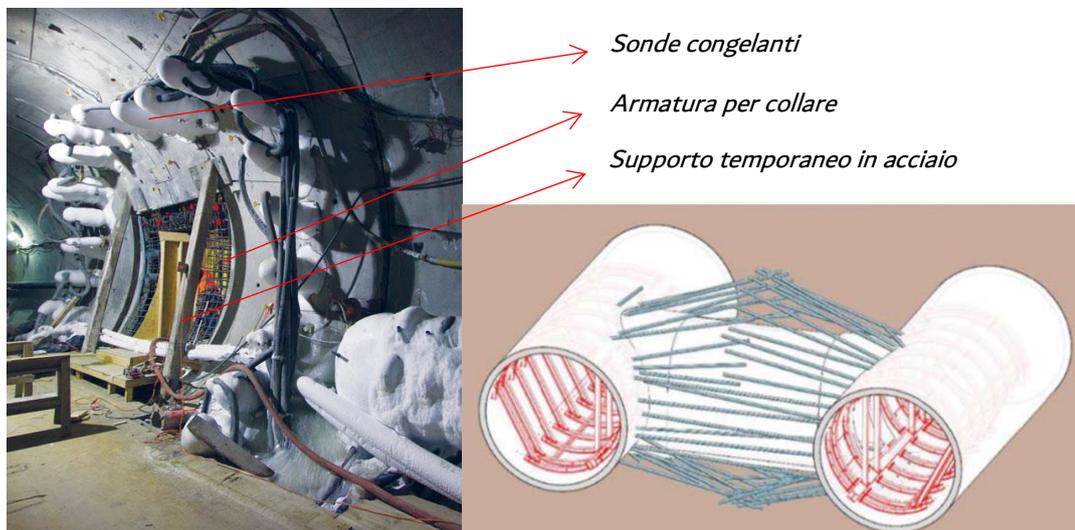


Figura 2.11 – *Ground freezing*: durante scavo XP (sx) e schema applicativo (dx) [13]

- Pre-supperto, soluzione adottata qualora la permeabilità del materiale sia bassa e quindi nei casi in cui l'afflusso idrico non rappresenti un problema. Tale approccio è tipico della tecnica di scavo convenzionale e prevede il ricorso ai cosiddetti ombrelli di pali, in cui tubi di acciaio poi iniettati di malta cementizia vengono infilati nel fronte in corrispondenza del perimetro di scavo con un'orientazione divergente rispetto all'asse del cross passage (figura 2.12). Tale supporto, principalmente individuabile nella parte superiore del fronte, inizialmente lavora come un elemento a sbalzo fino a quando non viene messo in opera il rivestimento preliminare, ad esempio centine metalliche.

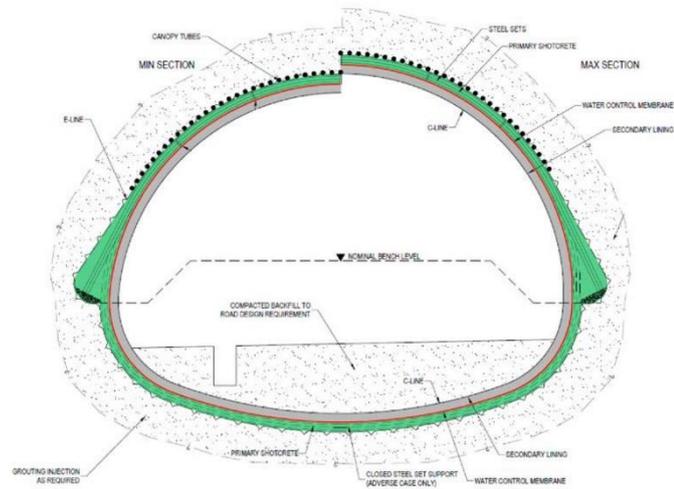


Figura 2.12 - Sezione trasversale infillaggi: parte posteriore (sx) e anteriore (dx) [13]

La costruzione dei cross-passages può essere raggruppata in tre fasi:

1) Attività preliminari e breakout

- Analisi dei parametri registrati dalle TBM durante lo scavo dei tunnel nella zona di ubicazione dei futuri cross passages; ad esempio, pressione al fronte (nel caso di *closed shield* TBM), spinta per l'avanzamento, pressione delle iniezioni di *backfilling*;
- Creazione dei *weep hole*, ovvero perforazioni che interessano il rivestimento e si estendono nel materiale circostante al fine di monitorare l'afflusso di acqua nel tunnel, così come la pressione che questa esercita nell'intorno della galleria. Se i parametri osservati eccedono delle soglie predefinite, o se si nota un dilavamento del materiale circostante (in caso di terreno a grana fine) si possono realizzare delle iniezioni al fine di ridurre la circolazione di acqua nell'intorno del cross passage;
- Installazione dell'eventuale supporto temporaneo, il quale può essere costituito da un certo numero e disposizione di bulloni da roccia, piuttosto che dall'installazione di strutture metalliche

intorno alla futura apertura a supporto del rivestimento (figura 2.13) a seconda della geologia della sezione;

- Ulteriori drenaggi nella zona di cross passage;
- Taglio dei conci secondo la geometria prevista e demolizione degli stessi ottenendo così l'apertura (figura 2.14);

L'eventuale miglioramento del terreno è effettuato prima dello scavo delle gallerie nel caso di *grouting* da piano campagna, altrimenti, come nel caso del *ground freezing*, l'esecuzione è post scavo dei tunnel e ha luogo al loro interno.



Figura 2.13 - Supporto half-moon (sx) e full round (dx) (Forrestfield Airport Link) [13]

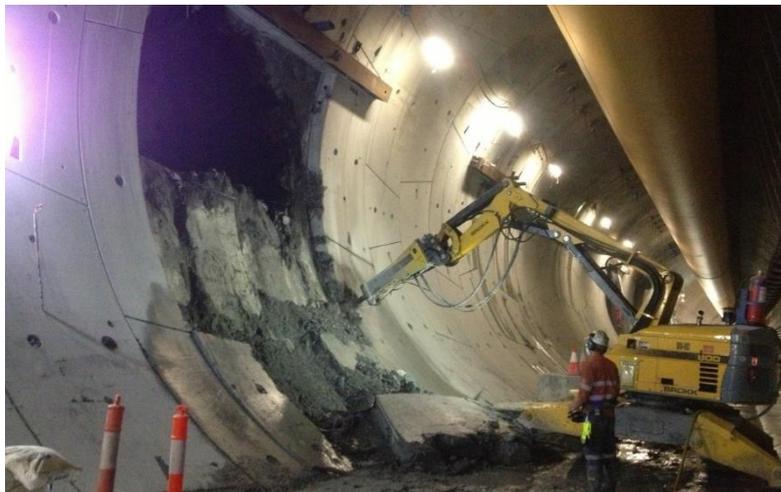


Figura 2.14 - Demolizione conci e strato di backfilling (Brokk.com)

2) Scavo del cross-passage

- Tecnica di scavo convenzionale con scelta della lunghezza di ciascun avanzamento (*round*) e del supporto temporaneo in funzione delle condizioni geo-meccaniche del materiale circostante,

eventualmente già consolidato. In molti casi, lo scavo è eseguito da macchinari di dimensioni ridotte e azionati a distanza (figura 2.13 e 2.14);

3) Impermeabilizzazione e rivestimento definitivo

- Posizionamento dell'impermeabilizzazione tramite teli in PVC prestando attenzione alle zone di interfaccia con le gallerie esistenti (figura 2.15);
- Posizionamento delle armature di rinforzo e getto del collare a supporto del perimetro dell'apertura;
- Posizionamento armature e getto del rivestimento definitivo del cross passage.



Figura 2.15 - Impermeabilizzazione bench XP - segmental lining (Forrestfield Airport Link) [13]

Infine, non vanno dimenticate le attività di monitoraggio, fondamentali per confermare la buona esecuzione degli scavi, ma anche per individuare eventuali discrepanze rispetto alle previsioni derivanti dalla fase progettuale, in particolare per riconoscere una risposta anomala del materiale scavato e riuscire così ad intervenire il prima possibile prevenendo un'evoluzione indesiderata del problema. Le principali misurazioni riguardano la valutazione della convergenza del cavo e i cedimenti superficiali a piano campagna; ma possono anche essere previsti estensimetri posti tra il piano campagna e il cross passage, inclinometri su edifici adiacenti, piezometri con la funzione di anticipare ulteriori cedimenti superficiali causa riduzione del livello di falda; ciò è appropriato al caso di collocazione dell'opera in ambito urbano [14]. Non vanno però dimenticate le misurazioni svolte all'interno dei tunnel correnti in prossimità dell'apertura tramite l'installazione di target ottici, i quali consentono, ad esempio, di ricostruire la configurazione deformata del rivestimento e quindi di compiere confronti con quanto previsto dai modelli numerici.

2.4.2 I tunnel

Come indicato nell'introduzione dell'elaborato, la realizzazione di gallerie in ambito urbano, tipologia entro cui rientrano le linee metropolitane, vede più che consolidato l'approccio di scavo tramite tecnica meccanizzata

per la realizzazione della maggior parte del tracciato, a discapito di quella tradizionale. Le ragioni di ciò sono molteplici, basti pensare alla maggior sicurezza dell'ambiente di lavoro offerta dalle TBM e con essa la più alta produttività che è possibile raggiungere; ma non meno importante è il controllo che è possibile avere nei riguardi del disturbo indotto nel materiale circostante a quello scavato, che data la ridotta profondità di questi tunnel, si trasferisce direttamente a piano campagna dove si trovano gli edifici, più o meno suscettibili al danneggiamento come conseguenza dei cedimenti indotti dallo scavo. Quest'ultimo aspetto è indubbiamente una costante nell'ambito di scavi in ambiente urbano anche perché le proprietà meccaniche, resistenza e deformabilità, delle litologie più superficiali risultano essere tipicamente non eccellenti.

Con riferimento ai cross passages, di fondamentale importanza risulta essere l'analisi ed interpretazione dei parametri macchina registrati durante le fasi di scavo in corrispondenza delle progressive associate alla presenza dei collegamenti. Questo perché le informazioni che da tale attività si possono derivare rappresentano punto a punto come sono le reali condizioni del materiale scavato.

2.4.2.1 TBM doppio scudo

Passando ora alla descrizione del tipo di macchina che è utilizzata per la realizzazione delle gallerie di seguito analizzate, ci si imbatte nel tipo di TBM definita a doppio scudo, o *double-Scield* TBM (figura 2.16) nella quale trovano l'unione i principi funzionali tipici della TBM con *gripper* e a singolo scudo. Questo tipo di macchina rientra nella categoria delle *open Scield* TBM, per le quali, al netto di quella richiesta per l'incisione della roccia, non viene applicata alcuna pressione stabilizzante al fronte, ma solamente un supporto radiale offerto dallo scudo. Questo perché trova applicazione in contesti definiti da ammassi rocciosi, anche a qualità variabile, e che per il caso studio analizzato questi ultimi possiedono caratteristiche meccaniche tali da non necessitare una pressione stabilizzante al fronte.

Il tipo di macchina in questione è quello che grazie alla sua configurazione, unita a condizioni geo-meccaniche favorevoli quali ammasso roccioso di buona qualità senza la presenza di zone di faglia, consente di raggiungere le maggiori produttività rispetto agli altri tipi di TBM, fino a 250 metri a settimana.

La peculiarità delle TBM doppio-scudate risiede nella possibilità di effettuare la fase di erezione dell'anello di conci prefabbricati in contemporanea con le operazioni di scavo al fronte. Quest'ultimo necessita che la testa fresante imponga una pressione in modo tale che gli utensili di taglio possano incidere la roccia ed è proprio la modalità con cui tale pressione viene ottenuta che è possibile la contemporaneità delle due operazioni.

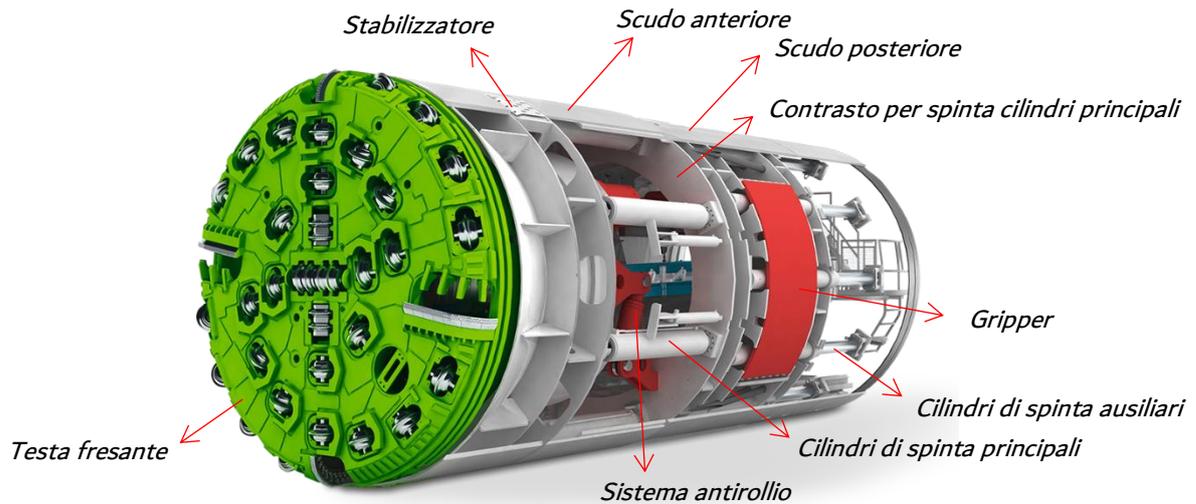


Figura 2.16 - TBM doppio scudo (Herrenknecht.com)

Negli altri tipi di TBM, ad esempio le *Earth Pressure Balance*, *Slurry Shield* o singolo scudo, la propulsione che consente lo scavo e dunque l'avanzamento passa dalla spinta che dei pistoni idraulici nello scudo scaricano sull'anello di conci appena formato.

Nel caso di macchina *double Shield*, operante nella omonima configurazione, ecco che tale spinta può essere applicata senza avere come elemento di contrasto l'anello appena installato, bensì un apposito componente strutturale della macchina rigidamente connesso allo scudo posteriore, che a sua volta trasferisce l'azione ricevuta alla parete di scavo appena esposta. Il collegamento tra quest'ultima e l'elemento su cui agiscono i cilindri è rappresentato dai *gripper*; essi sono dei componenti che vengono fatti fuoriuscire dallo scudo in direzione radiale per andarsi ad appoggiare alla roccia e che una volta retratti coincidono con la superficie esterna dello scudo stesso. La pressione radiale che tali superfici esercitano sulla parete di scavo induce lo sviluppo di tensioni d'attrito che complessivamente generano una forza che deve essere tale da consentire l'avanzamento della macchina operato dai cilindri di spinta principali. Di conseguenza, la qualità della roccia al di sotto dei *gripper* deve essere sufficiente a sopportare la pressione che essi esercitano pena ottenere la disgregazione dell'appoggio e di seguito avere una condizione di avanzamento non ottimale (figura 2.17).

Al termine della fase di assemblaggio dell'anello, avvenuta durante lo scavo, si rende necessario muovere il secondo scudo in avanti poiché nelle fasi appena descritte, solamente lo scudo anteriore è avanzato, mentre l'altro è rimasto fermo "appoggiato" alla roccia. L'operazione descritta è definita *re-gripping* e durante essa i *gripper* sono retratti così che l'avanzamento del secondo scudo avviene tramite la spinta dei cilindri ausiliari, ubicati in coda allo scudo, che fanno contrasto sull'anello appena assemblato; inoltre, questa fase consente, tra le altre cose, il recupero dell'escursione dei cilindri di spinta principali e quindi il riavvicinamento delle due estremità della porzione di scudo telescopica, rendendoli pronti per il ciclo operativo successivo.

Siccome la fase di *re-gripping* ha una durata ben inferiore rispetto ai tempi di assemblaggio dell'anello, ecco che la modalità operativa a doppio scudo risulta essere molto vantaggiosa rispetto a quella a singolo scudo.

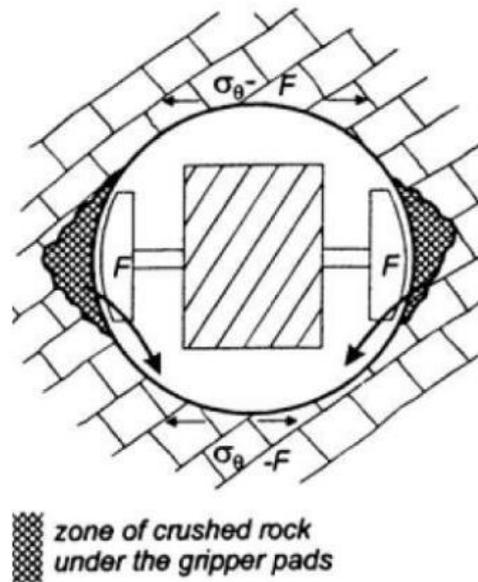


Figura 2.17 - Disgregazione della roccia sotto l'azione dei gripper (Wanner, 1980)

L'ulteriore vantaggio delle TBM doppio-scudate risulta nel poter operare in modalità singolo scudo, che sebbene meno efficace, consente però di affrontare condizioni dell'ammasso roccioso che non sono particolarmente ideali. Ad esempio, quando la qualità della roccia è tale da disgregarsi sotto la pressione esercitata dai *gripper*, ecco che tale inconveniente viene superato scaricando la propulsione sull'anello appena installato. Analogamente quando il materiale è tale da convergere sullo scudo oppure quando si transita in zone con la presenza di faglie, queste ultime contraddistinte da materiale particolarmente fratturato nel suo intorno, ecco che evitando l'escursione dello scudo nella sua parte intermedia si previene il rischio di essere impossibilitati a svolgere le operazioni di *re-gripping* causa presenza di materiale nella porzione telescopica.

Considerando la tendenza, anch'essa piuttosto consolidata, per la quale, ove possibile, si preveda l'installazione di conci di tipo SFRC (*steel fiber reinforced concrete*) anziché RC (*reinforced concrete*), dunque evitando la classica gabbia di armatura in favore di un certo quantitativo di specifiche fibre di acciaio, l'avanzamento in modalità *single Scield* pone una problematica strutturale. Più precisamente, il dover scaricare l'intera spinta per l'avanzamento (*thrust force*) su un anello senza apposita armatura nella zona del giunto circonferenziale può causare delle criticità come conseguenza delle tensioni di trazione, denominate *bursting* e *spalling*, che si sviluppano in seguito all'applicazione di un'importante forza di compressione su una limitata superficie di contatto, condizione che si osserva al di sotto delle scarpe della TBM durante l'avanzamento. Oltretutto, se si opera in modalità a singolo scudo è probabile che ci si trovi in un materiale che almeno in parte è già arrivato a contatto con lo scudo, il quale nel caso di TBM *double Scield* è più lungo del solito, e che quindi sia richiesta una spinta maggiore rispetto al funzionamento in configurazione a doppio scudo.

Come per gli altri tipi di TBM da roccia, la testa fresante (figura 2.18) presenta degli utensili di taglio costituiti da dischi, che sotto l'azione rotatoria impartita alla stessa, unita alla spinta esercitata dalla macchina, incidono

la roccia fino a disgregarla ottenendo i cosiddetti *chips*, che una volta raccolti nella camera di scavo vengono convogliati nel *backup* della macchina tramite nastro trasportatore.



Figura 2.18 - Dettaglio testa fresante TBM doppio scudo (Herrenknecht.com)

2.4.2.2 Rivestimento di conci

Come precedentemente richiamato, l'utilizzo di conci in SFRC fa sì che per rivestire l'intero tracciato dell'opera ne siano richiesti almeno due tipi: quelli in SFRC e quelli in RC per le zone di cross passage. Queste ultime, data la redistribuzione delle sollecitazioni conseguenti alla creazione dell'apertura necessitano di essere caratterizzate da conci il cui rinforzo è costituito dalla classica gabbia d'armatura per far fronte al maggior impegno flessionale e di tensioni di trazione.

Nel caso oggetto di studio, la scelta di TBM a doppio scudo fa sì che, ove necessario, questa possa operare in modalità singolo scudo rendendo il più delle volte inadatti a tale scopo i conci SFRC, ma al tempo stesso poco pratici quelli in RC poiché, con riferimento ai tratti di tunnel non interessati da cross passages, tipicamente il rinforzo di armatura è solamente richiesto nelle zone dei giunti circolari e la rimanente parte di concio SFRC è in grado di reggere i carichi di progetto senza necessitare di barre d'acciaio. Dunque, quantomeno nel caso di utilizzo di TBM *double Shield*, si rende necessario prevedere l'installazione e soprattutto la prefabbricazione di tre tipologie di conci così definite:

- Conci SFRC, previsti lungo la maggior parte del tracciato ad esclusione delle zone di cross passage e di quei tratti in cui le condizioni geologiche risultano tali da ottenere dei valori di spinta per l'avanzamento che eccedono una certa soglia. Generalmente, il quantitativo di fibre previsto si aggira intorno ai $40 \pm 10 \text{ kg/m}^3$. Un'ulteriore limitazione che riguarda l'utilizzo del fibro-rinforzato è definita dall'*aspect ratio* del tunnel, ovvero una limitazione geometrica riferita alla snellezza della struttura espressa come rapporto tra il diametro interno e lo spessore del rivestimento (figura 2.19);

- Conci ibridi, previsti dove i precedenti non trovano applicazione e ad esclusione delle zone di cross passage. Costituiti da fibre metalliche e apposite barre d'armatura per cogliere le tensioni di *bursting* e *spalling*;
- Conci RC, utilizzati nelle zone di cross passage e ospitanti una gabbia d'armatura. Sulla base dell'esperienza pregressa, solitamente sono tre gli anelli di conci ai lati dell'apertura ad essere così equipaggiati, oltre a quelli interessati dall'apertura stessa.

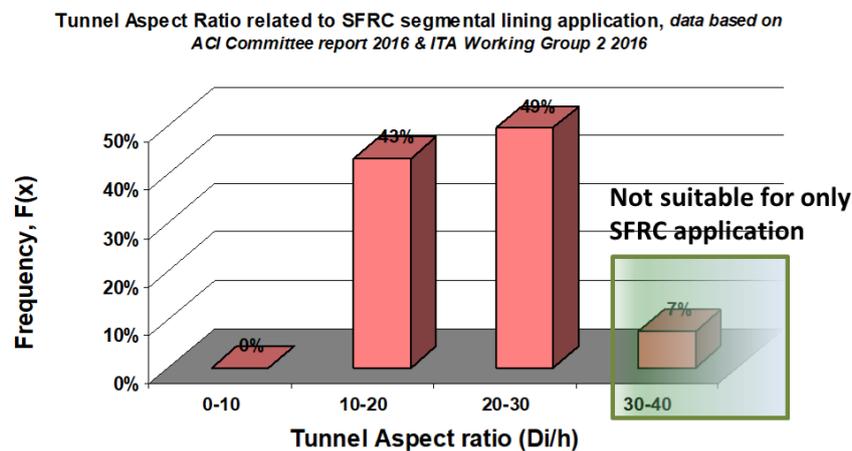


Figura 2.19 – Applicabilità di rivestimento SFRC in termini di aspect ratio del tunnel (Geodata)

Dato il largo impiego e i corrispondenti benefici, si rende necessario spendere qualche parola in merito ai conci in SFRC [15].

Una delle principali criticità riguardanti i convenzionali conci con gabbia d'armatura è individuata nella durabilità degli stessi, più precisamente in termini di corrosione delle armature a causa dei cloruri trasportati dall'acqua di falda attorno al tunnel. Questo aspetto è molto rilevante nel caso siano presenti delle fessure nei conci, anche qualora esse risultino rispettare i limiti imposti da normativa, come gli 0.3 millimetri a cui fanno riferimento molti codici, poiché si consente a tali ioni di penetrare nell'elemento e di dare origine al degrado delle armature. Uno dei vantaggi del rinforzo con fibre d'acciaio è proprio la capacità di queste ultime di collegare le due estremità delle potenziali fessure che si possono sviluppare, così come prevenire la propagazione delle stesse una volta che si sono generate. Questa capacità rende anche meno gravose le fasi che portano dal getto del concio alla sua installazione nella TBM poiché si assicura che al momento dell'assemblaggio dell'anello, i singoli componenti abbiano mantenuto la loro integrità strutturale. Sempre con riferimento alla prefabbricazione, il processo risulta più rapido poiché si evitano le tediose operazioni di preparazione delle gabbie di armature ricurve (figura 2.20).



Figura 2.20 - Posizionamento gabbia armatura in casseforme per getto (Solothurnerzeitung.ch)

Inoltre, in aggiunta ai benefici in termini di durabilità del rivestimento e di minori tempi di produzione, anche dal punto di vista meccanico si hanno dei vantaggi; ad esempio, la resistenza al fuoco risulta migliore evitando il distacco del copriferro così come il comportamento sotto condizioni di impatto o di fatica. Dal punto di vista di capacità, invece, la resistenza flessionale dei conci così formati è minore di quella offerta da un elemento avente barre d'armatura e da qui deriva la limitazione all'utilizzo, ad esempio nelle parti strutturalmente più esigenti, quali le zone di cross passage.

Inoltre, anche la risposta sezionale risulta molto diversa tra le due soluzioni (figura 2.21), il SFRC mostra un comportamento in cui si riscontra una certa duttilità post picco, cosa che nel RC è assente e si manifesta un'improvvisa riduzione del carico portato. Allo stesso tempo, il carico che induce le prime fessure risulta essere maggiore nel SFRC, a ragione della maggiore durabilità che risulta così garantita.

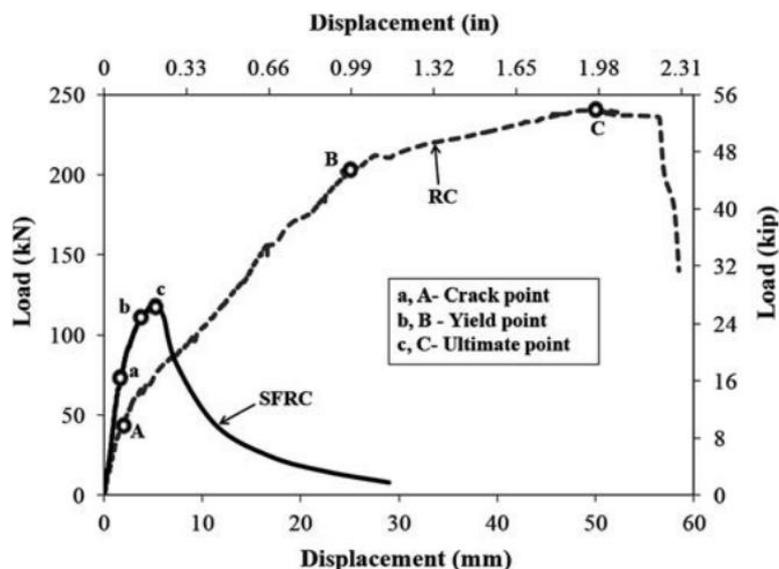


Figura 2.21 - Prova a flessione su conci in vera grandezza, RC vs SFRC [17]

2.4.2.3 Rappresentazione semplificata del *segmental lining*

Dal punto di vista della modellazione numerica, la rappresentazione di un rivestimento definitivo, quindi costituito da calcestruzzo armato, può avvenire in due modi: considerando il reale ingombro dello stesso all'interno della sezione trasversale e quindi andando a discretizzare tale geometria, ricavando poi lo stato di sollecitazione a partire dalle tensioni agenti in esso, oppure adottare degli speciali elementi appositamente definiti e che collassano la geometria reale in una linea, i quali sono formulati in modo tale da fornire come output lo stato di sollecitazione che li riguarda sottoforma di caratteristiche della sollecitazione, quindi entità pratiche quali sforzo normale, momento flettente e taglio.

Qualora il rivestimento in questione sia il cosiddetto *segmental lining*, ovvero costituito dall'assemblaggio di conci prefabbricati in anelli, tipicamente appannaggio della tecnica di scavo meccanizzata, si pone il problema di cogliere la reale configurazione nel piano della sezione trasversale, quindi tenere conto delle discontinuità che interessano il rivestimento e che vanno sotto il nome di giunti radiali.

Dal momento che il più delle volte il rivestimento è rappresentato tramite un elemento continuo anche quando esso è formato da conci affiancati, si deve tenere conto della diversa deformabilità che le due soluzioni presentano, a parità di dimensioni quali raggio e spessore. La maggiore deformabilità del *segmental lining* si riscontra anche nel caso della più efficace disposizione dei conci definita *staggered*, e cioè tale che la posizione dei giunti risulti sfalsata per anelli adiacenti (figura 2.22).

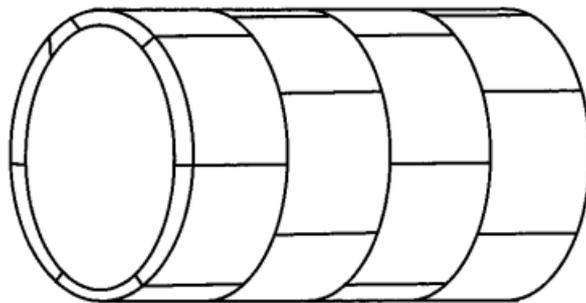


Figura 2.22 - Disposizione sfalsata dei giunti (*staggered arrangement*) *segmental lining* [16]

Inoltre, anche l'andamento delle sollecitazioni di natura flettente risulta alterato rispetto all'anello "rigido" poiché data la differente rigidità flessionale, le sezioni di concio e di giunto trasmettono un diverso valore di momento flettente; in particolare, sebbene il giunto possa essere assimilato ad una cerniera, è comunque in grado di portare una certa quota della sollecitazione, dunque non è corretto definirla "liscia".

Proprio grazie alla disposizione sfalsata, la differenza tra il momento flettente osservabile nel concio e nel giunto viene trasferita oltre il giunto stesso tramite i conci appartenenti agli anelli adiacenti a quello in

questione (figura 2.23) grazie all'attrito che si sviluppa lungo il giunto circonferenziale, così come grazie alla presenza dei connettori longitudinali detti *dowel*.

Per superare la questione di cui sopra, si fa ricorso alla teoria di Muir Wood (1975) [16], nella quale è definito come valutare il valore di inerzia equivalente dell'anello di conci da attribuire alla rappresentazione di tipo continuo, affinché a livello complessivo la risposta delle due configurazioni strutturali sia equivalente.

La formulazione proposta (2.10) è stata definita partendo dalle proprietà geometriche della sezione trasversale del concio e del giunto:

$$I_e = I_j + I_s \cdot \left(\frac{4}{n_j}\right)^2 \quad \text{con } n_j > 4 \quad (2.10)$$

dove:

- $I_j = \frac{b \cdot t_j^3}{12}$ è il momento d'inerzia del giunto
- $I_s = \frac{b \cdot t_s^3}{12}$ è il momento d'inerzia del concio
- n_j è il numero di giunti presenti in un anello

Una volta terminata l'analisi numerica è bene tenere conto della diversa distribuzione dei momenti flettenti che un anello di conci presenta rispetto al medesimo senza giunti e quindi avente una rigidezza flessionale uniforme.

Con riferimento ai suggerimenti della Japan Society of Civil Engineers (JSCE, 2007) [17] sono stati introdotti due parametri: *effective ratio* della rigidezza flessionale (2.11) e *transfer ratio* del momento flettente (2.12) che consentono di far fronte alla problematica espressa.

$$\eta = \frac{EI_e}{EI} < 1 \quad (2.11)$$

$$\zeta = 1 - \eta = \frac{EI - EI_e}{EI} > 0 \quad (2.12)$$

La (2.11) esprime il rapporto tra la rigidezza flessionale equivalente all'anello con i giunti definita dalla (2.10) e quella senza giunti; la (2.12) indica la quota parte di momento flettente trovato dall'analisi numerica svolta con la rigidezza equivalente che ogni giunto non trasferirà e che, come conseguenza, graverà sui conci appartenenti ai due anelli adiacenti. Precisamente, il singolo concio riceverà $M \cdot \zeta / 2$ da ciascuno dei due giunti a cui è affiancato, secondo la disposizione sfalsata.

Detto ciò, le sollecitazioni di momento flettente individuate al termine dell'analisi sono indicate nelle (2.13) e (2.14) dove si va ad aumentare il valore trasmesso dal concio e diminuito quello trasmesso al giunto rispetto al risultato dell'analisi con inerzia equivalente:

$$M_s = M_0 = (1 + \zeta)M \quad \text{agenti nei conci} \quad (2.13)$$

$$M_j = M_1 = (1 - \zeta)M \quad \text{agenti ai giunti} \quad (2.14)$$

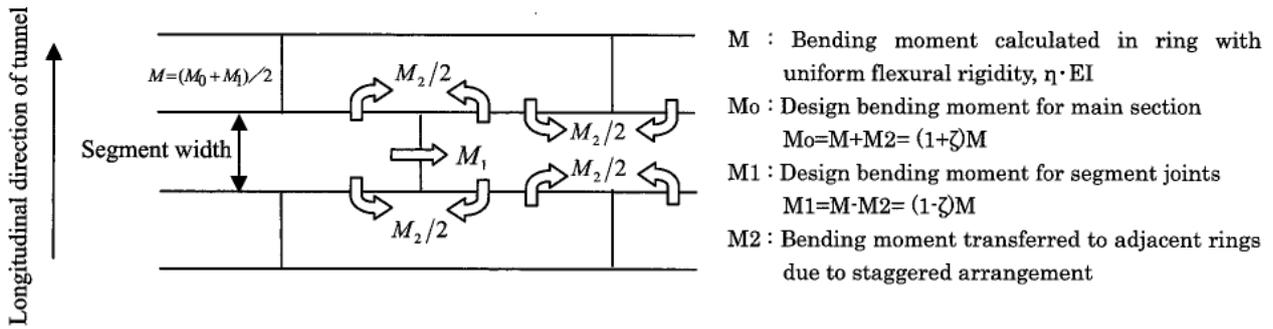


Figura 2.23 - Distribuzione momento flettente in segmental lining [17]

2.4.2.4 Connettori

I connettori, o *dowel*, sono degli elementi di connessione tra anelli di conci (figura 2.24), la cui disposizione è in senso longitudinale, dunque parallelo all'asse del tunnel, e ubicati in corrispondenza dei giunti circolariferenziali. In funzione della dimensione del tunnel e quindi del numero di conci, ciascuno di essi presenta il più delle volte da due a quattro alloggiamenti entro cui i *dowel* sono infilati per metà, in modo tale che la rimanente parte trovi posto nell'alloggiamento del concio appartenente all'anello adiacente (figura 2.25).

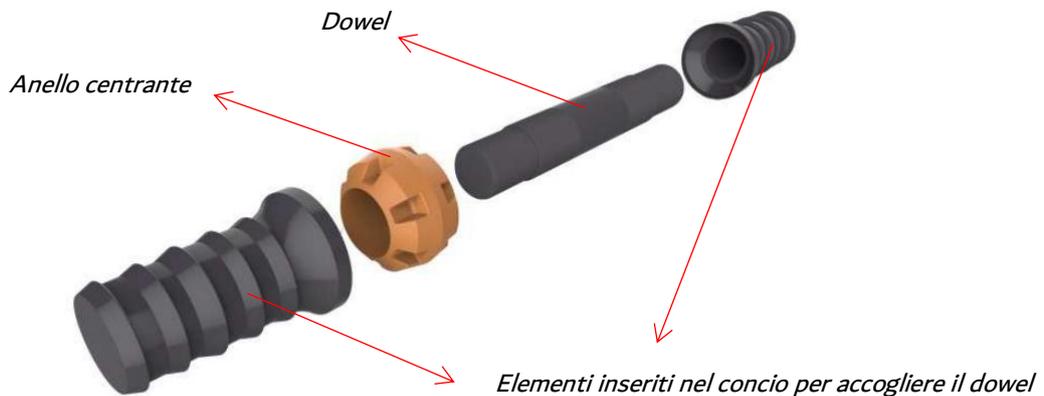


Figura 2.24 - Schema dowel (FIP industriale)

Essendo degli elementi lineari, il loro comportamento è contraddistinto da una rigidezza e resistenza sia assiale che trasversale, con quest'ultima che rappresenta la componente di maggiore interesse. Il comportamento assiale è stabilito tramite test di sfilamento (*pullout*) e la sua adeguatezza contestualizzata alle condizioni in sito riguardano essenzialmente la capacità a contrastare la trazione in essi indotta come conseguenza della compressione dell'impermeabilizzazione (*gasket*) e dei *packer*, dove questi ultimi sono dei

fogli di materiale polimerico posti sul giunto trasversale per migliorare la condizione di contatto al di sotto delle scarpe della TBM durante la fase di spinta.



Figura 2.25 - Trasporto di conci su MSV (Metro Tunnel Project - Melbourne, Twitter.com)

Il comportamento trasversale dei *dowel* assume la massima importanza in quelle condizioni in cui si possono verificare degli spostamenti differenziali tra i conci, come nelle zone di cross passage. Questo perché la creazione dell'apertura all'interno del rivestimento, a meno di una particolare geometria come di seguito analizzato, facendo così venir meno la continuità strutturale, implica dei maggiori spostamenti. Quindi, l'interazione dovuta ai connettori fa sì che vi sia un comportamento anche longitudinale del rivestimento, per cui la risposta, oltre che la trattazione del problema, assume a tutti gli effetti una natura tridimensionale.

Dal punto di vista dell'implementazione numerica esistono principalmente due possibilità: assegnare al *dowel* il suo reale comportamento, come da curva nominale fornita dal produttore; oppure, caratterizzarlo tramite un comportamento, anch'esso derivante da test di laboratorio, ma complessivo dell'interazione con il concio di calcestruzzo armato. Nel primo caso la prova di taglio è eseguita con il *dowel* inserito in un box d'acciaio, che grazie alla propria rigidità e resistenza, consente al connettore di esibire il proprio comportamento.

Nel secondo caso, invece, il posizionamento del *dowel* avviene all'interno di un blocco di calcestruzzo armato avente caratteristiche uguali a quelle previste per i conci del rivestimento. Ciò fa sì che il connettore manifesti un comportamento meno performante di quello nominale, poiché tale blocco è più deformabile del precedente box di acciaio ed oltretutto è proprio il blocco stesso a raggiungere uno stato di rottura non ammissibile, prima ancora che il *dowel*.

Di conseguenza, la curva carico-spostamento rilevata dal test, a seguito di opportuni post processamenti quali una linearizzazione degli andamenti, nonché l'applicazione di coefficienti di sicurezza che le specifiche norme forniscono in funzione del numero di prove eseguite al fine di cogliere la variabilità probabilistica del risultato,

rappresenta il comportamento complessivo dell'interazione *dowel*-concio, ovvero corrispondente alla reale risposta che si sviluppa nella zona di giunto.

Riguardo i test di taglio, essi vengono svolti secondo le prescrizioni fornite dalla norma AASCTO T253, la quale nasce per testare i connettori che si trovano tra le singole porzioni delle pavimentazioni in calcestruzzo armato come alternativa alle più comuni in conglomerato bituminoso. Lo schema adottato per i connettori tra conci risulta essere una modifica del precedente (figura 2.26) al fine di adattarlo allo scopo.

La configurazione in questione prevede l'utilizzo di tre blocchi di calcestruzzo contraddistinti da un uguale mix design, spessore e rinforzo d'armatura dei futuri conci usati nell'opera. I due blocchi esterni sono posizionati su un elemento di contrasto, mentre il blocco centrale è inserito tra i precedenti e connesso ad essi con uno o due *dowel*, a seconda della strumentazione di laboratorio, e non poggiante su alcun sostegno. La configurazione di carico vede l'applicazione della sollecitazione tagliante in modo distribuito e in corrispondenza delle due aree verdi anziché sull'intera superficie disponibile al fine di evitare che il carico stesso generi un qualche confinamento al calcestruzzo in corrispondenza delle zone di colore rosso, dove si svilupperà la rottura, in modo tale da avere un valore di resistenza più cautelativo.

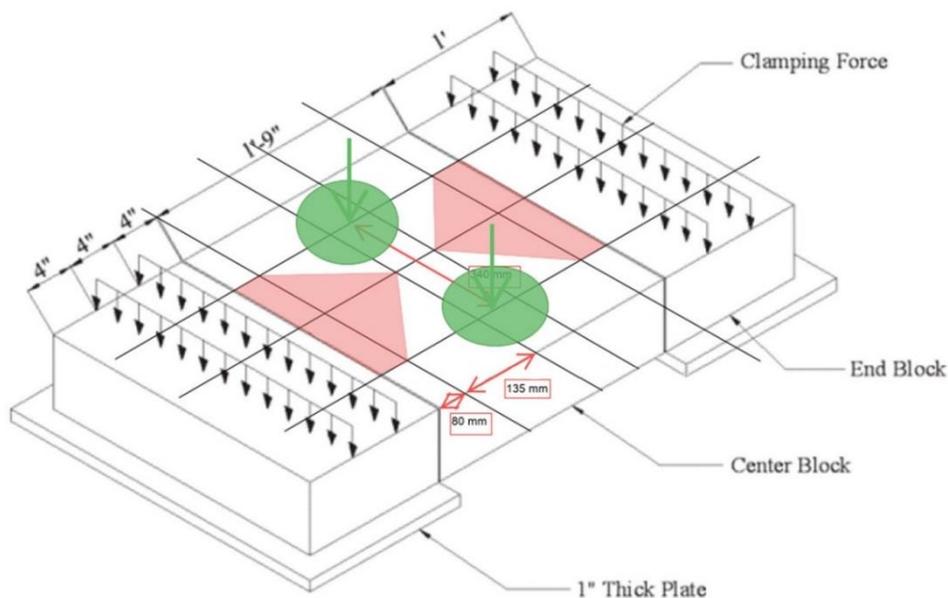


Figura 2.26 - Schema *dowel* test (AASCTO T253 modificato) (Geodata)

Un tipico svolgimento di test di questo genere prevede il sottoporre a prova sia blocchi di SFRC che RC con i rispettivi *dowel* previsti al fine di caratterizzare il comportamento che si manifesta al giunto circolare. In entrambi i casi, ad esempio, si testerà un certo numero di campioni (blocchi + *dowel*) fino a rottura (figura 2.27 e 2.28) ed eventualmente un certo altro numero di campioni sottoposti ad un "anticipato" carico di design, valutato con analisi preliminari, tale per cui al termine del test di possano osservare i blocchi allo scopo di individuare eventuali fessure formatesi e quindi avere un'idea su come il sistema si sia comportato.



Figura 2.27 - Shear test: schema di carico e rottura del blocco (Geodata)

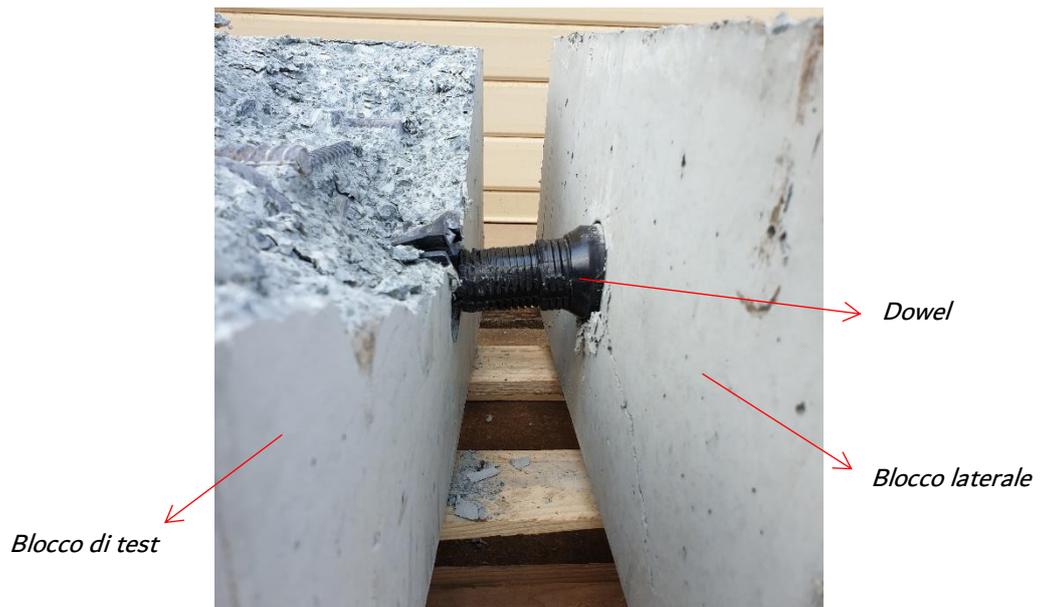


Figura 2.28 - Shear test: superficie di rottura post rimozione materiale distaccatosi (Geodata)

3 Caso studio

3.1 Informazioni generali sull'opera

L'opera presa a riferimento consiste in una tratta relativa ad un più ampio progetto legato ad una linea metropolitana, al quale però nel seguito non potrà essere fatto riferimento in modo esplicito in ragione di una riservatezza delle informazioni.

L'opera in sé è costituita non solamente dai tunnel e dagli altri spazi sotterranei, quali cross passage, stazioni, pozzi, *stub* tunnel e spazi di manovra dei treni, ma anche da altre opere civili ausiliarie, a completamento delle precedenti e ubicate in superficie.

La tratta analizzata è caratterizzata da una lunghezza di 5.5 km in cui la linea metro si snoda tramite un tunnel a due canne connesse da 13 cross passages. Le gallerie sono scavate da due TBM doppio scudo, che transiteranno in 2 stazioni e 2 pozzi precedentemente scavati.

Infine, per i cross passages è previsto lo scavo tramite escavatori con martelloni, a seguito della realizzazione dell'apertura nel rivestimento della galleria, ottenuta tagliando quest'ultimo con appositi dischi per calcestruzzo.

Con riferimento allo scavo con TBM, vi sono due aspetti fondamentali inerenti alla logistica ad esso associata. Il primo riguarda la collocazione ed avviamento dello stabilimento di prefabbricazione e stoccaggio dei conci che costituiranno il rivestimento; il secondo, invece, concerne le operazioni di trasporto eccezionale delle parti delle TBM e il loro successivo assemblaggio. Tali frese sono caratterizzate da un diametro di scavo pari a 7010 millimetri.

Spostandosi sulle caratteristiche principali del rivestimento di conci prefabbricati, questo presenta un diametro interno di 6170 mm ed è costituito da 6 conci di tipo "universale" (figura 3.1), descritti come 6+0, aventi una larghezza media di 1.7 m.

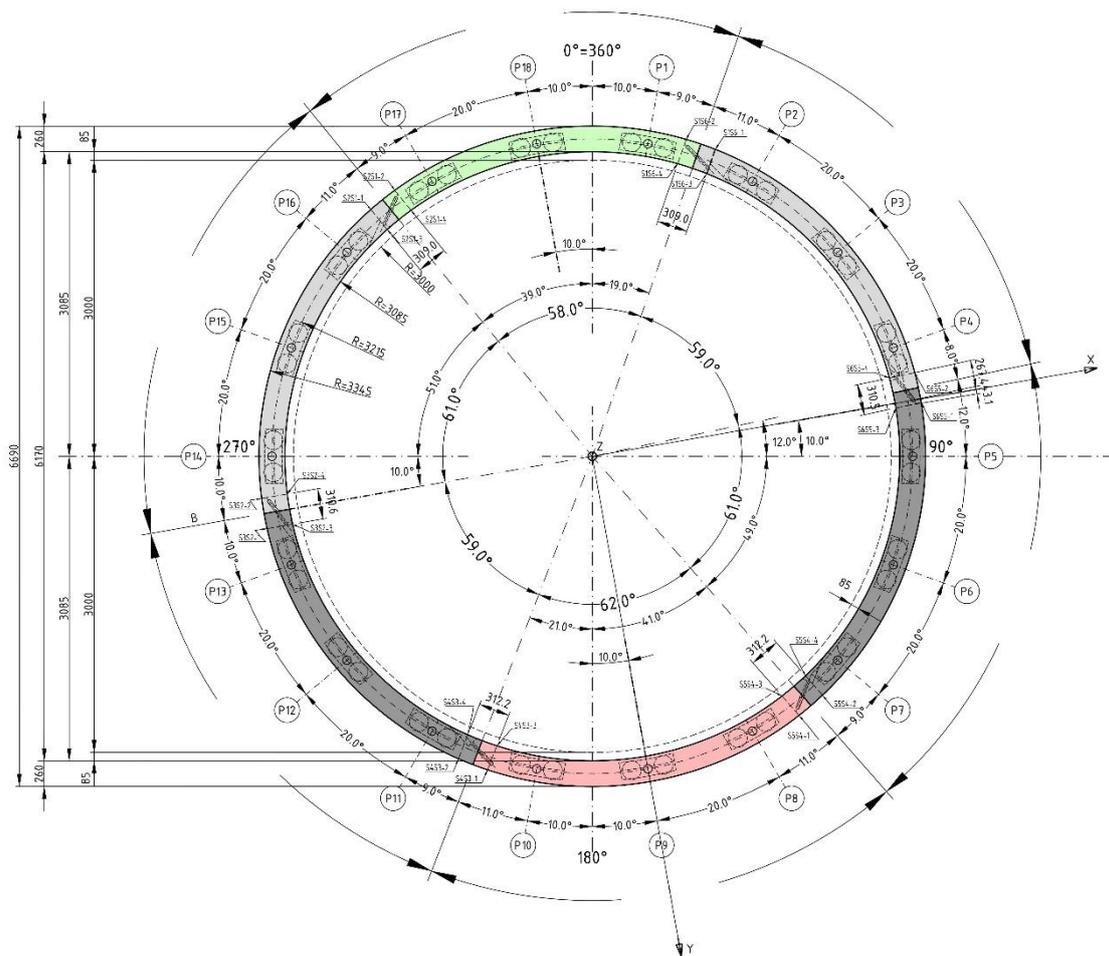


Figura 3.1 - Geometria segmental lining (Geodata)

Riguardo all'aspetto strutturale dei conci, in analogia a quanto descritto al paragrafo 2.4.2.2 dell'elaborato, la scelta è ricaduta sulla definizione di tre tipologie di elementi così individuati:

- Tipo SR1, calcestruzzo fibro-rinforzato previsto nella maggior parte del tracciato, dove i carichi agenti sono modesti;
- Tipo SR2, calcestruzzo fibro-rinforzato con rinforzo d'armatura localizzato nelle zone di giunto per quei tratti di opera con maggiori carichi, sia indotti dal terreno che di costruzione (spinta TBM), che non sarebbero sopportati in modo efficace dagli elementi di Tipo SR1;
- Tipo SR3, calcestruzzo armato per le zone di cross passage, inoltre è previsto l'equipaggiamento con *dowel* ad alta prestazione (*heavy duty dowel*). Questa configurazione è prescritta entro una distanza di 6 metri dall'asse del cross passage. Inoltre, questo tipo di conci viene anche installato in tutte quelle zone costituenti una singolarità dell'opera, ad esempio, l'intersezione tra i tunnel e i pozzi o le stazioni al fine di avere degli anelli più resistenti in quelle zone dove la risposta tenso-deformativa della struttura, e non solo, risulta essere chiaramente una questione tridimensionale.

Nel presente lavoro di tesi sono analizzati solo i conci di tipo SR3 (figura 3.2), dei quali si riportano le proprietà dei materiali componenti: calcestruzzo di classe 50/60 (tabella 3.1) e acciaio B450C (tabella 3.2), quest'ultimo presente sottoforma di barre $\phi 16$ e $\phi 20$ disposte in senso longitudinale e circonferenziale, rispettivamente. Gli elementi di bordo (blu e rosa) sono disposti radialmente e costituiti anch'essi da barre $\phi 16$ con funzione di rinforzo localizzato per l'alloggiamento dei *dowel*, ma anche per la zona di giunto radiale.

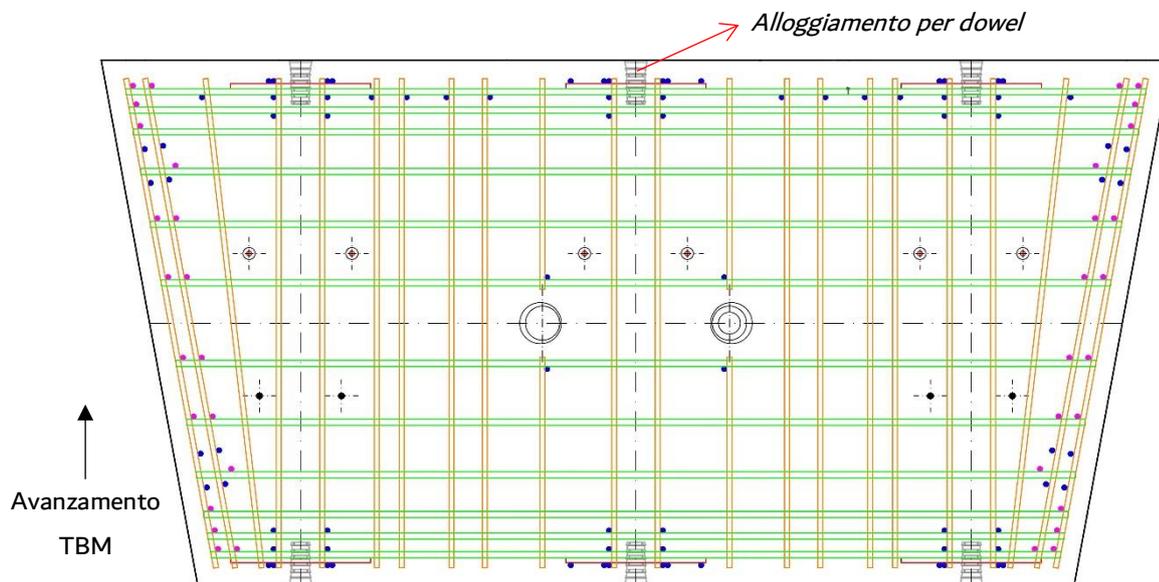


Figura 3.2 – Vista sviluppata, elemento di chiave concio SR3 (Geodata)

Tabella 3.1 - Proprietà calcestruzzo C50/60

f_{ck}	[MPa]	50
E	[MPa]	37000
ν	[-]	0,2
γ	[kN/m ³]	25

Tabella 3.2 - Proprietà acciaio B450C

f_{yk}	[MPa]	450
E	[MPa]	200000

3.2 Descrizione della geologia e delle unità geotecniche

La conoscenza delle condizioni geologiche e geotecniche è un requisito fondamentale poiché l'intera progettazione dell'opera si basa su quanto si è riusciti ad investigare, andando a coniugare la necessità di raccogliere il maggior numero di informazioni per avere una certa affidabilità dei parametri ricavati, anche a seguito di test di laboratorio, con il budget economico previsto per tali attività.

Riguardo l'opera analizzata, le informazioni sono state ottenute principalmente a seguito di decine di perforazioni di sondaggio in prevalenza verticali, ma sono anche stati svolti test all'interno di trincee così come alcune indagini geofisiche. Inoltre, in aggiunta alle investigazioni legate al progetto, si sono sfruttate quelle "storiche" relative ad altre opere realizzate nella zona al fine di avere una maggiore completezza di quale possa essere la collocazione spaziale delle varie litologie, nonché loro proprietà.

Una volta identificata la geologia della zona, si ricava il corrispondente modello geotecnico al fine di "classificare" il materiale in funzione delle proprie caratteristiche meccaniche al fine di svolgere le successive analisi. Si presenta ora una sezione longitudinale dell'opera (figura 3.3) in cui sono riportate le unità geotecniche individuate (tabella 3.3), nonché l'andamento altimetrico del tracciato.

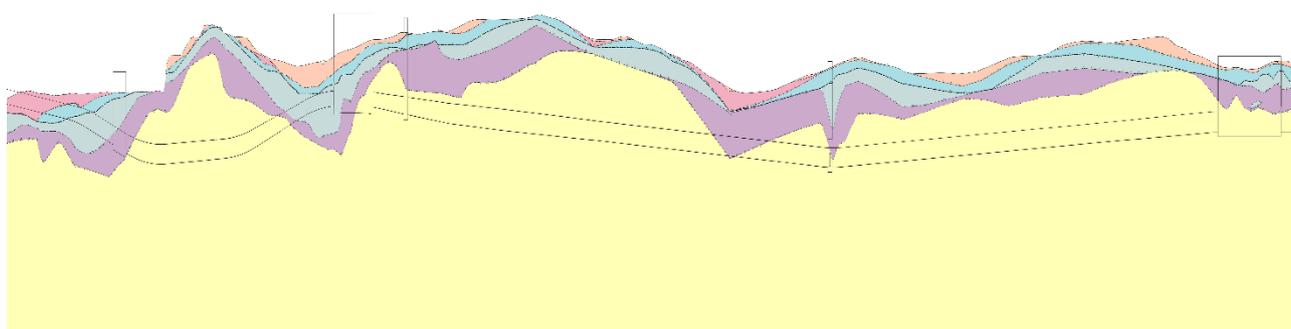


Figura 3.3 - Profilo geotecnico progetto di riferimento (Geodata)

Tabella 3.3 - Legenda profilo geotecnico

	ID	Litologia	
Suolo	S1	Riempimento	Orange
	S2	Alluvionale	Pink
	S3	Terreno residuale	Cyan
Roccia	R1	Scisti IV/V	Grey
	R2	Scisti III	Purple
	R3	Scisti II o migliore	Yellow

Unità rocciose

Gli ammassi rocciosi lungo lo sviluppo dell'opera sono prevalentemente composti da scisti a qualità variabile (tabella 3.4) con alcune lenti di arenaria, ma non tali da essere rilevanti ai fini del progetto. Gli scisti rappresentano una roccia sedimentaria ricadente nella classe delle argilliti, principalmente costituita da minerali di natura argillosa, ma anche altri quali quarzo e calcite, prevalentemente. La sua natura fa sì che una delle famiglie di discontinuità interessanti tali ammassi sia coincidente con i piani di deposizione (*bedding*

planes), ovvero superfici sub-orizzontali aventi persistenza del 100%, a meno di ricadere in zone interessate da strutture geologiche tali da alterarne l'immersione.

Tabella 3.4 - Proprietà meccaniche ammassi rocciosi

		γ	ν	E_{u50}^{ref}	E'_{50}^{ref}	E'_{ur}^{ref}	c	ϕ	GSI	UCS	Kx	Kz
	Roccia	[kN/m ³]	[-]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[kPa]	[°]	[-]	[MPa]	[-]	[-]
SC-V	Scisti V	24	0.3	100	100	200	20	30	20	1.3	1.00	1.00
SC-IV	Scisti IV	24	0.3	200	-	-	65	30	35	2.7	1.00	1.00
SC-III	Scisti III	24	0.25	400	-	-	105	39	45	5.8	1.00	1.00
SC-II	Scisti II	24	0.25	800	-	-	210	44	55	11	$\sigma_H = 1.1 + 1.3\sigma_v$ $\sigma_h = 0.6\sigma_H$	
SC-I	Scisti I	24	0.25	1500	-	-	350	46	55	20		

Le grandezze sopra riportate (tabella 3.4) sono:

- γ : peso specifico del materiale;
- ν : coefficiente di Poisson;
- E_{u50}^{ref} : modulo di Young secante in condizioni non drenate;
- E'_{50}^{ref} : modulo di Young secante efficace;
- E'_{ur}^{ref} : modulo di Young efficace durante lo scarico tensionale;
- c : coesione, criterio di rottura di Mohr-Coulomb;
- ϕ : angolo di attrito interno, criterio di rottura di Mohr-Coulomb;
- GSI: indice della qualità dell'ammasso roccioso, derivante dall'omonimo sistema di classificazione;
- UCS: resistenza a compressione mono-assiale della roccia intatta;
- Kx e Kz: coefficienti di spinta a riposo nel piano della sezione trasversale e longitudinale, rispettivamente.

Un'informazione importante legata alle formazioni rocciose riguarda lo stato tensionale in sito (figura 3.4), dove alla profondità dal piano campagna si relazionano i valori di tensione orizzontale maggiore (σ_H) e minore (σ_h). In particolare, per quanto riguarda l'unità geotecnica R3, nonché composta da scisti di classe I e II, risulta essere presente una condizione tensionale contraddistinta dal cosiddetto *horizontal locked-in stress*, ovvero, la presenza di una componente tensionale orizzontale aggiuntiva rispetto a quella attendibile sulla base del fattore di spinta a riposo K_0 , a sua volta indicante la relazione tra tensione orizzontale e verticale geostatica. La ragione di ciò può essere addebitata ad aspetti di natura tettonica o relativi al processo di formazione dell'ammasso.

Dalla rappresentazione dei risultati ricavati da prove di fratturazione idraulica svolte in sito, per lo stato tensionale orizzontale in scisti di classe I e II si propone la seguente relazione per la componente maggiore $\sigma_H = 1.1 + 1.3\sigma_v$ e la seguente per quella minore $\sigma_h = 0.6\sigma_H$. Riguardo le classi III, IV e V lo stato tensionale può essere considerato isotropo; quindi, non vi è distinzione tra le tensioni orizzontali, così come con quella verticale.

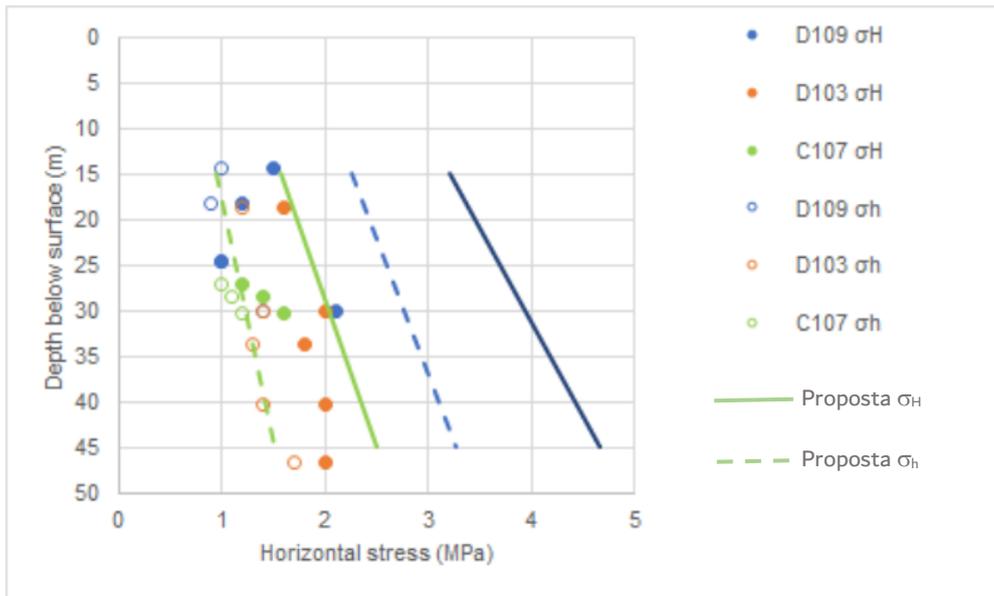


Figura 3.4 - Stato tensionale scisti I/II (Geodata)

Si presenta di seguito una breve descrizione qualitativa delle diverse classi di scisti [1] incontrate lungo il tracciato dell'opera. Nelle successive immagini, i due quadrati sovrapposti alla carta di Hoek sono relativi alla scala di analisi, l'arancione si riferisce a quella di 1m³; invece, il verde è associato alla scala del tunnel. Come si può osservare (figure 3.5, 3.6, 3.7, 3.8, 3.9) vi è una progressiva variazione della qualità del materiale, sia in termini di differente stato di fratturazione che di diverso contenuto di componente organica.

Scisti I

Materiale stabile caratterizzato dal potenziale distacco di piccoli blocchi, conseguenza di fenomeni gravitativi.

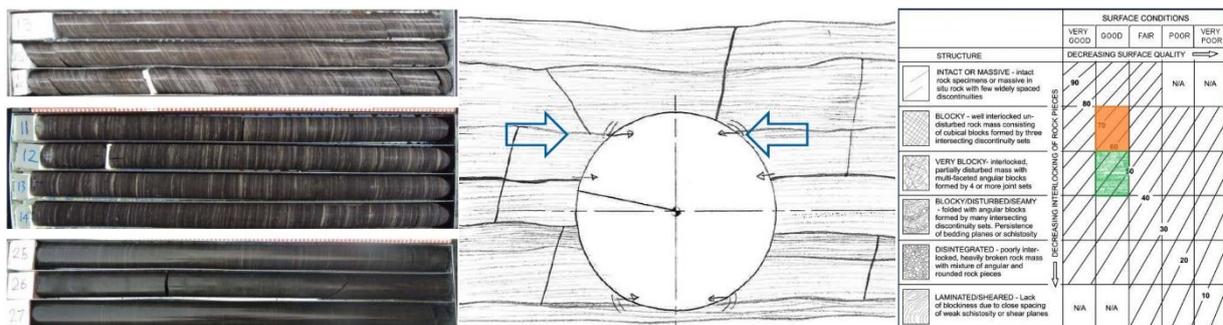


Figura 3.5 - Scisti I: carote estratte (sx), schematizzazione (centro) e GSI = 55 (dx) [1]

Scisti II

Complessivamente stabile con potenziale distacco di blocchi, principalmente indotto da fenomeni gravitativi e scivolamento causa superamento della resistenza lungo le discontinuità.

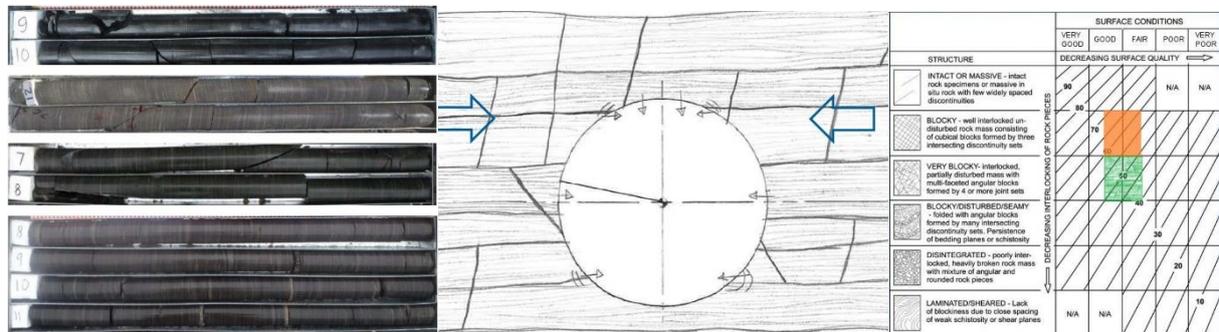


Figura 3.6 - Scisti II: carote estratte (sx), schematizzazione (centro) e GSI = 55 (dx)

Scisti III

Distacco di blocchi come caduta indotta dalla forza di gravità e scivolamento causato dallo scorrimento lungo le discontinuità oppure instabilità da fornello imputabile alle condizioni di bassa copertura.

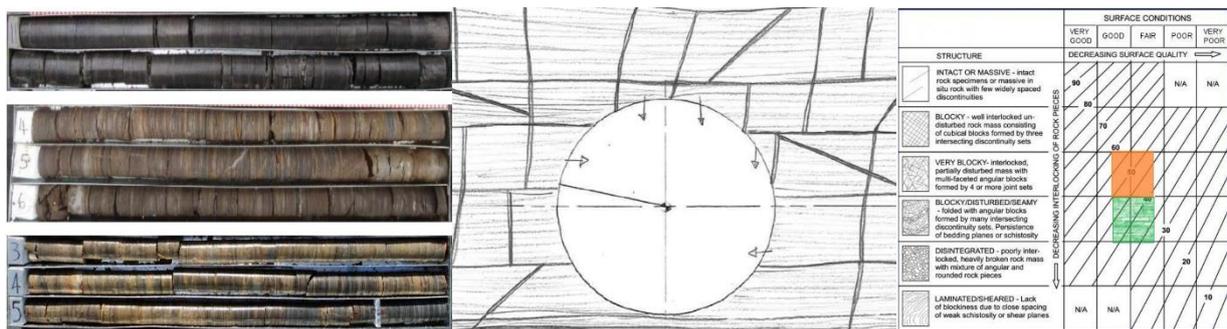


Figura 3.7 - Scisti III: carote estratte (sx), schematizzazione (centro) e GSI = 45 (dx)

Scisti IV

Instabilità da fornello causato dalle condizioni di bassa copertura oppure ampia sovra-escavazione in calotta con progressivo collasso.

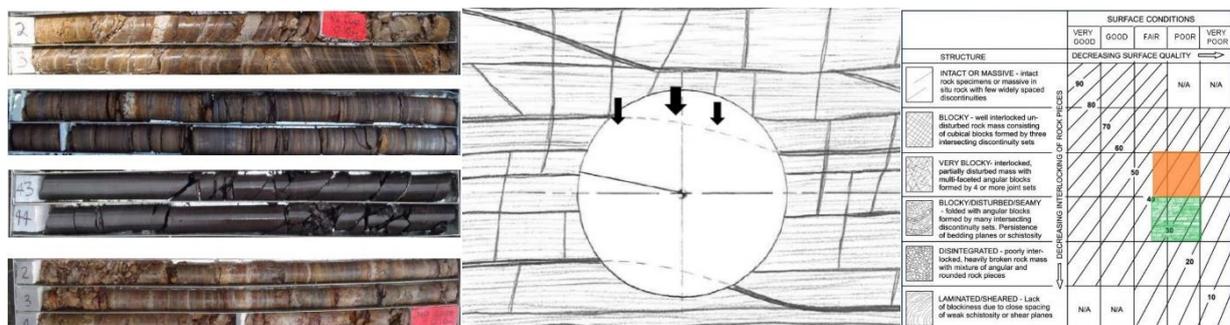


Figura 3.8 - Scisti IV: carote estratte (sx), schematizzazione (centro) e GSI = 35 (dx)

Scisti V

Ampia sovra-escavazione in calotta con progressivo collasso

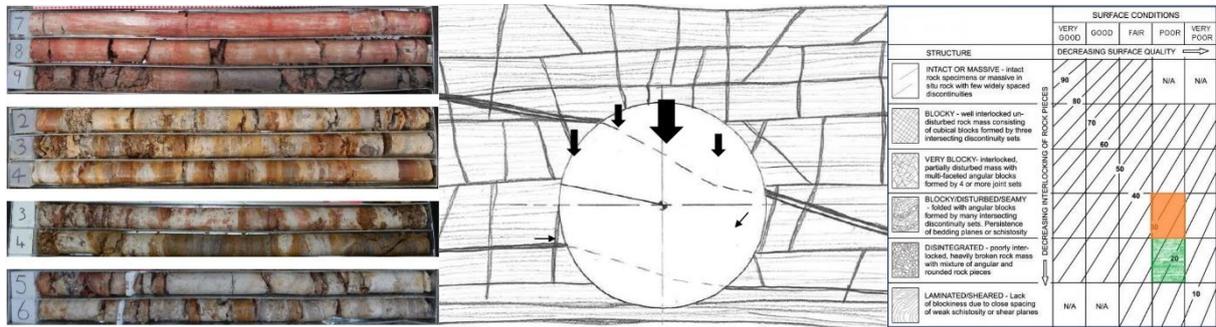


Figura 3.9 - Scisti V: carote estratte (sx), schematizzazione (centro) e GSI = 20 (dx)

Per quanto riguarda le altre unità geotecniche riscontrate, si fornisce una breve descrizione ed indicazione dei parametri meccanici (tabella 3.5).

Riempimenti

Sia per quelli definiti controllati, o ingegnerizzati, che per quelli incontrollati, la composizione principale vede una distribuzione di materiale avente natura ghiaiosa, sabbiosa e argillosa, variamente distribuiti lungo il tracciato. La consistenza è definita da morbida a dura.

Alluvionale

La composizione deriva da un misto di argilla ghiaiosa, argilla sabbiosa, argilla limosa, argilla ghiaiosa e sabbiosa, limo argilloso. La collocazione è da considerarsi nelle vicinanze di corsi d'acqua.

Terreno residuale

La posizione è al di sotto del materiale alluvionale e al di sopra del *bedrock*. Esso rappresenta uno strato di scisti completamente alterati e aventi una consistenza da rigida a dura.

Tabella 3.5 - Proprietà meccaniche suoli

		γ	ν	E_{u50}^{ref}	E'_{50}^{ref}	E'_{ur}^{ref}	c	ϕ	GSI	UCS	Kx	Kz
	Suolo	[kN/m ³]	[-]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[kPa]	[°]	[-]	[MPa]	[-]	[-]
F	Riempimento	18	0.35	21	18	63	0	28	-	-	0.53	0.53
EF	Riempimento ingegnerizzato	21	0.35	30	-	-	0	34	-	-	0.44	0.44
A	Alluvionale	18	0.35	8	7	24	3	26	-	-	0.56	0.56
R	Terreno residuale	19	0.3	20	17	60	5	28	-	-	0.53	0.53

4 Svolgimento delle analisi

4.1 Approccio adottato

Lo svolgimento dell'elaborazione di seguito presentata può essere divisa in due parti: modellazione geotecnica e modellazione strutturale.

Le analisi geotecniche rappresentano la prima parte dello studio condotto affinché si potesse valutare il comportamento dell'ammasso roccioso entro cui lo scavo è realizzato al variare della sua qualità incontrata lungo il tracciato. Con "comportamento" si fa principalmente riferimento alla stabilità della roccia una volta che questa sia interessata dallo scavo. L'obiettivo di questa prima parte consiste nell'individuare le sollecitazioni agenti all'interno del rivestimento al termine delle fasi di scavo dei tunnel correnti, al fine di condizionare i successivi modelli strutturali. La modellazione è stata svolta con il software RS2 (Rocscience), dunque ha riguardato un'analisi di tipo bidimensionale.

Le successive analisi strutturali hanno visto lo studio dei tronchi di tunnel corrente nell'intorno dell'apertura per la realizzazione del futuro cross passage. I casi di carico sono quelli ricavati dall'analisi geotecnica ed opportunamente considerati anche a seconda della conoscenza delle diverse proprietà dell'ammasso roccioso considerato. Un'analisi in grado di efficacemente studiare quanto descritto presuppone una modellazione tridimensionale, svolta con l'ausilio del software Straus7 (Strand7).

Infine, sono state svolte le verifiche di sicurezza relative alla condizione di stato limite ultimo (SLU) e stato limite di esercizio (SLE) con riferimento alle condizioni di breve termine, ovvero durante la realizzazione dell'apertura e del collegamento, per valutare la compatibilità del dimensionamento strutturale previsto per il tunnel corrente nelle zone di cross passage. Il tutto seguendo i riferimenti normativi indicati dall'Eurocodice 2 - *Progettazione delle Strutture in Calcestruzzo* UNI EN 1992-1-1:2005, e in secondo luogo con le Norme Tecniche per le Costruzioni, NTC, versione aggiornata al 2018.

E' di seguito riportata una schematizzazione di come sono state approcciate le successive analisi (figura 4.1).

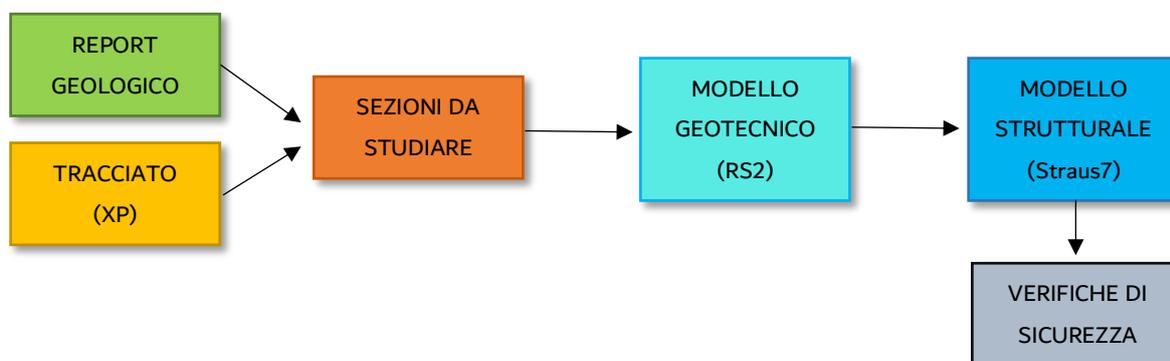


Figura 4.1 - Flow chart approccio adottato

4.2 Analisi geotecniche

4.2.1 Attività preliminari

Il primo passo ha riguardato la scelta delle sezioni da andare a studiare, per le quali il criterio di selezione si è basato sul ricercare tutte le progressive in corrispondenza delle quali è previsto lo scavo dei cross passages e tra queste scegliere quelle per cui i tunnel sono ubicati nei diversi materiali, più precisamente nelle diverse classi di scisti, per andare a definire i vari scenari che tali porzioni dell'opera incontreranno. Come si può notare (figura 4.2) l'unità geotecnica entro cui si snoda la maggior parte del tracciato è rappresentata dalla R3 e di conseguenza ciò è valido per l'ubicazione dei cross passages.

Le sezioni scelte per lo studio sono 5 (figura 4.2), una per ogni classe di scisti entro cui sono stati posizionati i cross passages (tabella 4.1). Per la classe scisti II, il collegamento preso a riferimento è quello contraddistinto dalla maggiore profondità dal piano campagna, quindi avente la maggiore copertura.

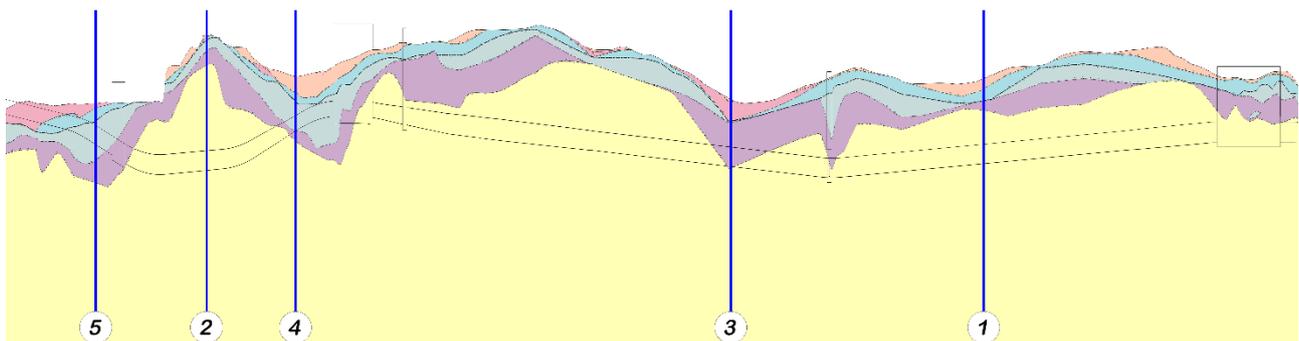


Figura 4.2 - Ubicazione sezioni analizzate

Tabella 4.1 - Sezioni analizzate

Sezione	Classe scisti	Profondità asse	C/D	Note
[-]	[-]	[m]	[-]	[-]
1	I	27,9	4,0	-
2	II	35,2	5,0	Massima copertura
3	III	16,6	2,4	-
4	IV	21,8	3,1	-
5	V	13,3	1,9	Minima copertura

Individuate le sezioni da studiare, si passa alla modellazione; questa è stata svolta adottando un approccio bidimensionale poiché si vogliono ricavare le sollecitazioni agenti sul rivestimento prima di effettuare l'apertura, per cui lo studio in 2D è più che sufficiente. Con ciò, per ricreare le operazioni di scavo e di installazione del rivestimento, si vogliono riprodurre in un piano dei fenomeni che in realtà si manifestano

secondo una certa spazialità, di conseguenza, si farà riferimento al metodo convergenza-confinamento al fine di individuare il valore di pressione interna fittizia da associare all'istante di installazione del rivestimento.

I modelli realizzati hanno riprodotto fedelmente la stratigrafia che contraddistingue ogni sezione, così come il sovraccarico di 20 kPa presente a piano campagna, al fine di osservare come effettivamente il tunnel si comporta durante il suo scavo nel contesto entro cui si trova (figura 4.3).

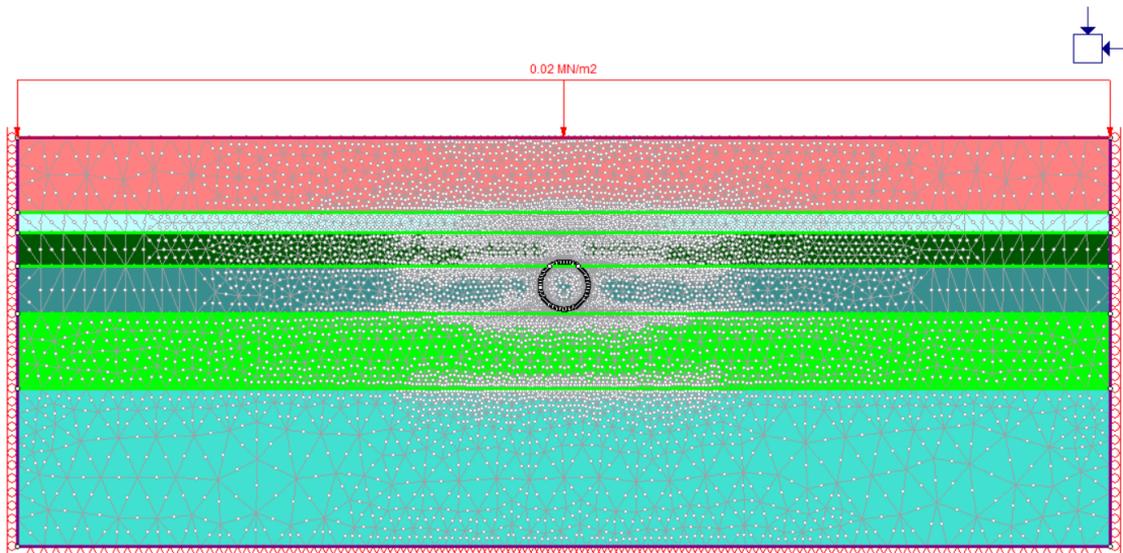


Figura 4.3 - Porzione di modello per ottenimento GRC

La pressione interna è stata modellata come un carico distribuito sull'intero perimetro di scavo avente un valore che punto a punto è uguale ed opposto a quello agente all'esterno del perimetro stesso. Tale carico è riprodotto come un *induced load* di tipo *induced stress load* in modo da contrastare adeguatamente le tensioni radiali. La pressione è stata poi progressivamente ridotta, secondo la sequenza 100%, 90%, 80%, 70%, 60%, 50%, 40%, 35%, 30%, 25%, 20%, 15%, 10%, 5% e 0%; al variare della sua intensità si sono rappresentati i valori di spostamento radiale ottenendo così la curva caratteristica.

Il tutto è stato ripetuto per le 5 sezioni oggetto di studio ottenendo il primo dei due strumenti del metodo convergenza-confinamento che saranno usati nel seguito (figura 4.4).

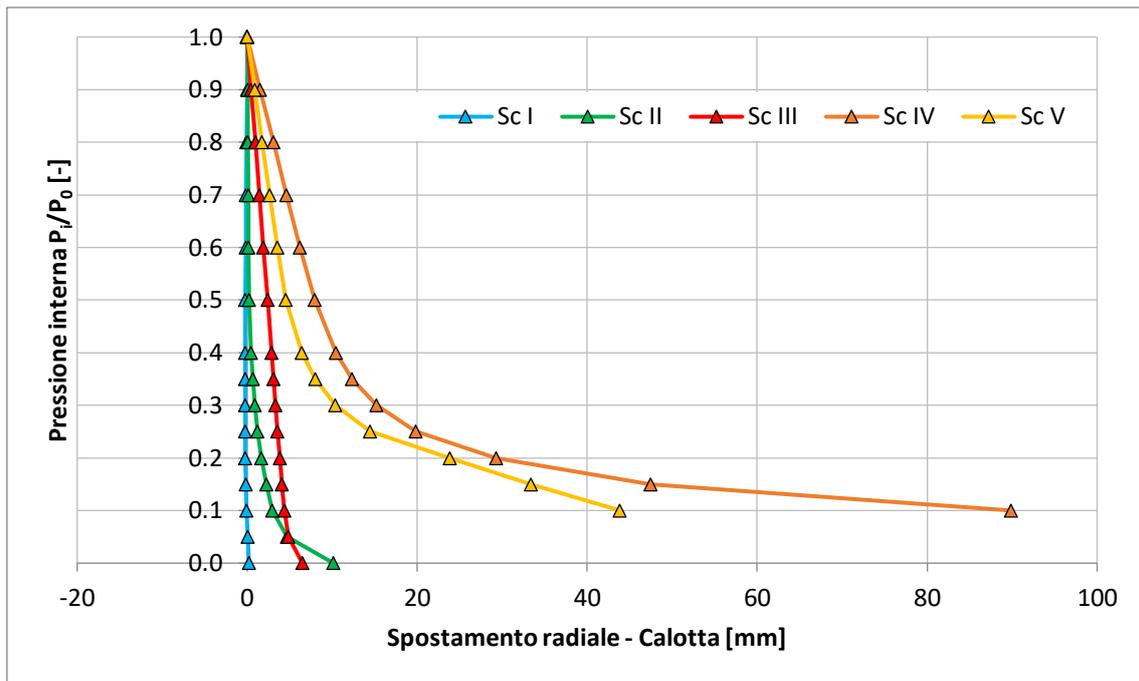


Figura 4.4 - Curve caratteristiche in calotta

Dall'osservazione di quanto trovato, si riconoscono subito due differenti comportamenti: il raggiungimento di un valore finito di spostamento radiale, sintomo di una condizione di equilibrio e quindi di una capacità di autosostenersi, associato gli ammassi di classe I, II e III, questo a livello complessivo, dunque senza far riferimento al distacco di eventuali cunei di roccia; invece, per le classi IV e V si nota l'instabilità globale che interessa i due ammassi di qualità meno performante, individuata dall'entità degli spostamenti radiali associati all'impossibilità di ottenere un loro valore in condizioni intrinseche, ovvero, quando la pressione fittizia interna vada a zero.

Inoltre, anche la pressione critica, definita come quel valore di "supporto" interno al di sotto del quale il materiale passa in campo plastico, evidenzia due comportamenti differenti.

Lo step successivo consiste nel definire in corrispondenza di quale valore di pressione interna fittizia si possa considerare l'installazione del rivestimento. L'individuazione di questo valore è fondamentale poiché da esso dipenderanno i carichi agenti sul supporto e di conseguenza il suo dimensionamento strutturale.

Come descritto al paragrafo 2.3, per ottenere l'incognita in questione si rende necessario passare dal profilo degli spostamenti longitudinali. Quest'ultimo è stato ottenuto secondo la formulazione proposta da Vlachopoulos e Diederichs (2009) [11] per la quale è sufficiente fornire in input i valori di raggio plastico R_{pl} e di spostamento radiale osservati in condizioni intrinseche u_{max} (figura 4.5). Combinando tali quantità secondo la relazione (2.6) si ottengono gli spostamenti radiali relativi al fronte u_0^* (tabella 4.2), i quali variano tra il 26% e 29% di quelli massimi.

Nel caso di scisti I e II si è tenuto conto della distinzione tra comportamento osservato in calotta e ai piedritti a causa della differenza di stato tensionale verticale e orizzontale. Inoltre, non è stato fatto riferimento agli scisti IV e V poiché la loro instabilità rende non sensato parlare di profilo degli spostamenti longitudinali nell'ambito delle relazioni analitiche adottate.

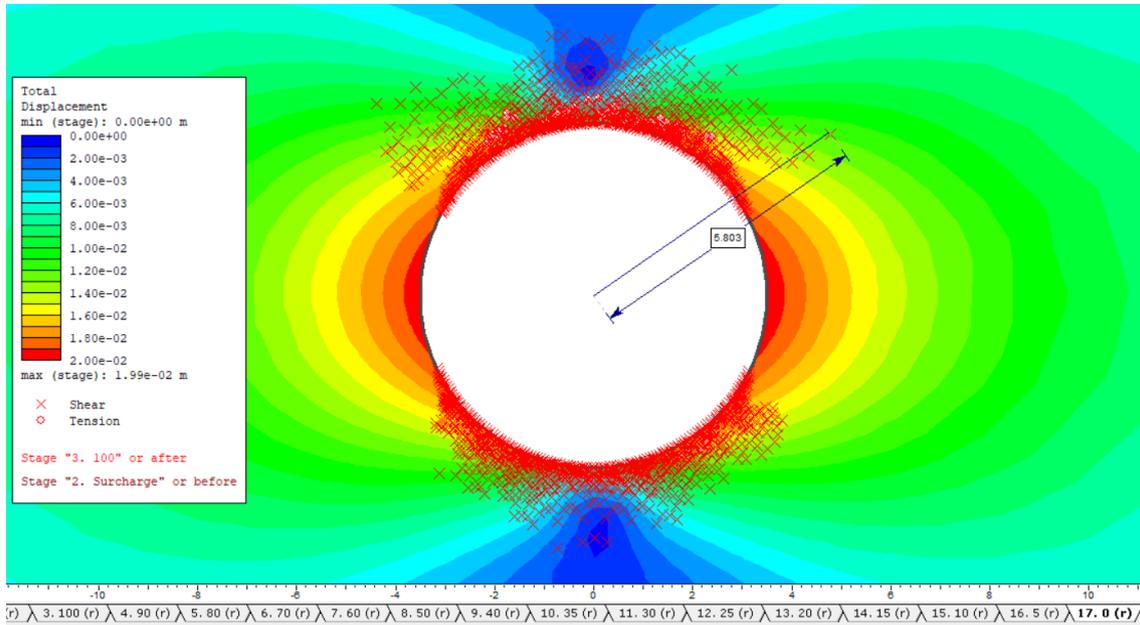


Figura 4.5 - Raggio plastico in condizioni intrinseche, scisti II

Tabella 4.2 - LDP: input e informazioni derivate

		Sc I Calotta	Sc I Piedritto	Sc II Calotta	Sc II Piedritto	Sc III
R_{pl}	[m]	4,13	3,50	5,83	3,50	4,43
R^*	[-]	1,18	1,00	1,67	1,00	1,27
u_{max}	[mm]	0,2	8,2	10,1	19,9	5,5
u_0^*	[-]	0,28	0,29	0,26	0,29	0,28

La successiva applicazione delle (2.7) e (2.8) consente di descrivere l'evoluzione del profilo al variare della distanza dal fronte, positiva o negativa che essa sia (figura 4.6).

L'informazione necessaria per entrare nel grafico così ottenuto deriva dalla distanza rispetto al fronte in corrispondenza della quale il singolo anello del rivestimento inizia ad interagire con l'ammasso circostante. Questa informazione, nel caso di scavo con tecnica meccanizzata, coincide con la posizione della coda dello scudo (*shield tail*) in quanto solamente nel momento in cui l'anello "esce" da tale parte della macchina, grazie anche all'immediata realizzazione delle iniezioni di *backfilling* che colmano così il gap con il perimetro di scavo, esso incomincia ad essere caricato come effetto della convergenza che si manifesta per i successivi

avanzamenti dello scavo stesso. Nel caso specifico, la lunghezza dello scudo è pari a 13.6 metri; dunque, entrando nel LDP (figura 4.6) con tale ascissa si trova lo spostamento radiale relativo.

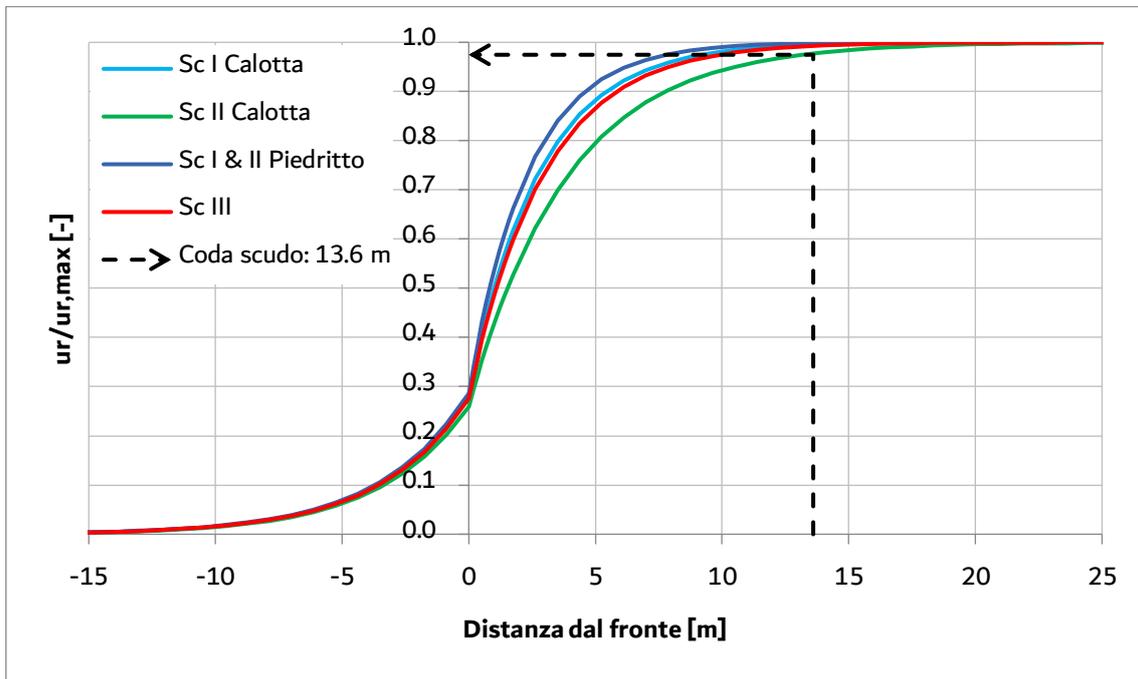


Figura 4.6 - Profilo degli spostamenti longitudinali (LDP)

Con riferimento alla curva degli scisti II in calotta, la quale risulta essere quella che evolve “meno velocemente”, lo spostamento relativo associato alla posizione della coda dello scudo è pari al 97% di quello totale. In generale, si può osservare come per le tre classi di scisti più performanti, lo scarico tensionale al momento di installazione del rivestimento sia pressoché totale e giustificato da due fattori. Il primo riguarda la qualità dell’ammasso roccioso, da media ad alta, per cui fa sì che questo si “scarichi” rapidamente; dunque, redistribuisca velocemente le tensioni in esso agenti; il secondo aspetto è comunque in qualche modo legato al primo in quanto la scelta di una TBM a doppio scudo, conseguenza della buona qualità della roccia, rende impossibile avere un controllo sul rilassamento a cui l’ammasso va incontro durante lo scavo.

Relazionando il valore appena ricavato dal LDP con le informazioni della curva caratteristica relativa all’andamento preso a riferimento nel LDP stesso, si ottiene un valore di spostamento radiale di 19.4 mm al quale corrisponde una pressione interna fittizia intorno al 2% di quella geostatica (figura 4.7); per cui, praticamente l’ammasso raggiunge il completo scarico tensionale. Per la modellazione dei tunnel correnti, l’assunzione è che al momento di installazione dei conci la pressione fittizia interna sia pari al 5% di P_0 , ovvero si assume un valore di rilassamento del 95% in via cautelativa.

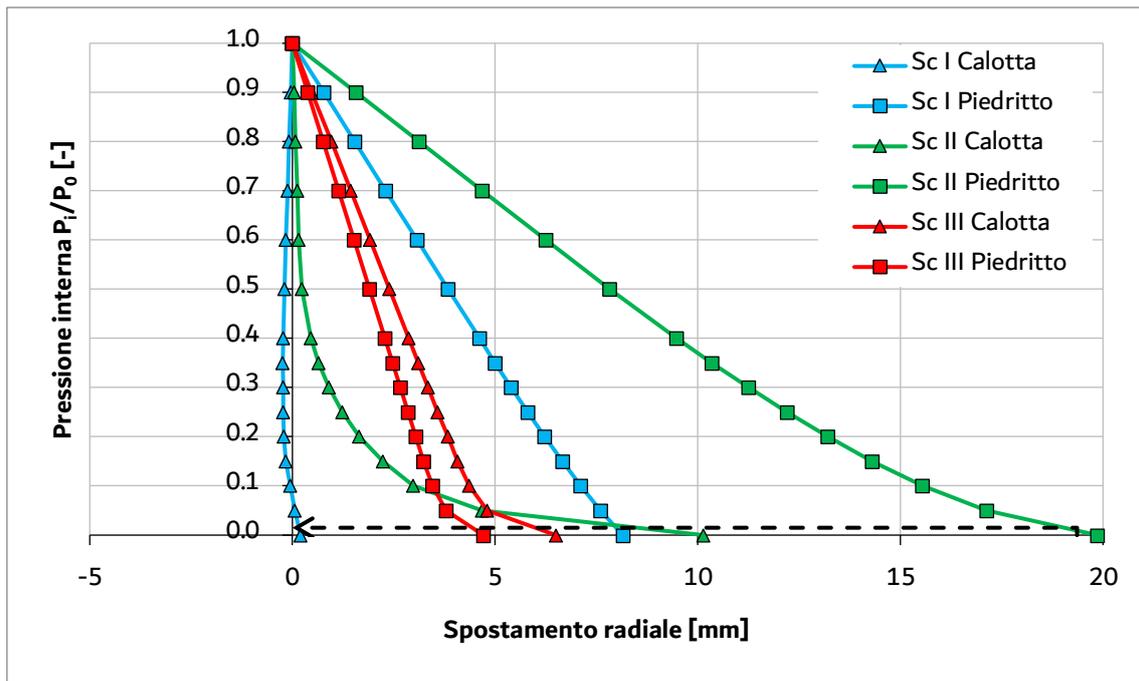


Figura 4.7 - Curve caratteristiche scisti I, II e III

Per quanto riguarda le sezioni in scisti IV e V, invece, non riuscendo a modellare la totale rimozione di materiale all'interno del tunnel causa collasso di quello circostante, riscontrato dalla non convergenza del modello numerico, il valore di rilassamento associato all'istante di prima interazione tra anello e ammasso roccioso è stimato in modo indiretto partendo dall'informazione relativa alla geometria dello scavo.

Non riuscendo a ricavare lo spostamento radiale finale causa instabilità del materiale, si intuisce però come quest'ultimo, nel suo processo deformativo di convergenza, arrivi ad appoggiarsi sullo scudo della fresa. Di conseguenza, conoscendo lo spazio tra lo scudo stesso e la superficie laterale dello scavo si è in grado di definire il massimo spostamento che si potrà sviluppare.

Sapendo che il diametro di scavo è pari a 7010 mm, così come quello della coda dello scudo che assume un valore di 6930 mm, si ricava la differenza tra i due, pari a 80 mm, che ulteriormente dimezzata per riportarsi alla differenza in termini di raggio fornisce un valore di 40 mm.

Quindi, il valore di rilassamento in questione sarà il complementare della pressione interna fittizia tale per cui lo spostamento radiale in calotta andrà a coincidere con lo spazio presente tra il raggio di scavo e il raggio esterno della coda dello scudo. Ciò è giustificato dall'elevata rigidità di quest'ultimo che risulta tale da evitare un'ulteriore convergenza del cavo; dunque, una volta che avviene il contatto, lo spostamento radiale si esaurisce. Inoltre, la presenza delle operazioni di *backfilling* che cominciano esattamente al termine dello scudo, giocano in favore di tale assunzione poiché tale gap, oltre a quello tra scudo e raggio esterno del rivestimento saranno colmati (figura 4.8).

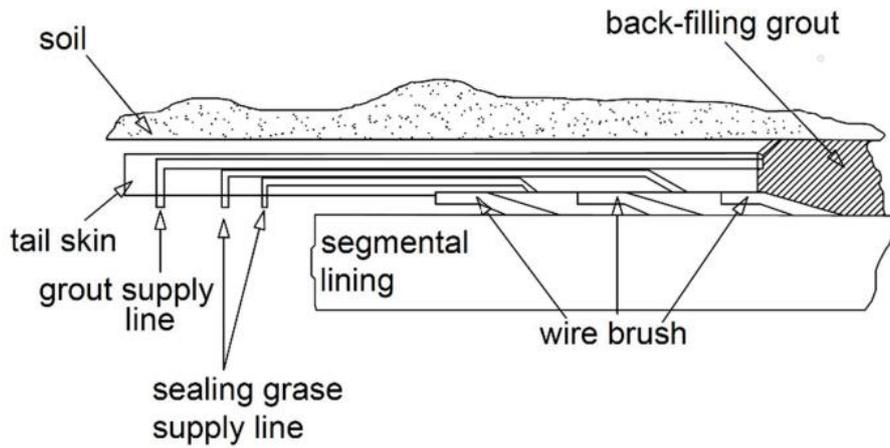


Figura 4.8 - Rappresentazione qualitativa geometria coda dello scudo

Il valore di pressione interna fittizia associabile alla condizione di contatto ammasso-scudo è così quantificato nel 20% di quella iniziale per entrambe le classi di materiale (figura 4.9).

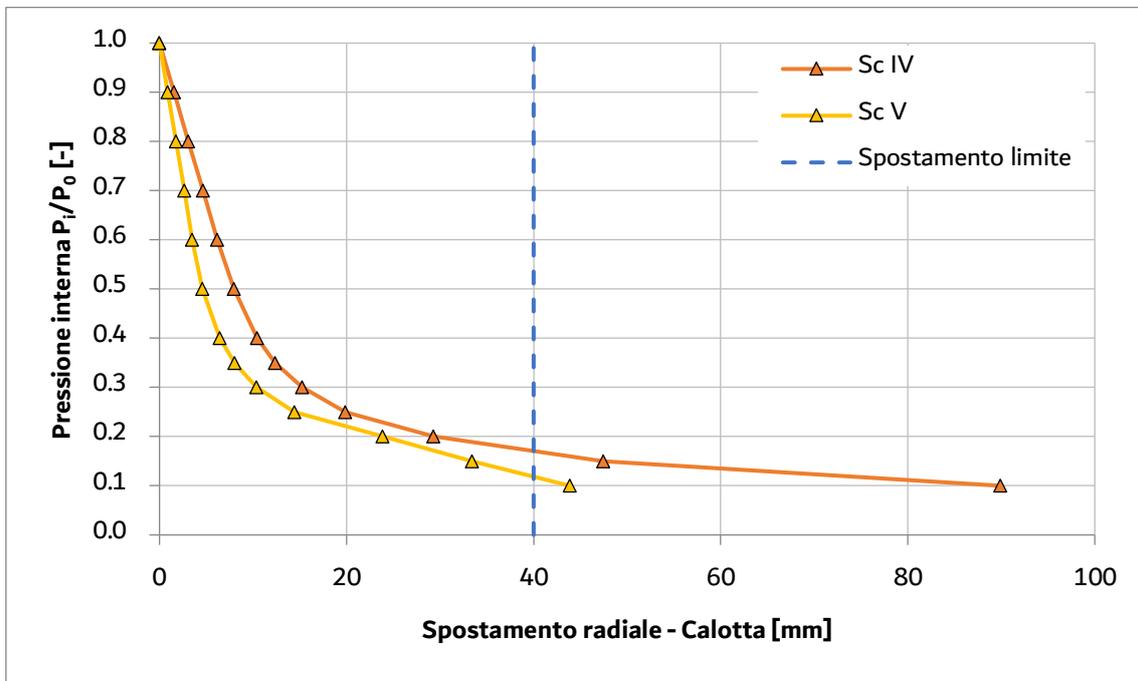


Figura 4.9 - Curve caratteristiche in calotta, scisti IV e V

4.2.2 Modellazione dell'opera

Nota l'informazione preliminare legata al valore di rilassamento dell'ammasso roccioso all'istante di installazione del rivestimento, è possibile partire con la modellazione delle 5 sezioni oggetto di studio.

In questo processo verranno descritti gli step standard seguiti per la realizzazione di un modello numerico agli elementi finiti, tramite il software RS2 [3].

Discretizzazione

Dal punto di vista geometrico, la modellazione ha coinvolto la riproduzione della stratigrafia all'interno di un dominio avente dimensione così definita (tabella 4.3), in cui D rappresenta il diametro di scavo e le due colonne denominate "Distanza" collocano il valore indicato a partire dal perimetro di scavo. Le quantità indicate sono state scelte in modo tale che alle estremità del modello si osservi uno spostamento superficiale sufficientemente piccolo rispetto a quello riscontrato al di sopra dei tunnel.

Un altro elemento geometrico da inglobare è il perimetro di scavo, pari a 7010 mm; quindi, si rappresenteranno i contorni delle due gallerie distanziate di una quantità pari ad 1 diametro di scavo rispetto ai due piedritti più prossimi. In aggiunta si è anche riportato il perimetro relativo al diametro esterno del rivestimento, pari a 6690 mm, affinché il gap tra le due circonferenze, 160 mm in termini di raggio, sia colmato da un materiale coincidente con le iniezioni di *backfilling*.

Riguardo la mesh, è stata adottata una discretizzazione di tipo *graded* con elementi di tipo *6 noded triangles*, ovvero vi è una discretizzazione triangolare in cui oltre ai nodi in corrispondenza dei tre vertici, se ne aggiungono altrettanti nella mezzera dei cateti.

Tabella 4.3 - Dimensioni dei domini analizzati

Sezione	Distanza laterale	Distanza inferiore	Larghezza totale	Altezza totale	N° elementi
[-]	[-]	[-]	[m]	[m]	[-]
1	15D	5D	230	66,4	9385
2				73,7	11413
3	10D		160	55,1	9105
4				60,3	10144
5				51,8	8214

Condizioni al contorno

A livello di condizioni al contorno sono stati assegnati sia vincoli in termini di spostamento, che di carico. Essendo i modelli tali da riprodurre una condizione di tunnel superficiale, e quindi anche il piano campagna, quest'ultimo sarà l'unico lato del modello ad essere libero, ovvero, senza impedimenti al movimento dei punti

che lo compongono; invece, i due limiti verticali saranno caratterizzati da spostamenti normali impediti; quindi, un carrello ad asse orizzontale che consente lo sviluppo di movimenti verticali; infine, il confine inferiore è assoggettato a vincoli di tipo cerniera, risultando così fisso nello spazio (figura 4.10). L'unica condizione al contorno sottoforma di carico è costituita dal sovraccarico di 20 kPa posto a piano campagna per rappresentare i carichi operativi che possono essere presenti durante l'esecuzione dei lavori.

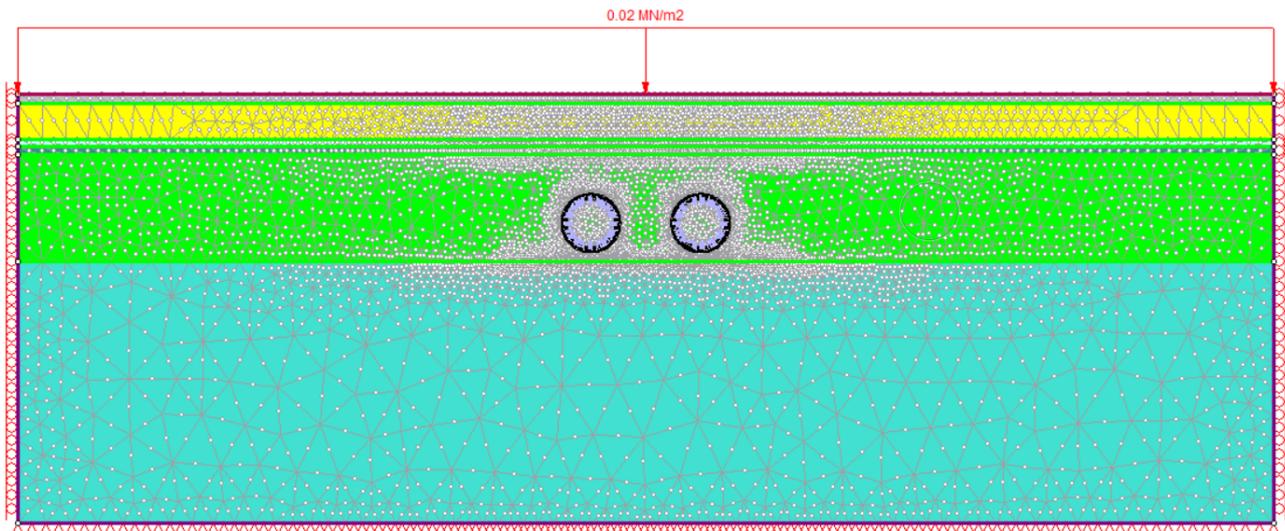


Figura 4.10 - Condizioni al contorno

Dal punto di vista della condizione di falda, uno degli approcci di modellazione consiste nel trascurare la presenza dell'acqua durante lo svolgimento delle analisi al fine non considerare l'effetto indotto dalle forze di galleggiamento, la presenza delle quali comporterebbe una riduzione delle sollecitazioni agenti nel rivestimento della galleria. Detto questo, però, la pressione idrostatica agente sul rivestimento verrebbe considerata in un secondo momento, solitamente tramite la definizione di un modello strutturale, il quale consente una migliore "gestione" delle varie condizioni di carico, ad esempio potendo attribuire a ciascuna di esse dei fattori parziali di sicurezza differenti; operazione che lato analisi geotecnica non è possibile compiere.

Proprietà dei materiali

Le proprietà attribuite agli strati rappresentati nei modelli sono le stesse presentate al paragrafo 3.2 (tabella 3.4 e 3.5), quindi con riferimento al peso proprio, coefficiente di Poisson, modulo elastico, coefficiente di spinta a riposo e parametri del criterio di rottura. Ed è proprio quest'ultimo a rappresentare la maggiore differenza tra i materiali definiti come roccia e come suolo; ai quali sono stati attribuiti i due seguenti criteri con un comportamento del materiale di tipo elasto-plastico perfetto:

- Hoek & Brown generalizzato [18] per gli ammassi rocciosi (4.1), dunque gli scisti di classe I, II, III, IV e V.

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (4.1)$$

dove:

- σ_1 e σ_3 rappresentano le tensioni principali maggiore e minore, rispettivamente;
- σ_{ci} coincide con la resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta (UCS);
- m_b , s e a sono tre costanti di seguito definite.

La peculiarità principale della versione generalizzata consiste nel dover definire anche la costante a , che altrimenti assumerebbe un valore pari a 0.5, adatto a descrivere la roccia intatta. Il criterio di Hoek & Brown, normale o meno, rappresenta lo standard nel caso di formazioni rocciose e partendo dalle proprietà della roccia intatta, investigate tramite prove di laboratorio, è possibile ricavare le “macroscopiche” proprietà dell’ammasso roccioso. In questo passaggio di scala si fa ricorso al GSI, un indice che è in grado di descrivere complessivamente l’ammasso in termini qualitativi, nel quale si tiene conto della struttura dello stesso in termini di *blockiness* e delle caratteristiche delle discontinuità. Tramite il GSI è così possibile risalire ai parametri m_b , s e a che descrivono il criterio di rottura dell’ammasso roccioso (4.2), (4.3) e (4.4).

$$m_b = m_i \exp[(GSI - 100)/(28 - 14D)] \quad (4.2)$$

$$s = \exp[(GSI - 100)/(9 - 3D)] \quad (4.3)$$

$$a = 1/2 + 1/6(e^{-GSI/15} - e^{-20/3}) \quad (4.4)$$

dove:

- m_i è un parametro della roccia intatta legato al tipo di materiale, ad esempio per gli scisti un suo valore tipico è pari a 8.

Il parametro D presente nelle precedenti relazioni è un fattore definito tra 0 e 1 che dipende dal livello di disturbo che le operazioni di scavo hanno indotto nell’ammasso roccioso. Ad esempio, come suggeriscono gli stessi autori, nel caso di scavo con TBM, solitamente il valore da considerare è tale da indicare un’assenza di disturbo, quindi $D = 0$.

Si riportano di seguito i valori ricavati per le tre costanti sopra indicate (tabella 4.4).

Tabella 4.4 - Valori costanti criterio Hoek & Brown

		m_b	s	a
	Roccia	[-]	[-]	[-]
SC-V	Scisti V	0,785	0,001	0,516
SC-IV	Scisti IV	0,601	0,000	0,526
SC-III	Scisti III	1,122	0,002	0,508
SC-II	Scisti II	1,604	0,007	0,504
SC-I	Scisti I	1,604	0,007	0,504

- Mohr-Coulomb per i suoli, vale a dire i riempimenti, i terreni residuali e quelli alluvionali. Come nel caso precedente, questo criterio è tra i più adottati nel caso di materiali non qualificati come roccia. La sua descrizione contiene due parti, una legata alla coesione interna al materiale, l'altra riconducibile ad una resistenza di tipo attritivo, quindi governata dalle tensioni normali (4.5).

$$\tau = c' + \sigma' \tan(\varphi') \quad (4.5)$$

dove:

- c' è la coesione efficace;
- φ' è l'angolo di attrito interno efficace.

Oltre alle litologie, che rappresentano praticamente l'intero dominio, sono compresi degli ulteriori elementi e materiali.

Il primo di questi è il rivestimento di conci prefabbricati, il quale è modellato come un elemento circolare e continuo, un pezzo unico. Esso viene definito come un elemento di tipo *liner*, che a sua volta è di tipo *standard beam* al quale viene assegnato un comportamento elastico, di conseguenza non è necessario fornire i corrispondenti parametri definenti le condizioni di rottura, dato che quanto applicato presuppone la sua adeguatezza in termini di resistenza nei confronti delle azioni in gioco.

Un aspetto pratico dei *liner* è che questi sono degli elementi appositamente formulati in modo tale che tra gli output ad essi collegati, l'informazione relativa allo stato di sollecitazione sia espressa in termini di sforzo normale, momento flettente e taglio. Tra le proprietà di seguito riportate per descrivere il rivestimento (tabella 4.5) non figura il peso proprio, il quale è stato trascurato per poi essere considerato nelle successive analisi strutturali.

Tabella 4.5 - Proprietà rivestimento in RS2

Modulo elastico	[MPa]	37000
Coefficiente di Poisson	[-]	0,2
Area	[m ²]	0,26
Momento di inerzia	[m ⁴]	0,000921

Il valore di modulo elastico è relativo ad un calcestruzzo di classe C50/60 e l'area della sezione trasversale di ciascun concio è riferita ad 1 metro di profondità in quanto analisi 2D, quindi dovuta ad una sezione trasversale di dimensioni 1 x 0.26 m.

Il valore di momento di inerzia, invece, non è quello corrispondente alla sezione avente le dimensioni appena indicate, ma è minore. Questo per richiamare l'approccio proposto da Muir Wood [16] e descritto al paragrafo 2.4.2.3, tale per cui è possibile ricavare quel valore di momento di inerzia che se attribuito ad un anello del

Tabella 4.6 - Calcolo proprietà equivalenti rivestimento in RS2

Proprietà del materiale			
Modulo elastico calcestruzzo	E_c	GPa	37,00
Peso specifico calcestruzzo	γ_c	kN/m ³	25
Caratteristiche del rivestimento			
Diametro interno rivestimento	D_{inn}	m	6,17
Spessore concio	t_s	m	0,26
Larghezza concio	L_s	m	1,70
Numero di conci in 1 anello	N_s	m	6,00
1/3 concio di chiave?	KS	-	NO
Diametro esterno rivestimento	D_{out}	m	6,69
Inerzia concio	I_s	m ⁴	0,0015
Rigidezza assiale concio	EA	MN/m	9620
Rigidezza flessionale concio	EI	MNm ² /m	54
Rigidezza del rivestimento (Muir-Wood, 1975)			
Larghezza giunto	t_j	m	0,15
Inerzia giunto	I_j	m ⁴	0,0003
Inerzia da Muir Wood	I_{eq}	m ⁴	0,000921
Effective ratio rigidezza flessionale	η	-	0,63
Transfer ratio momento flettente	ξ	-	0,37
Rigidezza flessionale equivalente	EI_{eq}	MNm ² /m	34

L'altro materiale considerato nel modello riguarda le iniezioni di *backfilling* a tergo del rivestimento e assegnate alla porzione di dominio tra il perimetro di scavo e l'estradosso del *segmental lining*.

La tipologia di miscela cementizia considerata fa riferimento ad un materiale bi-componente, il quale risulta essere una scelta che negli ultimi anni trova applicazione anche nel contesto di TBM doppio scudate, a sostituzione del tipico riempimento composto da un misto di malta e di cosiddetto *pea gravel*, ovvero un ghiaietto utilizzato per colmare il gap. Una delle ragioni a supporto di questa soluzione è sicuramente il maggiore livello di automazione che può essere garantito tramite le iniezioni che avvengono alla coda dello scudo, tra l'altro con una relativa facilità poiché i due componenti combinati sono fluidi, i quali appena dopo essere stati uniti, in prossimità della posizione di iniezione, reagiscono cominciando a manifestare un comportamento "geloso" fino a raggiungere una consistenza solida man mano che essa matura. Inoltre, una elevata percentuale di riempimento dello spazio vuoto può essere completata durante il ciclo riguardante le operazioni di *re-gripping* [19].

Le proprietà meccaniche di maggiore interesse risultano essere i parametri di deformabilità dato che tale materiale viene modellato con comportamento elastico e del quale non interessa l'eventuale rottura, in quanto la sua funzione principale è di garantire il contatto tra superficie di scavo e rivestimento. Con ciò si garantisce

il corretto fissaggio e sostegno della posizione degli anelli assicurando un'omogenea interazione con l'ammasso roccioso, evitando qualunque movimento relativo causato dal peso proprio del rivestimento e delle sollecitazioni derivanti dalla spinta dei cilindri della fresa, così come nei confronti del peso del *backup*. Inoltre, viene anche così migliorata l'impermeabilizzazione della galleria nei confronti delle acque sotterranee. Riguardo i cedimenti superficiali, l'immediata esecuzione delle iniezioni non appena l'anello lascia lo scudo fa sì che non vi sia un'ulteriore perdita di volume dovuta alla potenziale ulteriore convergenza del cavo.

Riguardo i parametri di deformabilità (tabella 4.7), l'elevato valore di coefficiente di Poisson riflette la composizione della miscela, costituita in gran parte da acqua [20].

Tabella 4.7 - Proprietà deformative *backfilling grouting*

Breve termine	Modulo elastico	[MPa]	200
	Coefficiente di Poisson	[-]	0,49
Lungo termine	Modulo elastico	[MPa]	1000
	Coefficiente di Poisson	[-]	0,44

Infine, troviamo le cosiddette interfacce, ovvero degli elementi anch'essi monodimensionali che vengono interposti sulla superficie di contatto tra il dominio rappresentante il terreno in corrispondenza di un perimetro di scavo e l'elemento strutturale che verrà lì posto. La funzione delle interfacce è perciò di riprodurre l'interazione dei due materiali a contatto, tramite la descrizione delle proprietà di rigidità e resistenza lungo la superficie.

Su RS2 tali elementi vengono definiti come *joint* e possono essere direttamente inglobati all'interno del rivestimento, quindi il *liner* prima descritto, tramite la definizione di un ulteriore elemento chiamato *composite property*, il quale risulta dall'unione dei due appena indicati. Le proprietà assegnate sono di seguito riportate (tabella 4.8); per la resistenza si fa riferimento ad un criterio di scivolamento in termini di Mohr-Coulomb, contraddistinto da un valore di picco dovuto alla sola coesione e un valore residuo che regola lo scorrimento descritto in soli termini attritivi.

A completamento di quanto indicato nel paragrafo 2.2.1, dove si faceva riferimento ad elementi di tipo "giunto" per la riproduzione delle principali famiglie di discontinuità dell'ammasso roccioso pur utilizzando un software FEM, ecco che questo elemento appena descritto consente di implementare ciò, e come conseguenza le proprietà assegnateli saranno quelle che descrivono il comportamento che si può sviluppare lungo la discontinuità, sia in termini deformativi che di resistenza allo scorrimento.

Tabella 4.8 - Proprietà deformative e di resistenza interfaccia

Rigidezza	Normale	[MPa/m]	8000
	Taglio	[MPa/m]	3000
Resistenza	Picco	[MPa]	0,09
	Residua	[°]	22

Stato tensionale iniziale

Ogni materiale è caratterizzato da diverse relazioni tra la tensione verticale, dovuta al peso proprio e al sovraccarico in superficie, e quelle orizzontali. Per cui, i valori di K_x e K_z coincidono con quelli riportati al paragrafo 3.2 (tabella 3.4 e 3.5), dove è anche descritto il risultato di alcune prove di fratturazione idraulica relative alla roccia di classe II (figura 3.4).

Stages

E' in questa fase che si va a definire il susseguirsi di operazioni che permettono di riprodurre come l'opera studiata prenda forma e come l'ambiente circostante possa interagire con l'oggetto dello studio.

Le fasi implementate al fine di ricreare la sequenza di scavo delle due canne del tunnel sono le seguenti:

- Condizione iniziale (figura 4.12.a)
Ottenimento dello stato tensionale geostatico;
- Attivazione sovraccarico
Ubicazione a piano campagna con modulo 20 kPa rivolto verso il basso;
- Scavo 1^a canna (sinistra) con rilassamento del 50% (figura 4.12.b)
Graduale riproduzione dello scavo;
- Prosecuzione scavo con rilassamento del 95% o 80% a seconda del materiale (figura 4.12.c)
Raggiungimento di un rilassamento relativo a quello individuato da applicazione del metodo convergenza-confinamento;
- Installazione rivestimento e attivazione *backfilling grouting* a breve termine con raggiungimento del 100% di rilassamento (figura 4.12.d)
Attivazione elemento *liner* e assegnazione materiale *backfilling* al gap tra i due perimetri circolari;
- *Backfilling grouting* con proprietà di lungo termine (figura 4.12.e)
Cambio proprietà per simulare l'effetto del processo di maturazione della miscela;
- Scavo 2^a canna (destra) con rilassamento del 50%
- Prosecuzione scavo con rilassamento del 95% o 80% a seconda del materiale
- Installazione rivestimento e *backfilling grouting* a breve termine con raggiungimento del 100% di rilassamento
- *Backfilling grouting* con proprietà di lungo termine

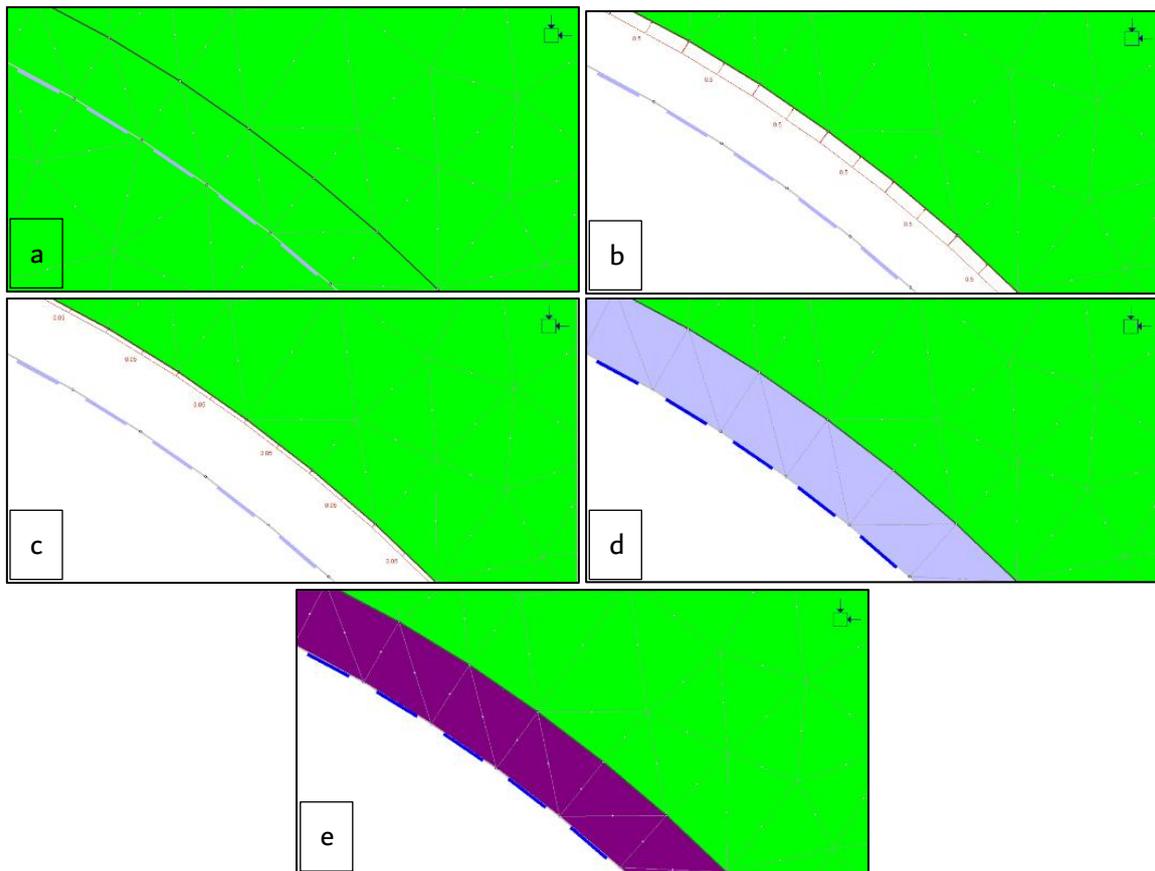


Figura 4.12 - Stages: dettaglio del perimetro di scavo

Interpretazione dei risultati

Avendo a che fare con l'ottenimento della distribuzione di tensioni geostatiche tramite uno stage computazionale, esse rappresentano già un output del modello; dunque, è bene non dimenticare di analizzare gli spostamenti indotti nel seguito dell'analisi con riferimento al risultato ricavato al termine del secondo stage, ovvero contestualmente all'applicazione del sovraccarico a piano campagna. In questo modo si ottiene un modello che presenta lo stato tensionale che si può osservare in sito, associato ad una configurazione deformata nulla, coincidente con la geometria di input, che a sua volta riproduce quella del sito.

4.3 Analisi strutturali

Quanto presentato finora consiste negli step necessari ad ottenere la distribuzione delle caratteristiche della sollecitazione all'interno del rivestimento delle gallerie una volta che queste sono state create. Da ciò, l'intenzione è di trasferire tale informazione all'interno di un modello strutturale per ricreare la condizione iniziale in termini di sollecitazioni agenti sul rivestimento, per poter compiere l'analisi riguardante la creazione dell'apertura. Quest'ultima vuole fornire un'indicazione in merito al condizionamento dell'intorno della stessa all'interno del tunnel al fine di garantire la compatibilità degli effetti ad esso indotti. Di conseguenza, i risultati dell'analisi geotecnica costituiscono il punto di partenza per quella strutturale.

Per ognuna delle sezioni analizzate corrisponde un'analisi strutturale contraddistinta dalla riproduzione della geometria del rivestimento e dell'apertura, entrambe "collocate" in un materiale equivalente a quello che si trova in sito e quindi anche con condizioni di carico che sono definite di conseguenza.

A differenza dei modelli geotecnici, per la modellazione strutturale si è adottato un approccio tridimensionale, quale è la natura dell'intersezione tra tunnel principale e cross passage, per la quale un modello bidimensionale non risulta soddisfacente a cogliere la distribuzione di sollecitazioni e spostamenti, poiché l'estensione longitudinale dell'apertura, vale a dire lungo la direzione dell'asse del tunnel, è pari alla larghezza di due conci, quindi assume un valore non grande a sufficienza al punto che l'assunzione di stato deformativo piano non è giustificata.

Nelle analisi, svolte con il software FEM Straus7 (Strand7), verranno inoltre studiate due configurazioni di apertura (figura 4.13) al fine di compiere un confronto sia dal punto di vista strutturale che funzionale riguardo le due geometrie con cui il varco possa essere creato. Questo poiché una volta definita la sua dimensione, a valle delle attività di *space proofing* per il cross passage, l'altezza viene convertita in valori angolari con riferimento all'asse del tunnel; invece, la larghezza, espressa come distanza lungo l'asse della galleria, può essere posizionata in modo differente rispetto agli anelli. In particolare, qualora la larghezza richiesta dal varco sia pari ad un multiplo della larghezza dei conci, ecco che questo può essere fatto coincidere esattamente con la larghezza degli n conci interessati, oppure può risultare sfalsata (figura 4.13 per una più chiara comprensione).

Ad ogni modo, la scelta in merito alle due alternative indicate va di pari passo con la possibilità di prevedere un cross passage con un certo *skew*, ovvero realizzare un collegamento trasversale non esattamente ortogonale rispetto ai due tunnel correnti. Di conseguenza, fatta una scelta sul tipo di collocazione dell'opening rispetto alla disposizione degli anelli, ecco che date le differenti posizioni a cui un cross passage è previsto, con riferimento allo sviluppo delle singole canne (conseguenza del diverso "tracciato" che esse seguono) fa sì che vi sia uno *skew* più o meno marcato; viceversa, qualora si volessero realizzare collegamenti esattamente ortogonali. Lo *skew* indicato è riferito alla sola componente planimetrica, poiché qualora sia

presente anche quella altimetrica, ecco che l'estensione circonferenziale dell'apertura non può subire variazioni per una questione di organizzazione degli spazi interni ai tunnel.

Detto questo, la dimensione dell'apertura è stata quantificata in un'estensione longitudinale avente un valore di 3.4 metri ed esattamente coincidente con la larghezza di due anelli. Invece, l'estensione circonferenziale, espressa in valori angolari, riporta uno sviluppo di 98°, da +37° a -61° con riferimento al piedritto interessato (valore 0° ubicato alla quota dell'asse della galleria e con valori positivi verso l'alto).

In merito alle due geometrie indagate, la prima riguarda un varco che si insedia nella larghezza esatta dei due anelli e sarà definita di tipo 1 + 1, con riferimento agli anelli stessi; invece, la seconda disposizione ne coinvolge tre risultando composta da uno per intero e due per mezzo, così definita $\frac{1}{2} + 1 + \frac{1}{2}$ (figura 4.13).

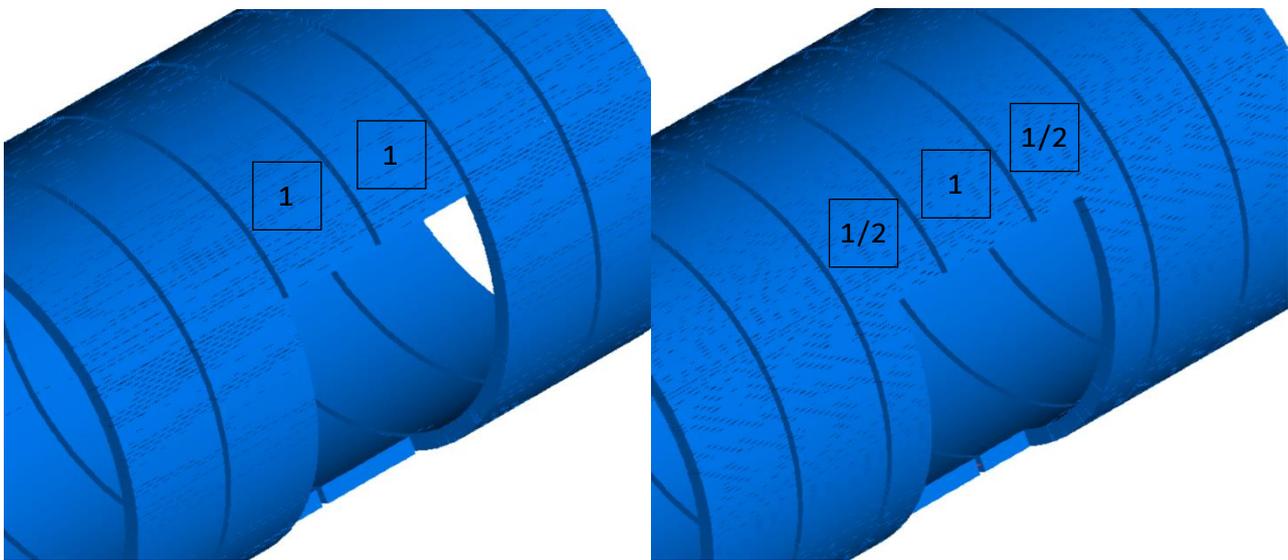


Figura 4.13 - Geometria dell'apertura rispetto agli anelli di rivestimento

4.3.1 Componenti del modello

Si riporta di seguito la descrizione di come sono stati realizzati i modelli, in termini di elementi inclusi e loro caratteristiche assegnate (figura 4.14). L'adozione di un sistema di coordinate cilindriche ha facilitato le operazioni di creazione della geometria, rendendo non necessario approcciarsi ad ulteriori software per la sua realizzazione.

- **Rivestimento:** elementi *plate* di tipo *shell* a comportamento isotropo.

Il rivestimento è stato discretizzato da un insieme di “tessere” le cui dimensioni sono di 0.1 x 0.06 metri con riferimento alle direzioni longitudinale e trasversale, rispettivamente, con quest'ultima derivante da una discretizzazione angolare di 1° combinata con un valore di raggio medio pari a 3.215 metri.

Così come per il modello geotecnico, anche in questo caso il rivestimento è contraddistinto da un comportamento elastico lineare, le cui proprietà sono di seguito riportate (tabella 4.9). Analogamente a prima, il calcestruzzo è di classe C50/60; invece, ora si considera il peso proprio del materiale calcestruzzo armato. Dal punto di vista geometrico, è possibile assegnare all'elemento due diversi valori in merito allo spessore. Il primo, vale a dire la *membrane thickness*, è legato alla determinazione del peso proprio dell'elemento come conseguenza della quantificazione del suo volume, nonché delle proprietà assiali dello stesso; il secondo, dicesi *bending thickness*, riguarda la considerazione delle proprietà flessionali.

Tabella 4.9 - Proprietà rivestimento in Straus7

Modulo elastico	[MPa]	37000
Coefficiente di Poisson	[-]	0,2
Densità	[kg/m ³]	2500
Membrane thickness	[m]	0,26
Bending thickness	[m]	0,223

La necessità di differire i valori assegnati per l'informazione inerente allo spessore dell'elemento è dovuta alla mancata rappresentazione dei giunti radiali secondo la modalità sofisticata e quindi deriva dall'estensione al caso tridimensionale del concetto espresso da Muir Wood (1975) tramite la relazione (2.10) [16], riguardo la definizione del momento d'inerzia equivalente da assegnare alla rappresentazione di un rivestimento di tipo *segmental lining* tramite un anello senza giunti, implementando di conseguenza una sorta di approccio ibrido per un'indiretta considerazione dei giunti longitudinali.

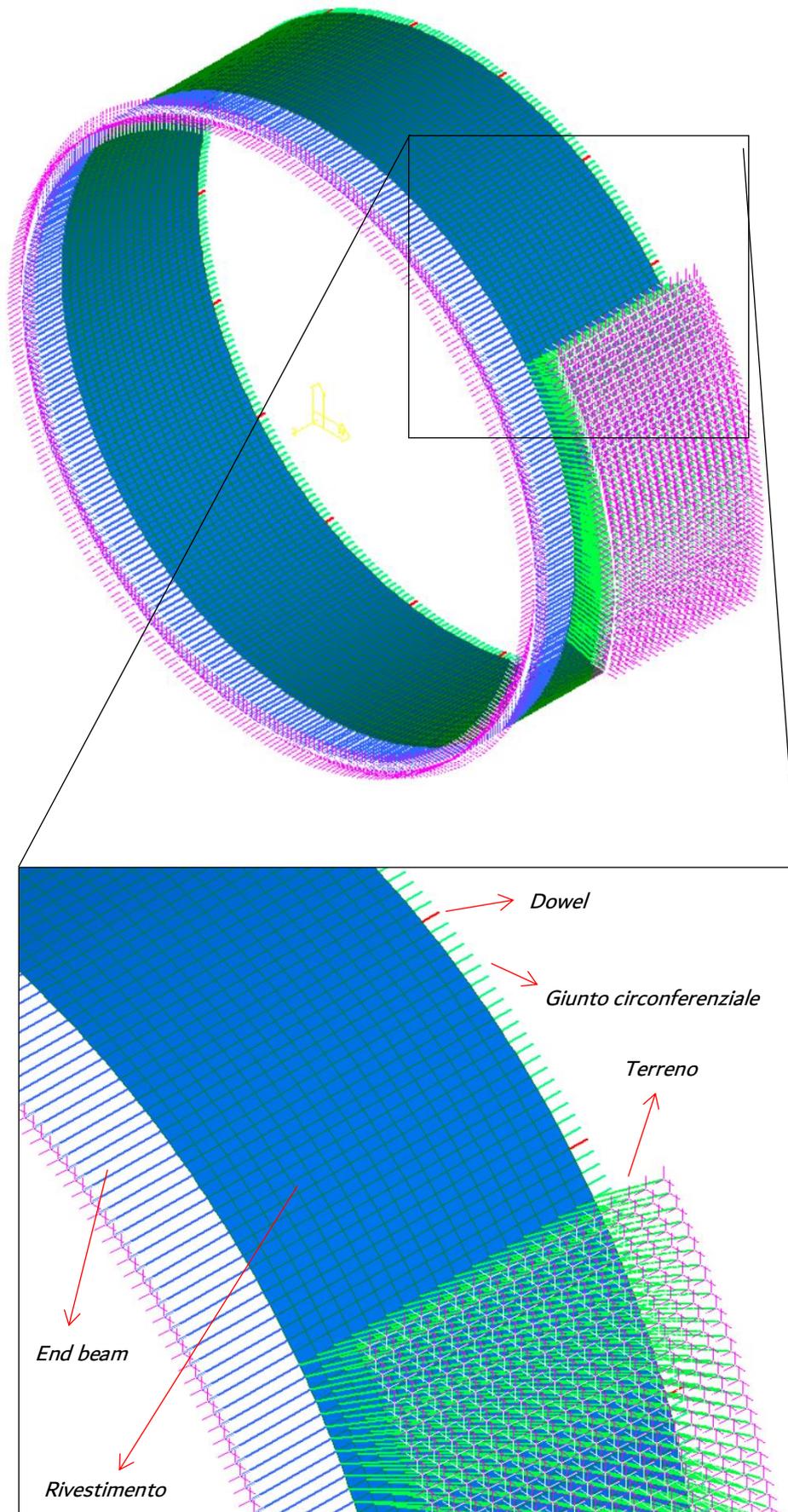


Figura 4.14 – Dettaglio anello di bordo con relativi elementi modellati

Avendo utilizzato delle *plate* a comportamento isotropo, la *bending thickness* non è limitata alla sola direzione circonferenziale, ma si manifesta anche lungo quella longitudinale; per cui, in analogia a quanto fatto per il caso 2D, l'incremento di momento flettente (2.13) dovuta al *transfer ratio* ζ (2.12) sarà applicata anche per i momenti che si sviluppano nella direzione longitudinale, al fine di attribuire al concio un valore di sollecitazione flettente che sia coerente con la propria rigidità flessionale.

Riguardo la scelta di non considerare i giunti radiali in modo esplicito, si può dire che l'influenza sul risultato in termini di sollecitazioni dovuta a modellare il giunto radiale in modo esplicito, rispetto all'anello "equivalente", risulta essere molto minore a confronto della variazione delle sollecitazioni stesse come conseguenza della creazione dell'apertura rispetto al modello senza di essa; per cui il risultato può essere considerato valido dato che la semplificazione geometrica adottata è ritenuta tale da non pregiudicare l'analisi.

Passando alla dimensione dei modelli, questi sono costituiti da un numero di anelli pari a 6 o 7 a seconda che si stia studiando la configurazione di apertura del tipo 1+1 o $1/2+1+1/2$, rispettivamente. Si capisce dunque che l'estensione del tunnel rappresentato al di fuori della zona di apertura possa essere limitata poiché l'influenza della redistribuzione tensionale è un aspetto piuttosto localizzato nell'intorno dell'*opening*. A favore di quanto indicato è il fatto di aver considerato la presenza dei giunti circonferenziali, i quali consentono il manifestarsi di piccoli spostamenti relativi tra gli anelli nell'intorno del cross passage, i quali risultano comunque sufficienti a limitare la spazialità dell'evento studiato.

Ad ogni modo, quanto riferito risulta particolarmente veritiero nel caso di ammasso roccioso competente, dove l'interazione tra i vari anelli è ridotta, a differenza di quel che accade nel caso di materiale meno prestante meccanicamente, dove l'effetto di interazione tra gli anelli affiancati risulta benefico ai fini del comportamento complessivo dell'opera. [21]

- Dowel: elementi *beam* di tipo *connection*.

Essi hanno la funzione di rappresentare l'elemento strutturale che congiunge gli anelli in direzione longitudinale, in particolare ad ogni giunto circonferenziale ne sono stati previsti 18, vale a dire uno ogni 20°, e avendo 6 conci per anello ne risulteranno tre per ogni concio (figura 3.1).

Con riferimento al comportamento a taglio degli elementi in questione, quello ad essi assegnato non è propriamente quello ricavato dal *dowel* testato in laboratorio (figura 4.15) e consultabile dalle schede tecniche del prodotto, poichè queste forniscono delle curve carico-spostamento ottenute avendo tali connettori incastonati in box d'acciaio, i quali data la propria rigidità forniscono al *dowel* un ottimo contrasto, consentendogli così di ben esplicare le proprie prestazioni. Però questo comportamento non sarà coincidente con quello che si osserverà in sito.

Di conseguenza, si è assegnata una curva che deriva dallo svolgimento di test in vera grandezza, con i *dowel* che questa volta sono inseriti in blocchi di calcestruzzo aventi lo stesso spessore e rinforzo d'armatura previsto per i conci poi messi in opera. Tale processo risulta essere di fondamentale importanza poiché, in primo luogo, si ricrea una condizione come quella che effettivamente il connettore sperimenterà nel tunnel, ma anche perché compiendo un confronto tra la curva nominale e quella "in sito", risulta che il massimo carico di taglio che il *dowel* è in grado di sopportare è poco più del 10% di quello nominale; anche lato rigidità si registra un importante calo.

Tutto ciò deriva dall'alloggiamento del connettore, in quanto il calcestruzzo risulta essere più deformabile dei box d'acciaio e quindi la risposta del *dowel* viene penalizzata. Inoltre, il carico massimo viene raggiunto nell'istante di rottura del calcestruzzo nell'intorno del *dowel* stesso; perciò, quest'ultimo subisce importanti deformazioni, ma non si spezza.

Riassumendo quanto appena descritto, il comportamento che è quindi assegnato a tali elementi è di tipo macroscopico, cioè riproduce a livello complessivo l'interazione che si sviluppa tra *dowel* e calcestruzzo in corrispondenza del giunto.

Sono di seguito riportate tre curve carico-spostamento: la prima è riferita al test di una coppia di *dowel* in box d'acciaio (figura 4.15); la seconda riguarda una coppia di *dowel* in blocco di calcestruzzo (figura 4.16) e la terza descrive la relazione assegnata al modello (figura 4.17).

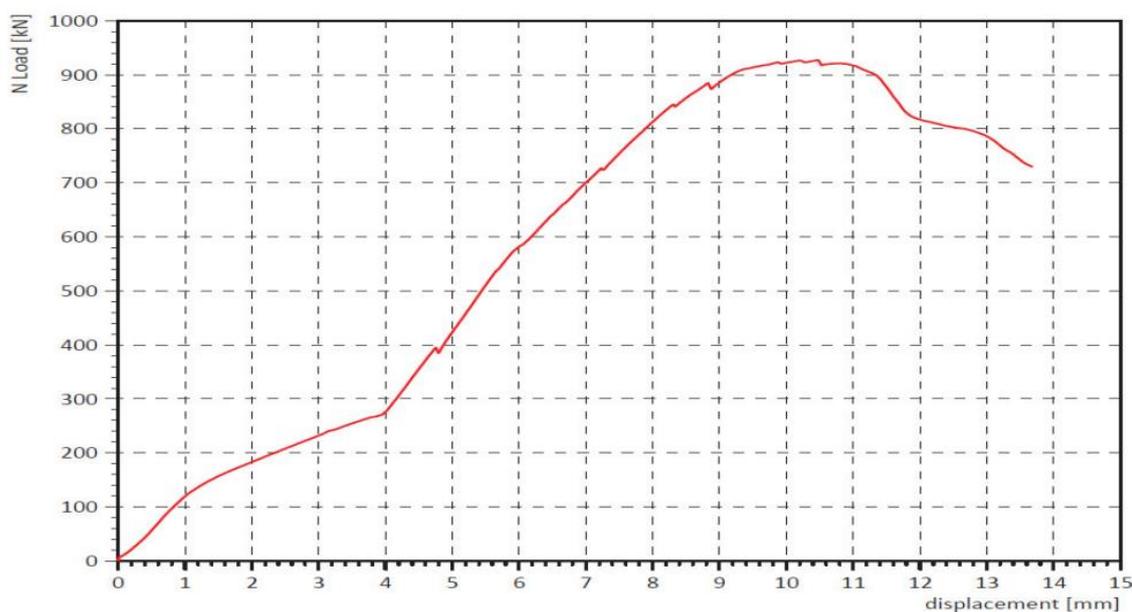


Figura 4.15 - Prova a taglio: curva nominale per due *dowel*, dimezzare ordinate per riferirsi ad uno solo

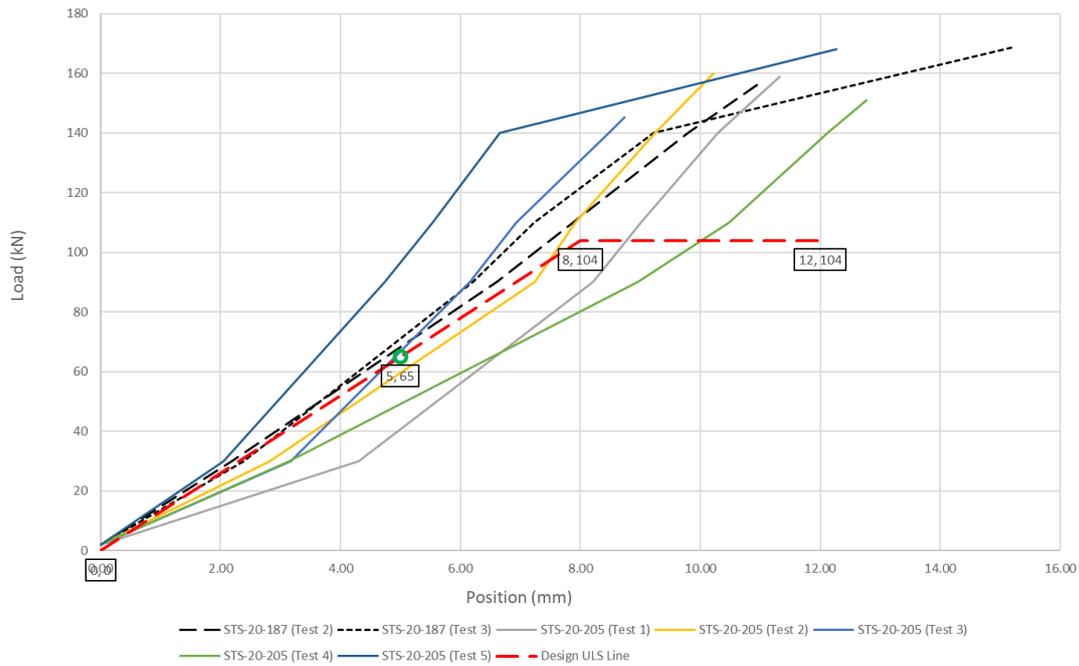


Figura 4.16 - Prova a taglio: curva "in sito" per due dowel, dimezzare ordinate per riferirsi ad uno solo (Geodata)

Da ciò risulta una rigidezza a taglio quantificata in 6000 kN/m, mentre quella assiale è valutata essere 23100 kN/m, andando a linearizzare la rispettiva curva di *pullout* ottenuta anch'essa da prove di laboratorio.

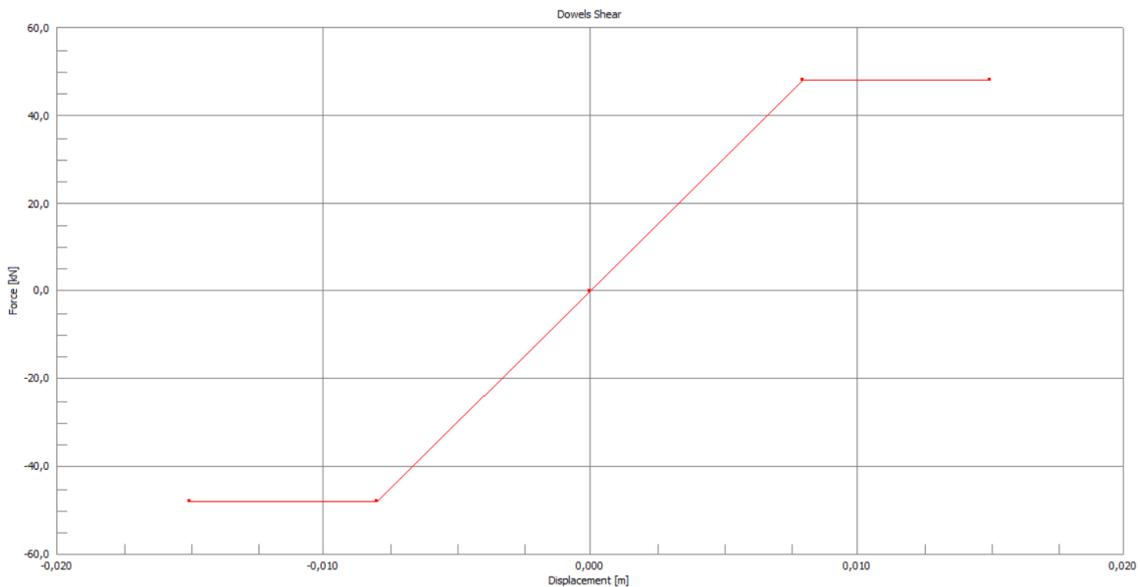


Figura 4.17 - Comportamento complessivo assegnato nel modello

- **Giunti circolari:** elementi *beam* di tipo *point contact*.

Essi sono ubicati nelle restanti 342 posizioni del giunto trasversale, ovvero dove non sono presenti i *dowel*. La loro modellazione ha lo scopo di andare a rappresentare un contributo di resistenza attritiva allo scorrimento, che si sviluppa lungo il contatto dei medesimi giunti per effetto dello sforzo normale di compressione a cui gli anelli sono soggetti, anche come conseguenza della spinta imposta

dall'avanzamento della TBM, la quale implica a sua volta la compressione dei *gasket* e dei *bituminous pad*li allocati. Tale stato di compressione risulta anche benefico nei confronti del mantenimento della condizione di impermeabilizzazione della galleria.

Rappresentando una componente attritiva, il tipo di *beam point contact* consente di assegnare una rigidezza assiale per sola compressione secondo la (4.6) e un contributo a taglio che è proporzionale allo stato di compressione dell'elemento stesso tramite un coefficiente (tabella 4.10), che nello specifico caso è relativo al contatto calcestruzzo-calcestruzzo del giunto, trascurando l'effetto dei *packer* installati. Di conseguenza, il campo in trazione non è definito.

$$k = E \cdot l = E \cdot R_m \cdot \alpha \quad (4.6)$$

dove:

- E è il modulo elastico del calcestruzzo;
- l è la lunghezza trasversale della singola *plate*, poiché ciascuna *beam* riproduce un'area di contatto di due mezze *plate*;
- R_m è il raggio medio del rivestimento;
- α esprime la discretizzazione angolare del rivestimento (1°)

Tabella 4.10 - Proprietà giunti circolari

Rigidezza assiale	[kN/m]	2080000
Attrito	[-]	0,4

- End beam: elementi *beam* di tipo *point contact*.

Esattamente identici ai precedenti, ma aventi un coefficiente d'attrito nullo (tabella 4.11). La loro rappresentazione non è strettamente necessaria, però se considerate consentono di riprodurre correttamente la condizione al contorno conseguenza dagli anelli del tunnel alle estremità della porzione modellata.

Il coefficiente di attrito pari a zero è giustificato dal fatto che in tale posizione di estremità gli anelli modellati risentono solo in minima parte dell'effetto indotto dall'apertura e che quindi in tale zona si cominciano ad osservare un comportamento del rivestimento la cui componente di interazione longitudinale venga progressivamente a diminuire. In poche parole, ciò implica che la tridimensionalità degli eventi vada a scemare man mano che ci si allontani dal varco.

Tabella 4.11 - Proprietà end beam

Rigidezza assiale	[kN/m]	2080000
Attrito	[-]	0,0

- Interazione con l'ammasso roccioso: elementi *beam* di tipo *point contact*.

E' proprio nella definizione di questo tipo di elementi che si osserva maggiormente il riferimento al cosiddetto *Bedded-Beam Spring Method* descritto al paragrafo 2.2.2.

Come già accennato in tale parte dell'elaborato, ecco che il ricorso agli elementi *beam* di tipo *point contact* appena descritti, consente di evitare la distinzione tra galleria superficiale e profonda, per cui non è necessario variare il *bedding* a seconda del caso. Quest'ultima considerazione non è propriamente corretta qualora, anziché elementi di tipo *point contact*, se ne usino di tipo *spring-damper*, per i quali la principale differenza è la definizione della rigidità trasversale dal momento che questa non può essere assegnata come proporzionale a quella assiale, dunque, risultando così indipendente dallo stato di compressione dell'elemento *beam*, come invece richiederebbe la rappresentazione di un fenomeno attritivo.

Per quanto riguarda la definizione della rigidità assiale delle molle, si fa ricorso alla formulazione proposta da Duddeck e Erdmann [7], la quale richiede come input i parametri geometrici e deformativi dell'interazione che si vuole caratterizzare.

In merito a queste molle rappresentanti l'interazione terreno-struttura, per le classi di scisti dalla II alla V si trascura il contributo derivante dalla presenza del *backfilling grouting* poiché quest'ultimo possiede un modulo elastico raggiunto nelle condizioni di lungo termine maggiore di quello dell'ammasso roccioso in questione [8], interazione descritta secondo la (2.1). Viceversa, per la rappresentazione degli scisti di classe I, il cui modulo elastico verrà messo in relazione con quello delle iniezioni al fine di ottenere una rigidità equivalente *backfilling*-terreno, cogliendo la deformabilità di entrambi i materiali, secondo la (2.3). I valori sotto riportati (tabella 4.12) si riferiscono ai *bedding modulus*, dunque, rispetto a quanto appena descritto si applica ancora la (2.4) per tenere conto dell'area di materiale che ciascuna molla riproduce.

Passando ora alla rigidità trasversale, per questa si richiama la definizione di modulo di taglio (2.5), rispetto a quello assiale, applicando un ulteriore fattore di sicurezza pari a 1.5, poiché tale componente trasversale è quella che si prende una parte del carico del rivestimento; dunque, una sovrastima della sua rigidità fa sì che il dimensionamento dell'elemento strutturale possa risultare sottostimato.

Tabella 4.12 - Rigidità assiale e trasversale molle che simulano l'ammasso roccioso

E	k	k _{lat}
[MPa]	[kN/m]	[kN/m]
1500	3093	619
800	1676	344
400	838	172
200	419	86
100	209	43

4.3.2 Strutture temporanee

Le strutture temporanee modellate differiscono a seconda che ci si riferisca agli scisti di classe migliore, quindi I, II e III, oppure alle IV e V.

Nel primo caso, data la maggiore qualità dell'ammasso si è studiata la soluzione con il supporto di bulloni da roccia iniettati con malta e successivamente pre-tesati; la cui disposizione in scisti III differisce da quella prevista per le classi I e II.

Di conseguenza, per le prime due classi, la I e II, è stato ipotizzato un *layout* dei bulloni (figura 4.18) tale da prevederne un numero pari a 6 (3 per anello, 2 sopra e 1 sotto l'apertura); invece, per gli scisti III, a causa delle minori proprietà della roccia, il che implica una maggiore entità del carico associato al potenziale distacco di cunei, ma anche la presenza, in alternativa, del carico distribuito di tipo *ground load* (condizioni di carico descritte al paragrafo successivo 4.3.3), e al tempo stesso anche lo sviluppo di una minore tensione di aderenza tra bullone e ammasso roccioso; dunque, ecco che i bulloni installati sono 8 (4 per anello, 3 sopra e 1 sotto l'apertura).

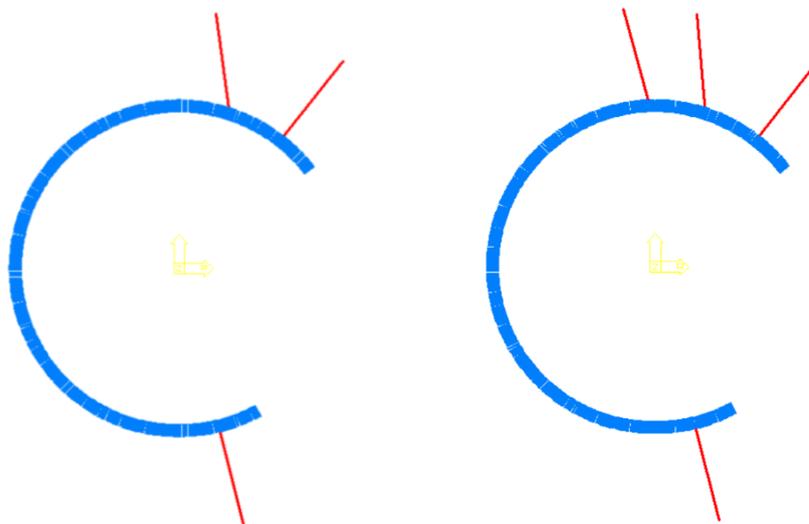


Figura 4.18 - Layout bulloni da roccia, scisti I e II (sx) e scisti III (dx)

Tale supporto temporaneo è stato studiato sui soli modelli aventi l'apertura del tipo 1+1, in quanto l'assenza di continuità strutturale indotta dalla creazione della stessa rende questa configurazione meno efficace strutturalmente. Infine, il valore di pretensione è assunto pari a 50 kN.

All'interno del software Straus7, i bulloni sono stati modellati come elementi *beam* di tipo *connection*, in cui la relativa rigidità assiale è stata definita tramite l'assegnazione di una legge carico-spostamento ricavata per mezzo di *pullout* test svolti per via numerica con il software PLAXIS 2D, al fine di ricavare una curva da applicare all'elemento rappresentato. Quanto descritto è stato svolto per le sezioni di scisti di classe I, II e III.

Riguardo la rigidità trasversale, questa è stata definita come un terzo di quella assiale.

Sono di seguito indicati i parametri di input per il test (tabella 4.13) e le relazioni carico-spostamento ottenute e linearizzate per essere successivamente importate nel modello strutturale (figura 4.19).

Tabella 4.13 - Proprietà bulloni da roccia

		Scisti I	Scisti II	Scisti III
Diametro	[mm]	32	32	32
Lunghezza	[m]	2,0	2,0	2,0
Superficie laterale	[m ²]	0,2	0,2	0,2
Tensione aderenza	[kPa]	1500	1000	650
Tiro massimo	[kN]	300	200	130
T _{skin} (PLAXIS)	[kN/m]	150	100	65

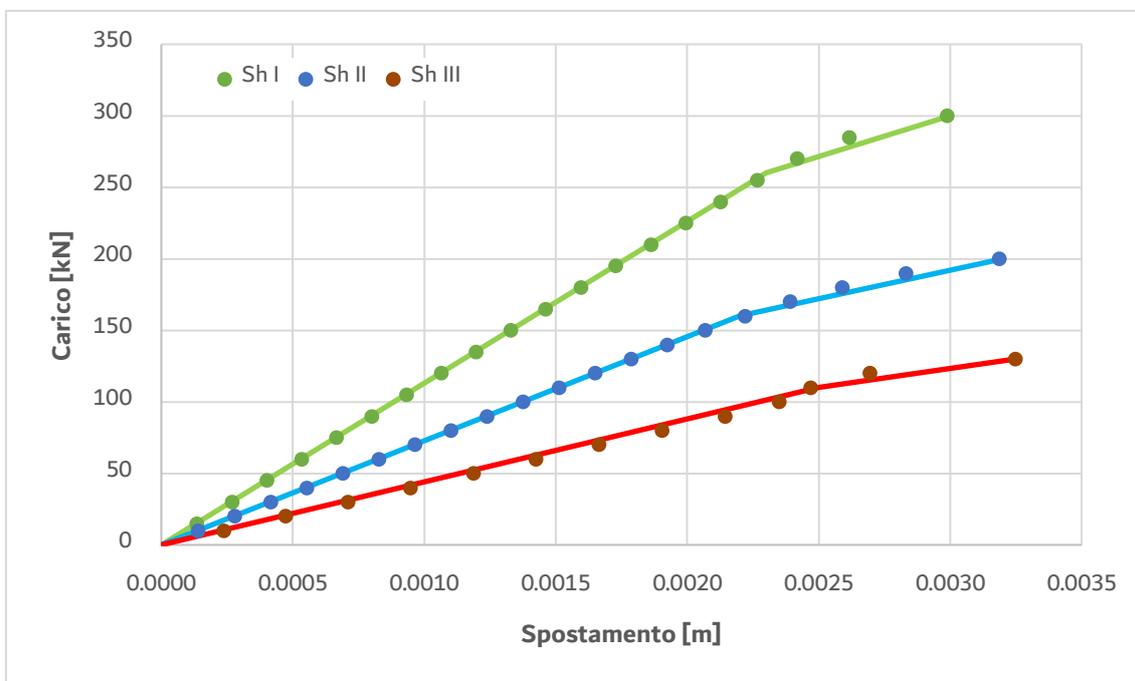


Figura 4.19 - Legge carico-spostamento bulloni da roccia

In merito agli ammassi rocciosi di classe IV e V, i quali rappresentano le sezioni più superficiali, per ridurre l'effetto indotto dalla creazione dell'apertura, un'opzione è individuata nell'installazione del cosiddetto *frame*, ovvero una struttura metallica costituita da più profilati che viene assemblata nell'intorno del varco, prima che questo sia realizzato, con lo scopo di limitare gli spostamenti differenziali dei conci e di avere una più efficace redistribuzione delle sollecitazioni.

Come per i bulloni, anche in questo caso, solamente i modelli con l'apertura del tipo 1+1 saranno equipaggiati con il *frame*.

Esistono diverse configurazioni di *steel structure*, le più comuni sono quelle definite come *half-moon* e *full-round* o *hamster cage* (figura 2.13); la prima costituisce una soluzione più leggera, mentre la seconda prevede il condizionamento dell'intera sezione trasversale della galleria tramite l'installazione di profilati metallici. Inoltre, anche l'estensione in senso longitudinale può essere variabile interessando così un differente numero di anelli a seconda delle situazioni.

Nello studio compiuto, è stata adottata la soluzione definita mezza luna, supporto costituito da profilati metallici di tipo HEM280. Essi sono disposti in modo da generare due elementi curvi poggianti sul rivestimento interno e disposti in senso trasversale (*jamb*), alle cui estremità superiore e inferiore si innestano i due correnti orizzontali (*lintel*) orientati in senso longitudinale al tunnel, dunque ubicati sopra e sotto l'apertura (figura 4.20).

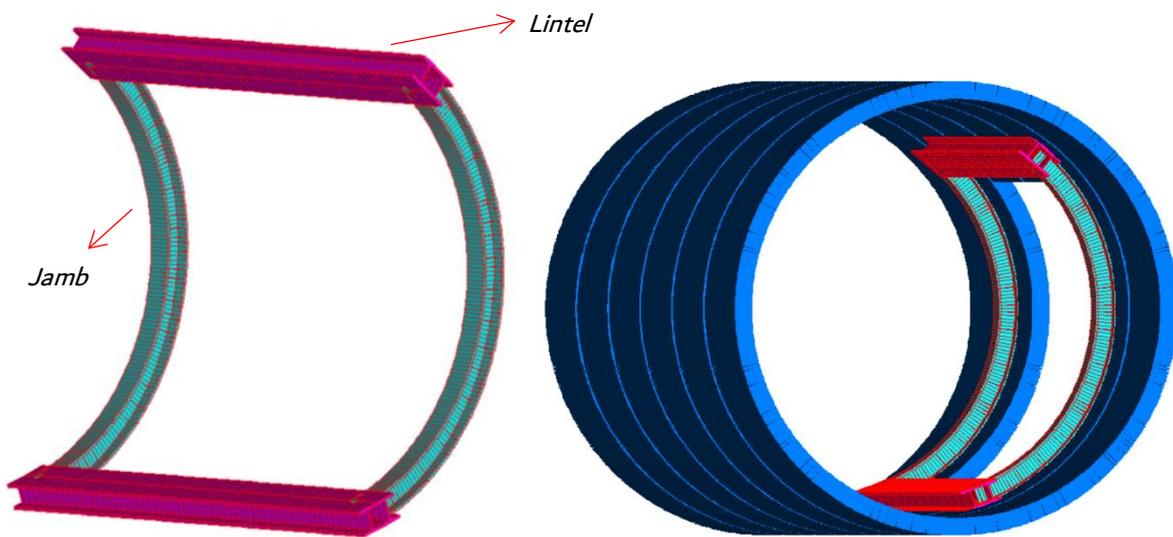


Figura 4.20 - Supporto temporaneo frame d'acciaio: vista isolata (sx) e nel tunnel (dx)

Questi ultimi elementi hanno una sezione trasversale derivante dall'unione di due elementi affiancati (figura 4.21), invece, i profilati curvi sono costituiti da un elemento singolo.

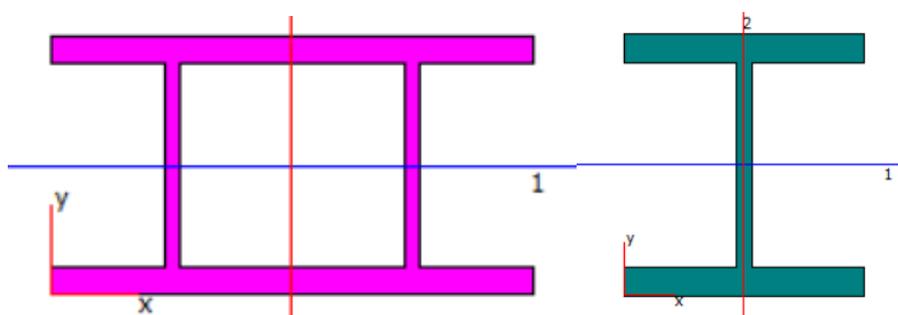


Figura 4.21 - Sezioni trasversali frame: lintel (sx) e jamb (x)

Infine, l'interazione tra la struttura e il rivestimento è stata modellata tramite degli elementi *beam*, in parte di tipo *connection* al fine di riprodurre i bulloni di ancoraggio nel rivestimento e in parte modellati come *point contact* per simulare l'attrito acciaio-calcestruzzo (tabella 4.14).

Tabella 4.14 - Rigidezza bulloni ancoraggio e attrito acciaio-calcestruzzo

Bulloni	Assiale	[kN/m]	269279
	Trasversale	[kN/m]	673198
Attrito	Assiale	[kN/m]	2275385
	Attrito	[-]	0,1

La scelta di non condizionare con alcun supporto temporaneo i modelli con la configurazione di apertura $\frac{1}{2}+1+\frac{1}{2}$, al netto dei *dowel* ad alta prestazione, deriva dalla maggiore efficacia strutturale conferita dalla presenza del mezzo concio a lato dell'apertura, il quale riesce in parte a garantire la continuità strutturale dei due anelli tagliati e di conseguenza ad avere una redistribuzione di sollecitazioni meno gravosa nei confronti degli altri conci, ma anche dei *dowel*.

4.3.3 Condizioni di carico

Le condizioni di carico adottate sono tali da essere coerenti con il tipo di ammasso roccioso entro cui ogni modello è ubicato e la loro definizione deriva dal risultato delle analisi geotecniche, così come dalla conoscenza del tipo di roccia, frutto delle attività di investigazione svolte in precedenza e durante i vari step della progettazione.

Come conseguenza di quanto osservato a seguito dalla creazione delle curve caratteristiche e dallo studio dell'ammasso roccioso, si rende necessario fare una distinzione tra le due tipologie di condizioni di carico considerate, le quali sono associabili ad un ammasso che da un lato presenta una stabilità complessiva e dall'altro, invece, non garantisce ciò.

Il carico rappresentato da cunei di roccia viene associato alla roccia di qualità competente, come nel caso in questione le scisti di classe I e II, poiché in grado di autosostenersi anche senza l'installazione di supporti e comunque caratterizzati da una favorevole configurazione delle discontinuità, le quali avendo una spaziatura di almeno 1.5 metri lasciano intuire un'interazione che può manifestarsi in modo non continuo, bensì di natura più localizzata per effetto del potenziale distacco di cunei di roccia, dunque governata da fenomeni di tipo gravitativo.

La quantificazione del carico cuneo è stata operata partendo dai risultati di un'analisi probabilistica implementando il metodo dell'equilibrio limite (LEM) tramite software UnWedge (Rocscience), che attraverso la generazione di un sufficientemente elevato numero di combinazioni tra le informazioni di input, quindi orientazione delle famiglie di discontinuità principali e loro proprietà di resistenza allo scorrimento, contestualizzate ad un perimetro di scavo circolare, quale è quello del tunnel analizzato, forniscono in output

l'indicazione riguardo differenti aspetti pratici, ad esempio, il peso dei cunei che si possono distaccare lungo l'intero perimetro (figura 4.22).

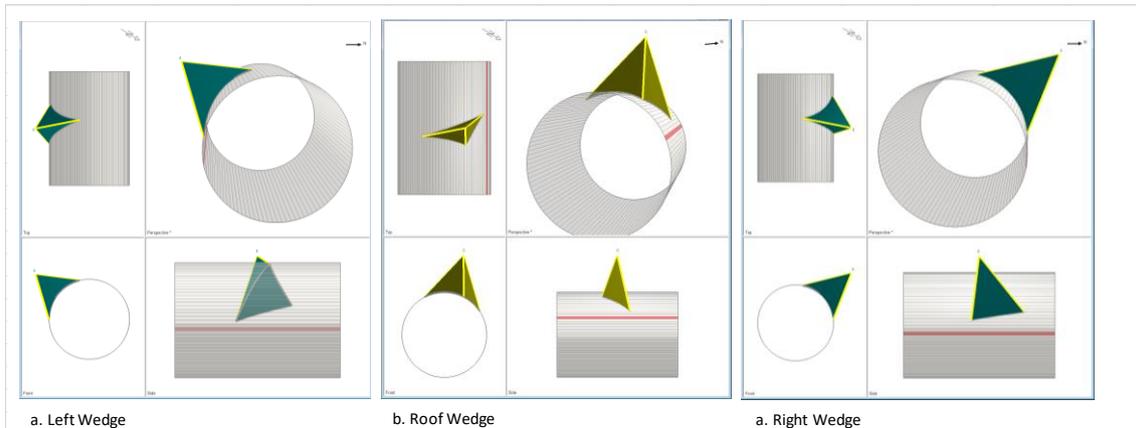


Figura 4.22 - Esempio analisi Unwedge (Rocscience)

In realtà, la scelta riguardo l'entità della pressione esercitata dal cuneo è ricaduta sul massimo valore tra quello ottenuto con l'appena indicata analisi UnWedge e quello ottenuto dall'applicazione della classificazione di Terzaghi (1946) relativa agli ammassi rocciosi, la quale viene definita come semi-quantitativa, poiché sulla base di una breve descrizione consente di riferirsi ad una *Rock Class*, alla quale corrisponde il cosiddetto *Rock Load Factor* H_p , indicante la profondità del cuneo come multiplo o sottomultiplo del diametro della galleria (figura 4.23). Questo metodo ha trovato largo impiego in quanto la stima del carico è direttamente legata alla descrizione della geologia incontrata [24]. L'entità del carico è infine ottenuta moltiplicando l'altezza individuata per il peso proprio della roccia. Dal report geologico, le classi di scisti I, II e III sono state attribuite alla *Rock class* III, relativa ad un ammasso di natura massiva e moderatamente interessata da discontinuità, alla quale corrisponde un valore di profondità $0 < H_p < 0.25B$, dove B equivale al diametro di scavo del tunnel.

Infine, la disposizione dei cunei è stata valutata sia in configurazione asimmetrica che simmetrica (figura 4.24), con la prima che risulta essere più critica in termini di sollecitazioni flettenti indotte; inoltre, le due disposizioni sono state applicate in diversi punti del rivestimento in senso longitudinale al fine di cogliere l'effetto della diversa ubicazione dei carichi rispetto a quella dell'apertura (figura 4.26).

Oltre ai cunei, e solamente per il caso di scisti I data la maggiore qualità della roccia, si è valutata un'ulteriore combinazione di carico relativa all'eventualità di prevedere il posizionamento dei *blast mat* (figura 4.25). Essi sono delle specie di stuoie appese all'interno del tunnel in corrispondenza dell'apertura al fine di fornire una protezione, qualora si adotti un metodo di scavo del cross passage che preveda l'uso di esplosivo. Ogni anello intorno all'apertura risulta così assoggettato ad un carico concentrato valutato in 50 kN.

Rock Class	Definition	Rock Load Factor H_p (in feet, B and H_t in feet)	Remark
I. Hard and intact	Hard and intact rock contains no joints and fractures. After excavation, the rock may have popping and spalling at excavated face.	0	Light lining required only if spalling or popping occurs.
II. Hard stratified and schistose	Hard rock consists of thick strata and layers. The interface between strata is cemented. Popping and spalling at the excavated face is common.	0 to 0.5 B	Light support for protection against spalling. Load may change between layers.
III. Massive, moderately jointed	Massive rock contains widely spaced joints and fractures. Block size is large. Joints are interlocked. Vertical walls do not require support. Spalling may occur.	0 to 0.25 B	Light support for protection against spalling.
IV. Moderately blocky and seamy	Rock contains moderately spaced joints. Rock is not chemically weathered and altered. Joints are not well interlocked and have small apertures. Vertical walls do not require support. Spalling may occur.	0.25 B to 0.35 (B + H_t)	No side pressure.
V. Very blocky and seamy	Rock is not chemically weathered and contains closely spaced joints. Joints have large apertures and appear separated. Vertical walls need support.	(0.35 to 1.1) (B + H_t)	Little or no side pressure.
VI. Completely crushed but chemically intact	Rock is not chemically weathered and highly fractured with small fragments. The fragments are loose and not interlocked. Excavation face in this material needs considerable support.	1.1 (B + H_t)	Considerable side pressure. Softening effects by water at tunnel base. Use circular ribs or support rib lower end.
VII. Squeezing rock at moderate depth	Rock slowly advances into the tunnel without a perceptible increase in volume. Moderate depth is considered as 150 ~ 1000 m.	(1.1 to 2.1) (B + H_t)	Heavy side pressure. Invert struts required. Circular ribs recommended.
VIII. Squeezing rock at great depth	Rock slowly advances into the tunnel without a perceptible increase in volume. Great depth is considered as more than 1000 m.	(2.1 to 4.5) (B + H_t)	
IX. Swelling rock	Rock volume expands (and advances into the tunnel) due to swelling of clay minerals in the rock at the presence of moisture.	up to 250 feet, irrespective of B and H_t	Circular ribs required. In extreme cases use yielding support.

Figura 4.23 - Classificazione di Terzaghi (1946)

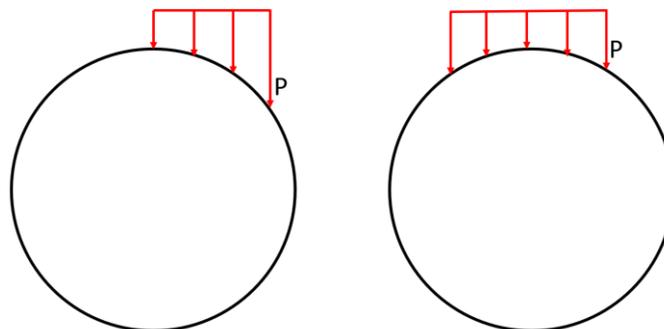


Figura 4.24 - Collocazione carichi localizzati di tipo cuneo, asimmetrico (sx) e simmetrico (dx) (Geodata)

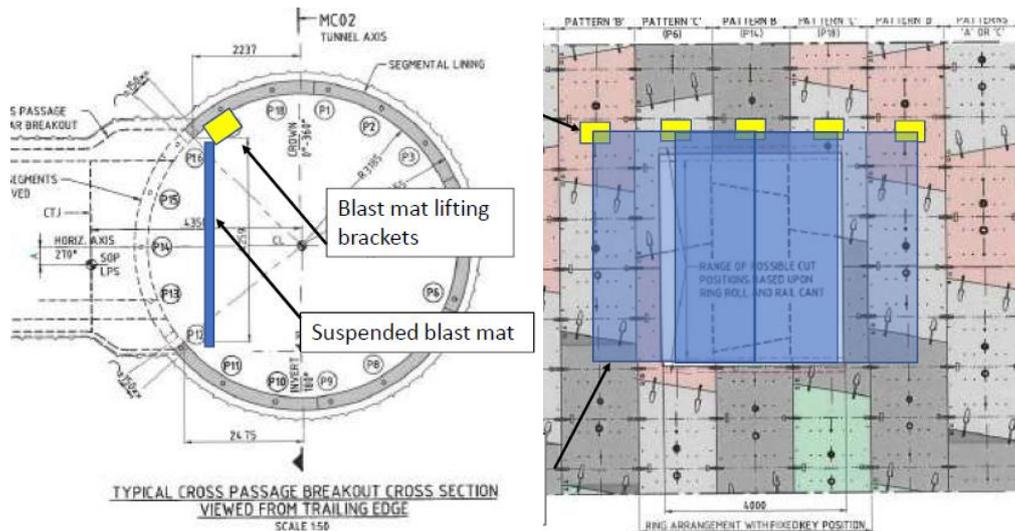


Figura 4.25 – Esempio di blast mat, vista laterale (sx) e frontale (dx) (Geodata)

L'altra tipologia di carico deriva da quei casi in cui si riscontra l'impossibilità del cavo di autosostenersi, per i quali il meccanismo di interazione terreno-struttura sarà dato dal cosiddetto *ground load*, atto a rappresentare un carico continuo che si manifesta sul rivestimento per effetto della convergenza causata dal rilassamento successivo all'installazione dello stesso. Tra l'altro, per come è stato definito il valore di *deconfinement* associato a tale fase costruttiva, è possibile considerare anche quella quota di carico dovuta al materiale che era arrivato a contatto con lo scudo ancor prima di installare il rivestimento.

Infine, per l'ammasso di scisti III si riconosce una condizione intermedia alle precedenti; perché se da un lato l'analisi con curva caratteristica suggerisce un materiale in grado di autosostenersi, dall'altro c'è la conoscenza di tale roccia derivante di indagini e studi specifici, che porta a definire l'ammasso come un *soil-like material*, ovvero un ammasso roccioso che tende ad interagire con la struttura attraverso una modalità definita pseudo-continua, anziché contraddistinta dal distacco di blocchi di roccia, come conseguenza della ridotta spaziatura delle discontinuità rilevata e quantificata in un valore medio intorno agli 0.8 metri.

Come conseguenza di quanto sopra indicato, è stato deciso di differenziare l'attribuzione dello stato di sollecitazione rappresentante la condizione iniziale derivante dai modelli geotecnici, in accordo con i due comportamenti individuati.

Per i modelli relativi alle sezioni in scisti I e II, dato il quasi totale scarico tensionale a cui l'ammasso roccioso va incontro all'istante di interazione con il rivestimento, si è scelto di trascurare l'azione assiale, flettente e tagliante agente precedentemente alla creazione del varco, in quanto la presenza di sollecitazioni di compressione risultano essere di natura benefica nei confronti sia della resistenza a flessione che di quella a taglio delle sezioni di concio, per le quali l'interazione con un carico localizzato di tipo cuneo risulta così essere più gravosa. Oltretutto, il trascurare queste componenti di compressione è comunque un'operazione lecita poiché i conci di tipo SR3, quindi con gabbia d'armatura, possiedono una resistenza a trazione e quindi

un'ampiezza del dominio di interazione che da quel lato è decisamente maggiore rispetto ai conci di tipo SR1, ovvero in SFRC.

Discorso diverso per le altre classi di scisti IV e V, per le quali il carico indotto dal rilassamento successivo all'installazione del rivestimento rappresenta il principale meccanismo di carico a cui gli anelli sono soggetti.

In merito ai modelli in scisti III, essi saranno sottoposti ad entrambe le condizioni di carico indicate andando così a valutare quale, tra cunei isolati e carico distribuito, risulti più gravosa; questo in ragione del manifestarsi di un comportamento non nettamente associabile ad uno o l'altro dei due meccanismi individuati.

Infine, siccome il peso proprio del rivestimento è stato trascurato durante le analisi geotecniche, esso viene ad essere qui considerato, con un valore di 25 kN/m^3 tipico del calcestruzzo armato.

Così come svolto nelle analisi geotecniche, anche per quelle strutturali non si è tenuto conto delle condizioni di falda acquifera per la seguente ragione: con riferimento a quanto esposto al capitolo 2.4.1.1, in merito agli step che portano alla realizzazione di un cross passage, se questo è ubicato sotto falda, tra le prime operazioni da mettere in atto vi è la realizzazione dei cosiddetti *weep hole* che serviranno anche da drenaggio insieme agli specifici dreni realizzati nella zona di successivo scavo del collegamento; consentendo così di alleviare lo stato di pressione idrostatica nell'intorno della galleria e assicurare un ambiente più sicuro, nonché stabile.

La presenza della falda acquifera deve, invece, essere considerata come carico aggiuntivo nelle analisi strutturali di lungo termine, per le quali l'apertura nel rivestimento oggetto di studio verrà condizionata con un collare di calcestruzzo armato a suo supporto e l'entità del carico dovuto alla condizione di falda deve riferirsi ad uno scenario futuro, tramite previsioni, oppure assumendo il livello di falda come cautelativamente coincidente con il piano campagna.

Di seguito sono riportate le immagini che riproducono le condizioni di carico di cui sopra (figura 4.26): cunei localizzati di entità differente, secondo 3 disposizioni simmetriche e altrettante non; carico distribuito verticale e orizzontale tali da riprodurre lo sforzo normale osservato come output dell'analisi geotecnica e azione indotta dai *blast mat*, assegnati ai vari modelli secondo quanto appena descritto.

Infine, si indicano di seguito (tabella 4.15) i coefficienti parziali di sicurezza applicati lato azioni per la condizione di stato limite ultimo (SLU) e stato limite di esercizio (SLE). Secondo quanto indicato dalle NTC, i carichi dovuti dal terreno e dall'acqua possono essere considerati come aventi natura permanente strutturale, qualora essi influenzino l'esito della risposta della modellazione per effetto della loro rigidità, resistenza e peso. I *blast mat* rappresentano, invece, l'unico carico considerato avente natura variabile.

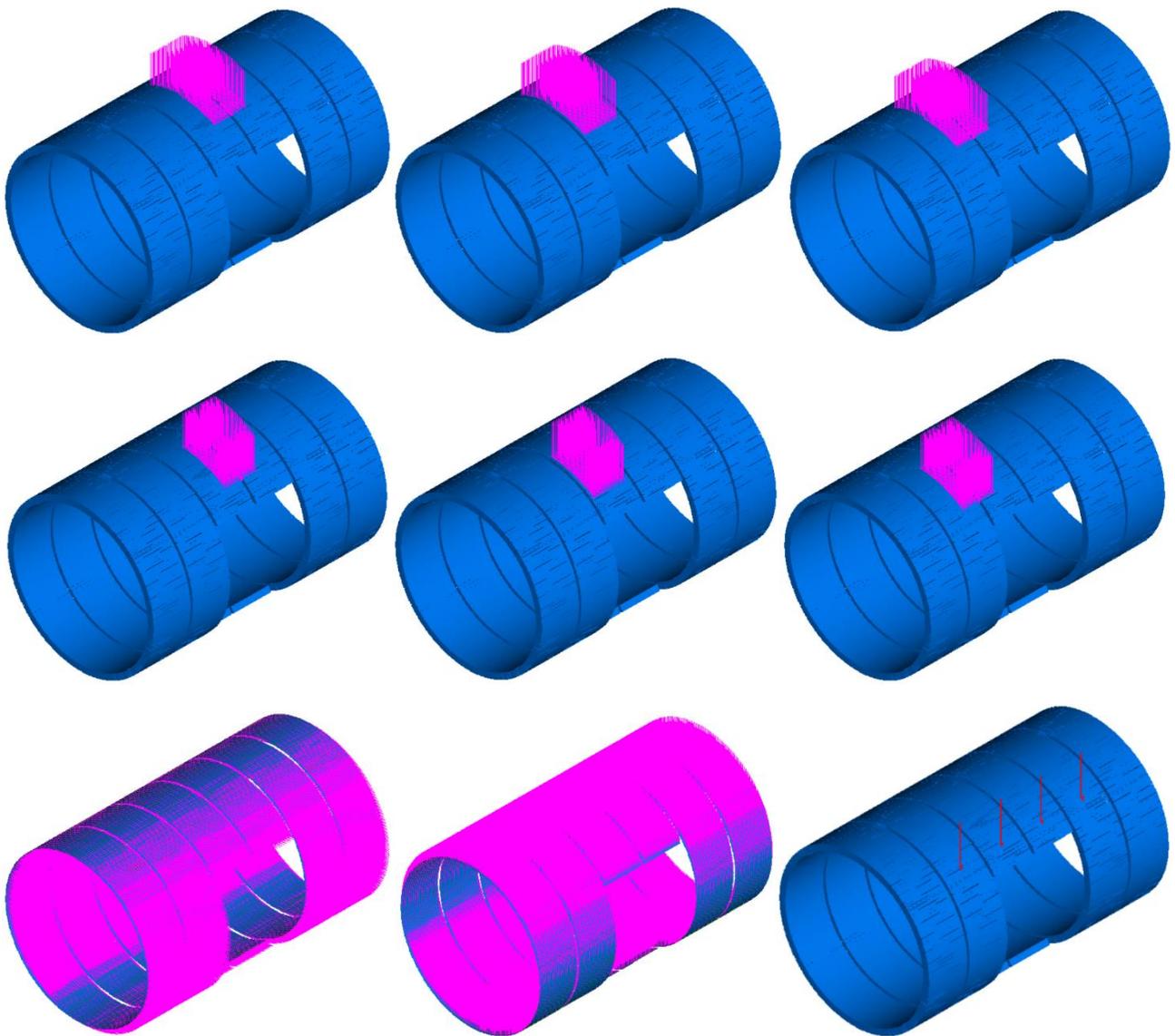


Figura 4.26 - Condizioni di carico di tipo cuneo (6x), ground load (2x) e blast mat (1x)

Tabella 4.15 - Coefficienti parziali lato azioni

	SLU	SLE
Peso proprio	1,3	1
Cuneo 1	1,3	1
Cuneo 2	1,3	1
Cuneo 3	1,3	1
Cuneo 4	1,3	1
Cuneo 5	1,3	1
Cuneo 6	1,3	1
Terreno verticale	1,3	1
Terreno orizzontale	1,3	1
Blast mat	1,5	1

4.3.4 Verifiche di sicurezza

Al termine delle analisi numeriche si rende necessario definire un criterio per valutare la compatibilità o meno di quanto ottenuto, con riferimento alle caratteristiche di resistenza degli elementi, ma non meno importante confrontarsi anche con l'ammissibilità degli spostamenti relativi a cui la struttura va incontro. Perciò, secondo quanto indicato, si sono analizzati i risultati focalizzandosi sui seguenti aspetti:

- Conci

Essi sono stati modellati come elementi a comportamento elastico, dunque devono essere sottoposti alle usuali verifiche di stato limite ultimo (SLU) e stato limite d'esercizio (SLE). Le prime fanno riferimento alla valutazione delle azioni relative alla pressoflessione, dunque tramite la definizione del dominio di interazione N-M; ma anche in termini di taglio, ricordando che i conci sono elementi tipicamente privi di armatura specifica, così come nel caso studiato, la cui resistenza è descritta dalla (4.7) relativa ad elementi di questo tipo.

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c}k(100\rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1\sigma_{cp}]b_w d \geq (v_{min} + k_1\sigma_{cp})b_w d \quad (4.7)$$

dove:

- $C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c$, con $\gamma_c = 1.5$;
- $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$, con d in millimetri, dove d è l'altezza utile della sezione;
- $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0.02$, è il rapporto geometrico di armatura longitudinale;
- A_{sl} è l'area di armatura tesa;
- b_w è la larghezza minima della sezione in zona tesa;
- $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0.2 f_{cd}$, con N_{Ed} sforzo normale agente nella sezione analizzata;
- A_c è l'area della sezione di calcestruzzo;
- $v_{min} = 0.035 k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$.

Sempre con riferimento alle azioni di taglio, nel caso dei modelli il cui supporto temporaneo è costituito dai bulloni, la verifica del concio in prossimità di dove essi sono innestati è svolta in termini di punzonamento, andando a confrontare la forza conseguente alla resistenza tensionale (4.8) valutata entro un'area circolare con raggio $2d$ nell'intorno del bullone con l'azione assiale nel bullone.

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c}k(100\rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1\sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1\sigma_{cp}) \quad (4.8)$$

dove:

- $\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}} \leq 0.02$, è il rapporto geometrico di armatura;
- $\sigma_{cp} = (\sigma_{cy} + \sigma_{cz})/2$ con σ_{cy}, σ_{cz} tensioni normali nella sezione analizzata.

La seconda tipologia di verifiche, vale a dire quelle allo SLE, ha riguardato l'adeguatezza delle tensioni normali che si sviluppano nell'elemento, con riferimento al calcestruzzo ed all'acciaio. Per evitare fenomeni di fessurazione longitudinale nel calcestruzzo, sotto la combinazione di carico caratteristica la tensione normale deve essere minore di $k_1 \cdot f_{ck}$, con $k_1 = 0.6$; invece, sempre nel calcestruzzo al fine di poter assumere un comportamento visco-elastico lineare, sotto la combinazione di carico quasi permanente la tensione normale non deve eccedere $k_2 \cdot f_{ck}$, con $k_2 = 0.45$. Con riferimento all'armatura di acciaio, per evitare fessurazioni e spostamenti non accettabili, la tensione che in essa si sviluppa sotto la combinazione di carichi caratteristica deve rispettare il valore $k_3 \cdot f_{yk}$, con $k_3 = 0.8$.

Lato fessurazione, la presenza ed eventuale ammissibilità dell'apertura delle fessure generatesi sotto la combinazione di carico quasi-permanente, viene valutata con riferimento ad un valore di apertura limite pari a 0.3 mm relativo a calcestruzzo armato ordinario.

Le verifiche a SLE sono state svolte tramite il software RC-SEC (GeoStru).

▪ Giunti

La verifica in corrispondenza del giunto radiale viene svolta con l'intento di valutare la compatibilità delle tensioni normali trasmesse per contatto tra le superfici longitudinali dei conci tra di loro affiancati per costituire i singoli anelli. Tale verifica, eseguita secondo le prescrizioni del DAUB (*Recommendations for the design, production and installation of segmental rings*) richiede che il valore di tensioni normali che nascono dalla trasmissione dello sforzo normale attraverso un'area di contatto minore di quella nominale a causa momenti flettenti agenti, sia minore della resistenza a compressione del materiale (4.9).

$$\sigma_{Rd} = f_{cd} \cdot \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \leq 3.0 \cdot f_{cd} \quad (4.9)$$

dove:

- σ_{Rd} è la tensione resistente;
- $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$ è la resistenza a compressione mono-assiale di design del calcestruzzo;
- A_{c0} è la superficie di carico, al contatto concio-concetto;
- A_{c1} è la superficie di distribuzione di carico nel concio;
- α_{cc}, γ_c sono coefficienti legati al calcestruzzo, rispettivamente, per gli effetti di lungo termine 0.85 e per la dispersione delle resistenze del materiale 1.5.

▪ Dowel

La verifica relativa all'adeguatezza dei *dowel* è volta a valutare che le sollecitazioni taglianti e assiali rispettino i relativi limiti, a loro volta definiti per via sperimentale in laboratorio, con tutte le peculiarità descritte per la componente trasversale. Con ciò è sufficiente compiere un confronto tra

le azioni e la resistenza relativa al comportamento modellato, poiché quest'ultimo deriva da un post-processamento dei risultati sperimentali, in ottemperanza alla specifica normativa, riguardo ai fattori di sicurezza previsti.

- Gasket

Il sistema di impermeabilizzazione viene attenzionato non in termini di resistenza, bensì di compatibilità degli spostamenti che si verificano in corrispondenza del giunto trasversale, al fine di assicurare il corretto funzionamento di tale elemento nei confronti del carico idraulico agente su di esso. Nello specifico, la componente di spostamento di interesse è quella legata al cosiddetto offset, vale a dire la differenza degli spostamenti radiali tra le due estremità di anelli adiacenti. Solitamente, il limite in questione è di 10 mm.

- Bulloni

Si valuta che lo sforzo assiale in essi risultante non superi il limite di *pullout*, quest'ultimo definito a partire dalla superficie laterale dell'elemento, nota la tensione di aderenza con l'ammasso roccioso fornita dal report geologico, senza dimenticare la fattorizzazione di tale resistenza con un coefficiente riduttivo che l'Eurocodice 7 quantifica in 1.1, nel caso di elementi temporanei (4.10);

$$T \leq F_{pullout}/1.1 \quad (4.10)$$

- Frame

In quanto composto da 4 profilati di acciaio del tipo S235, ognuno di questi sarà sottoposto alle verifiche nei confronti degli sforzi normali di trazione e compressione (4.11) e (4.12), dell'azione di taglio secondo i due assi della sezione trasversale (4.13) e analogamente nei confronti della flessione bi-assiale (4.14).

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1 \quad (4.11)$$

con $N_{t,Rd} = A \cdot f_{yk}/\gamma_{M0}$, dove A è l'area della sezione trasversale dell'elemento; f_{yk} è la tensione di snervamento caratteristica e γ_{M0} è il fattore parziale di sicurezza pari a 1.05.

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1 \quad (4.12)$$

con $N_{c,Rd} = A \cdot f_{yk}/\gamma_{M0}$.

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1 \quad (4.13)$$

con $V_{c,Rd} = \frac{A_v f_{yk}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$, dove A_v rappresenta l'area dell'anima del profilo nei confronti dell'azione tagliante agente lungo essa; oppure, l'area delle ali in caso l'azione di taglio agisca lungo la loro direzione.

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}}\right) + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}}\right) \leq 1 \quad (4.14)$$

con $M_{N,y,Rd}$, $M_{N,z,Rd}$ che sono i momenti resistenti in presenza di flessione retta e sforzo assiale, valutati in modo specifico qualora la sollecitazione flettente interessi il piano dell'anima o delle ali della sezione in acciaio.

Sempre in merito agli elementi in acciaio, non è stata compiuta la verifica nei confronti dell'instabilità in quanto gli elementi curvi (*jamb*) sono appoggiati al rivestimento e quindi possiedono un contrasto; invece, gli elementi longitudinali (*linde*) presentano una luce tra le due zone di vincolo che non supera i 4 metri; di conseguenza, si ritiene che per lo scopo delle analisi presentate sia ammissibile non ricorrere a tale verifica.

5 Risultati

In questo capitolo saranno presentati i risultati ottenuti al termine delle analisi geotecniche e strutturali.

In una prima fase dello studio, si è studiata la galleria nel contesto in cui essa è realizzata al fine di individuare lo stato di sollecitazioni a cui il rivestimento è soggetto al termine delle operazioni di scavo dei tunnel correnti, andando a considerare 5 sezioni in cui è prevista l'ubicazione dei cross passages, scegliendole in modo che in ognuna di esse lo scavo sia localizzato in una diversa qualità, o classe, dell'ammasso roccioso di scisti entro cui l'opera si sviluppa.

Al termine di questa fase, si è passati alla realizzazione di un modello strutturale tridimensionale e tale da consentire l'analisi del rivestimento in cui è stata collocata l'apertura che mette in comunicazione i tunnel correnti con il futuro cross passage. Nel fare ciò, implementando il *Bedded-Beam Method*, l'informazione relativa al materiale costituente la roccia è stata definita tramite la modellazione di specifiche molle tali da ricreare la condizione di contatto terreno-struttura.

Le tipologie strutturali indagate comprendono due differenti disposizioni dell'apertura con rispetto alla posizione degli anelli, al fine di valutare altrettanti schemi strutturali; e con ciò, si sono anche considerati due tipi di supporti temporanei da fornire *al segmental lining*, oltre che ai *dowel* ad alta prestazione che comunque sono una "dotazione" di default del tunnel corrente nell'intorno della zona di cross passage.

Infine, si presentano i risultati delle verifiche di sicurezza del rivestimento e degli elementi aggiuntivi installati a supporto dello stesso.

E' di seguito riportata una panoramica dei modelli strutturali studiati (tabella 5.1)

Tabella 5.1 – Modelli strutturali analizzati (x)

Supporto	n° anelli	Scisti I	Scisti II	Scisti III	Scisti IV	Scisti V
Dowel	2	x	x	x	x	x
	3	x	x	x	x	x
Rockbolts	2	x	x	x		
Frame	2				x	x

Le notazioni di seguito presenti nella discussione dei risultati sono le seguenti: HDD_2 indica la soluzione con apertura del tipo 1+1 supportata dai soli dowel; HDD_3 è come la precedente, ma con apertura del tipo 1/2+1+1/2; RB_2 descrive l'apertura 1+1 con supporto temporaneo dei bulloni da roccia e Frame_2 corrisponde al modello avente un varco 1+1 e supportato temporaneamente dalla struttura in acciaio.

Gli stati tensionali orizzontali, output delle analisi geotecniche successivamente presentate si riferiscono alla componente che giace nel piano della sezione trasversale, poiché quella di maggiore interesse; anche perché

nel caso di scisti III, IV e V le componenti orizzontali sono uguali a quella verticale; invece, negli ammassi di classe I e II la componente fuori piano è molto prossima a quella verticale.

Riguardo agli spostamenti verticali osservati in superficie, l'analisi in questione non si focalizza sullo studio di tale fenomeno, di conseguenza non sarà svolta una valutazione sulla loro compatibilità o meno nei confronti delle potenziali strutture distribuite lungo il percorso.

5.1 Sezione Scisti I

Gli scisti di classe I ricadono all'interno dell'unità geotecnica denominata R3, la quale rappresenta la quasi totalità del materiale incontrato lungo il tracciato del tunnel (figura 3.3), della quale gli scisti I costituiscono una minore porzione, rispetto agli scisti II.

La profondità dell'asse della galleria è di 27.9 m da piano campagna risultando un rapporto C/D pari a 4 (figura 5.1), (tabella 5.2).

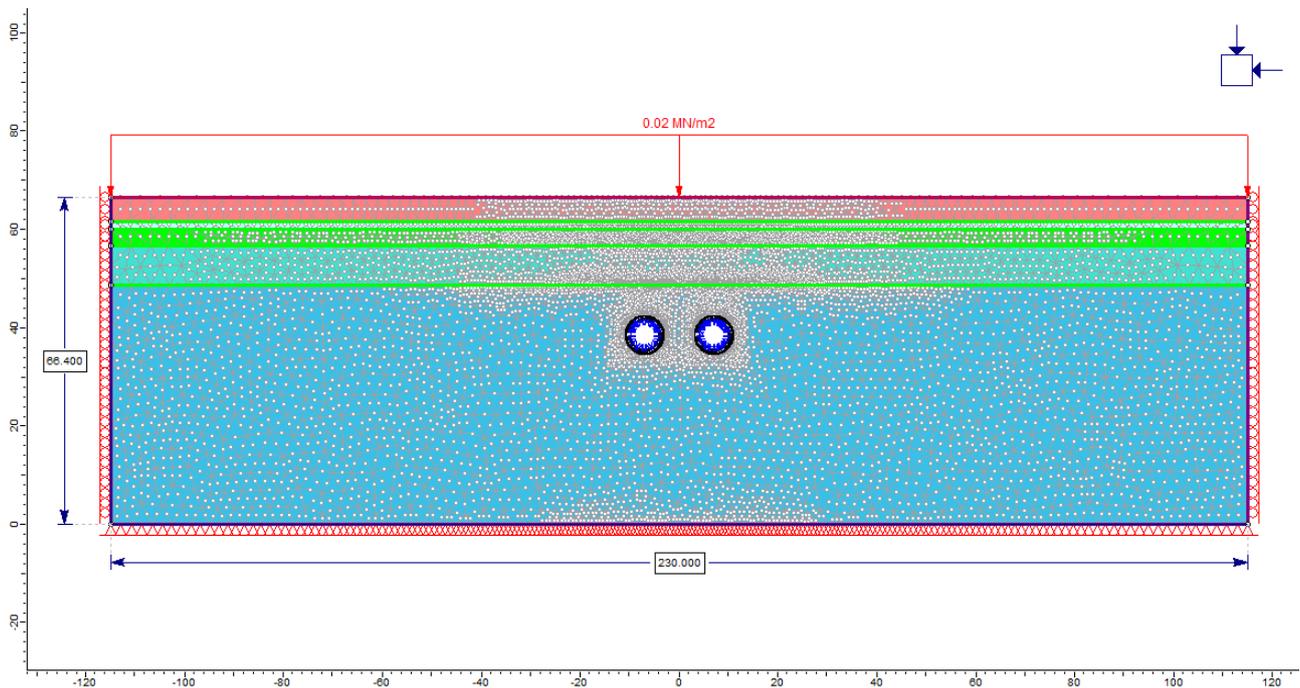


Figura 5.1 – Sc I: modello geotecnico

Tabella 5.2 - Sc I: stratigrafia (la profondità è riferita a PC)

Profondità [m]	Spessore [m]	Litologia [-]
4,8	4,8	Riempimento ing.
6,3	1,5	Terreno residuale
9,8	3,5	Scisti III
17,8	8,0	Scisti II
66,4	48,6	Scisti I

5.1.1 Output

La componente di maggiore interesse dello stato tensionale in sito è rappresentata da quella orizzontale, poiché l'unità geotecnica R3 è contraddistinta dalla presenza di un *locked-in stress* pari a 1.1 MPa, che unito al K_0 superiore all'unità fa sì che essa risulti maggiore di quella verticale (figura 5.2).

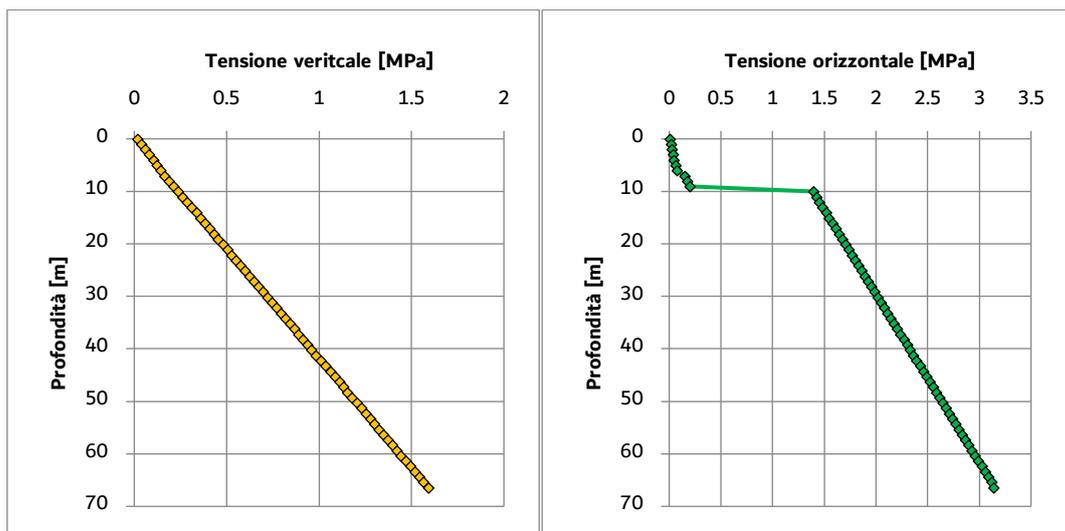


Figura 5.2 – Sc I: stato tensionale verticale (σ_x) e orizzontale (σ_y) con sovraccarico a PC

Imputabile a tale distribuzione delle tensioni orizzontali è l'andamento ottenuto per quanto riguarda gli spostamenti verticali registrati a piano campagna, dove al posto del solito cedimento descritto da una curva di Gauss in senso rovescio, si osserva un sollevamento (figura 5.3). Ciò è associato all'elevata tensione orizzontale, la quale durante la sua redistribuzione conseguente alla creazione della galleria, cercando di oltrepassare l'"ostacolo", in prossimità della parte superiore del cavo induce una componente verticale, da cui lo spostamento.

Il massimo valore al termine degli scavi è inferiore a 1 mm.

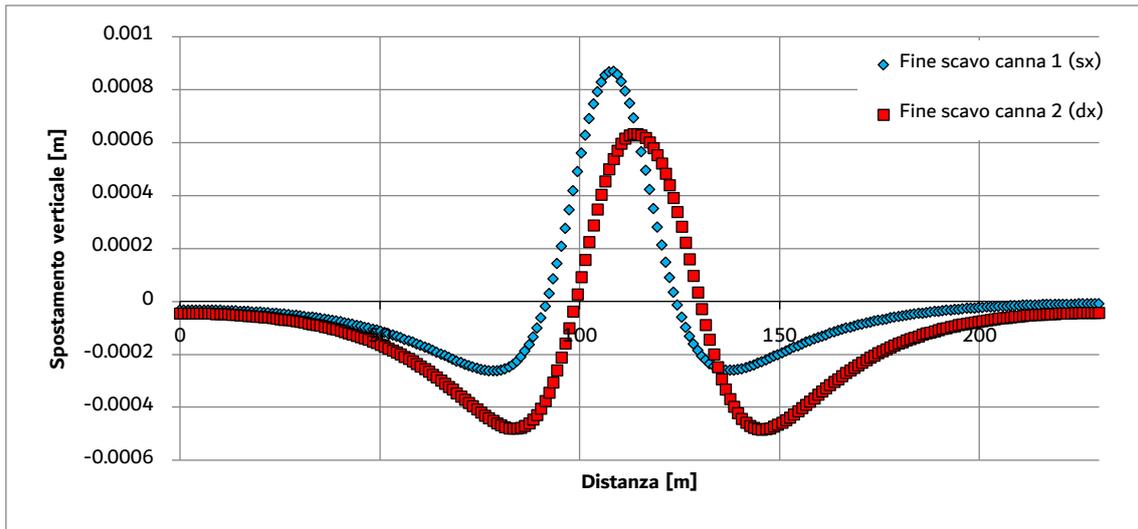


Figura 5.3 – Sc I: spostamenti verticali a PC

Si passa ora alla rappresentazione dello sforzo normale all'interno dei rivestimenti al termine delle operazioni di scavo, al fine di poter poi ricreare la condizione di carico "iniziale" per il rispettivo modello strutturale.

Dati i modesti valori di N agenti (figura 5.4), come conseguenza di quel 5% di rilassamento successivo all'installazione dell'anello come in precedenza indicato, e note le informazioni indicanti la buona qualità dell'ammasso roccioso, ecco che si ritiene più opportuno definire un'interazione non descritta da un carico dovuto al *ground load*, bensì dovuto a fenomeni localizzati di natura gravitativa, quali il distacco di cunei di roccia. Di conseguenza, si è ritenuto appropriato il non trasferire tale distribuzione di sforzo normale ottenuta al modello strutturale in modo tale, oltretutto, da non generare nel rivestimento quel leggero stato di compressione che risulterebbe benefico nei confronti della resistenza a flessione e taglio dei conci; per cui, l'unica condizione di carico sarà definita dai cunei.

Come si può notare (figura 5.4), nella canna di sinistra, che è la prima ad essere scavata, risulta presente un piccolo sforzo normale di trazione, 28 kN, ma per quanto riportato al paragrafo 4.3.3, esso non costituisce alcuna criticità data la buona resistenza fornita dai conci in calcestruzzo armato che sono installati nella zona di cross passage, rispetto al fibro-rinforzato.

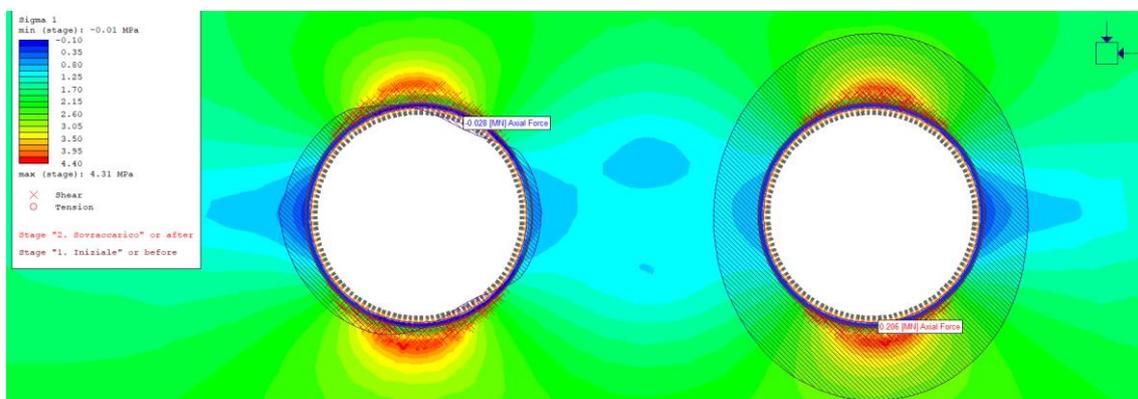


Figura 5.4 - Sc I: sforzo normale a fine scavo tunnel correnti

Lo sviluppo delle zone plastiche nell'intorno della galleria presenta una concentrazione in calotta e all'arco rovescio, conseguenza del maggiore stato tensionale orizzontale, con un'estensione massima pari a 61 cm (figura 5.5).

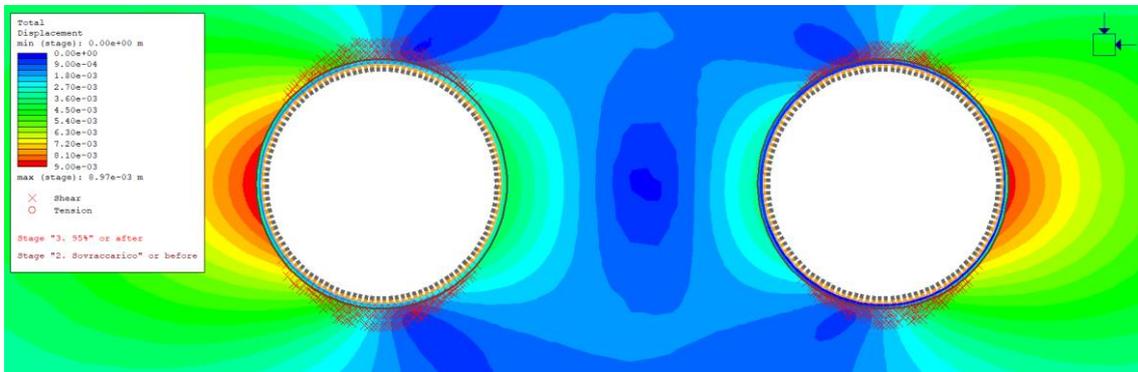


Figura 5.5 - Sc I: zone plastiche a fine scavo tunnel correnti

Come indicato al paragrafo 4.3.2 (figura 4.18), tale è la disposizione adottata per i bulloni da roccia; utilizzati come soluzione provvisoria a supporto del rivestimento, sia in termini di sollecitazioni che di spostamenti relativi.

Siccome la condizione di carico principale è data dai cunei di roccia, la quantificazione della loro entità è derivata dal considerare il valore massimo tra quanto individuato applicando la classificazione di Terzaghi (1946) e l'output dell'analisi UnWedge (Rocscience). Il carico considerato è pari a 30 kPa (tabella 5.3).

Inoltre, per la classe di scisti I, si è considerata anche l'installazione dei *blast mat* a titolo preventivo.

Tabella 5.3 - Sc I: definizione carico cuneo

Terzaghi (1946)		UnWedge	Scelta
H_p	Profondità	Carico	Carico
[-]	[m]	[kPa]	[kPa]
0,1B	0,7	16,8	30

5.1.2 Verifiche di sicurezza

5.1.2.1 SLU

Concio

La verifica a pressoflessione risulta essere leggermente più critica secondo la direzione longitudinale (figura 5.6), ma questo è dovuto alla presenza di un minore quantitativo di armatura, in quanto le sollecitazioni maggiori si osservano lungo la direzione circonferenziale.

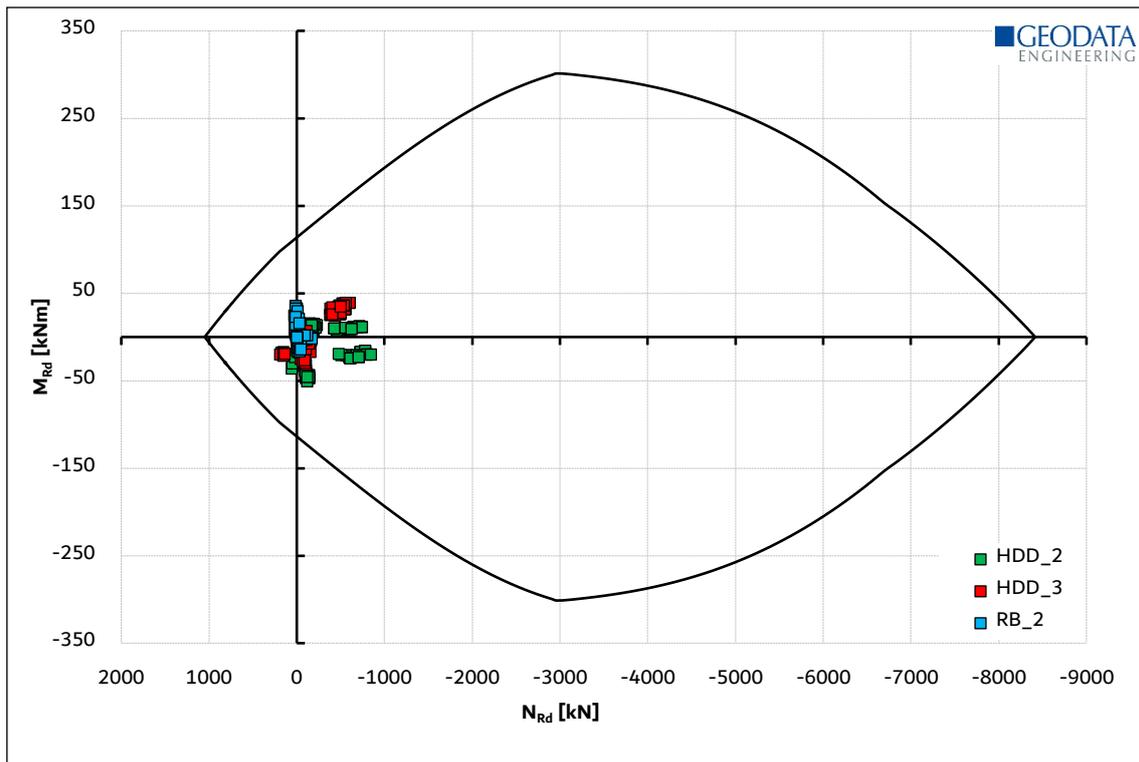


Figura 5.6 – Sc I: dominio di interazione N-M, direzione yy

Giunto

L'esiguo sforzo normale trasmesso dal cuneo e dal peso proprio del rivestimento, unito alla rotazione indotta dal momento flettente, non implica problemi in termini di compatibilità delle tensioni normali trasmesse (tabella 5.4).

Dowel

Avendo a disposizione un comportamento a taglio ricavato per via sperimentale, il cui valore di resistenza è già stato sottoposto ai fattori di sicurezza secondo l'apposita normativa, è sufficiente confrontare le azioni agenti, con le rispettive resistenze; stesso discorso per la componente assiale (figura 5.7).

Gasket

Lo spostamento relativo massimo osservato in corrispondenza del giunto circonferenziale è di 4.1 mm, dunque minore del valore massimo di offset, pari a 10 mm.

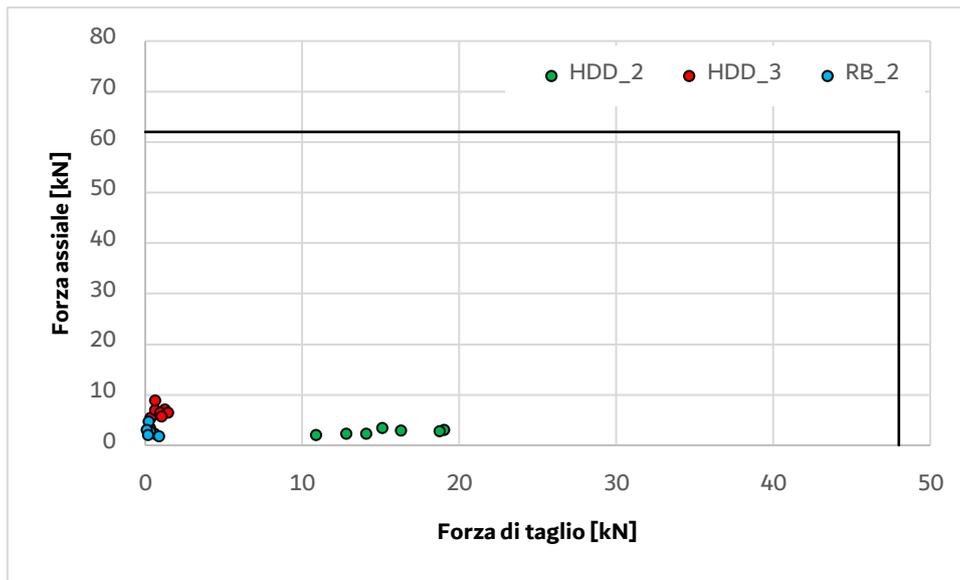


Figura 5.7 - Sc I: verifica dowel

Bullone

Avendo a disposizione una legge carico-spostamento ottenuta per via numerica, è possibile compiere un confronto tra il tiro agente nel bullone e la resistenza dello stesso sottoposta all'apposito fattore di sicurezza. La massima azione assiale è valutata essere 138 kN.

Sono di seguito riportati i risultati ottenuti in termini di tasso di lavoro del singolo componente analizzato; ad un valore di 1,00 corrisponde il 100% di ricorso alla resistenza/funzionalità del medesimo valutata rapportando il valore a stato limite ultimo, con il rispettivo valore limite (tabella 5.4), (figura 5.8).

Tabella 5.4 - Sc I: tasso di lavoro a SLU

	Dowels		Rockbolts
	2	3	2
Concio	0,45	0,44	0,34
Giunto	0,10	0,08	0,04
Dowel	0,40	0,19	0,10
Gasket	0,41	0,12	0,10
Bullone	-	-	0,50

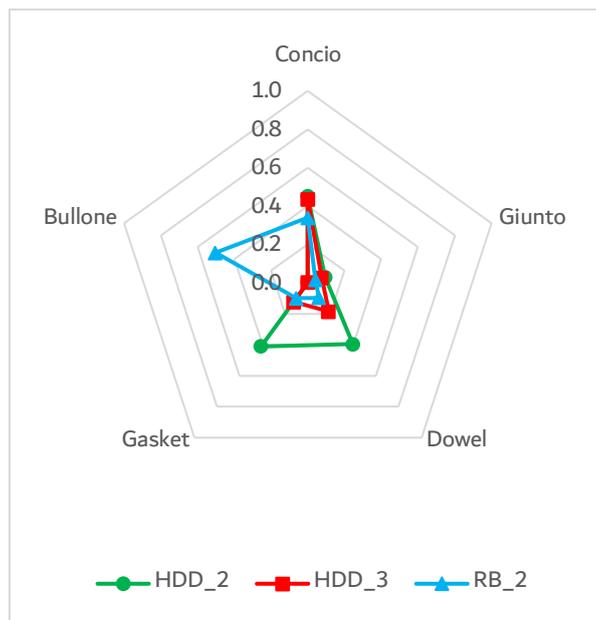


Figura 5.8 - Sc I: rappresentazione schematica tasso di lavoro a SLU

In termini di risultati, la soluzione con bulloni da roccia risulta essere molto prossima a quella con la configurazione di apertura $\frac{1}{2} + 1 + \frac{1}{2}$, entrambe più efficaci di quella del tipo 1+1, soprattutto in termini di spostamenti relativi e sollecitazioni sui dowel.

5.1.2.2 SLE

Concio

Anche nelle condizioni di esercizio, il rivestimento soddisfa le verifiche richieste, tra l'altro, risultando un'assenza di fessurazione indotta dai carichi agenti (tabella 5.5).

Tabella 5.5 - Sc I: tasso di lavoro a SLE

σ_c	[-]	0,17
σ_s	[-]	0,10
w	[-]	0

5.2 Sezione Scisti II

Gli scisti di classe II ricadono all'interno dell'unità geotecnica R3 e rappresentano la stragrande maggioranza del materiale incontrato durante le fasi di scavo, aspetto che è sicuramente stato determinante nella scelta del tipo di TBM da adottare per la tratta studiata (figura 5.9), (tabella 5.6).

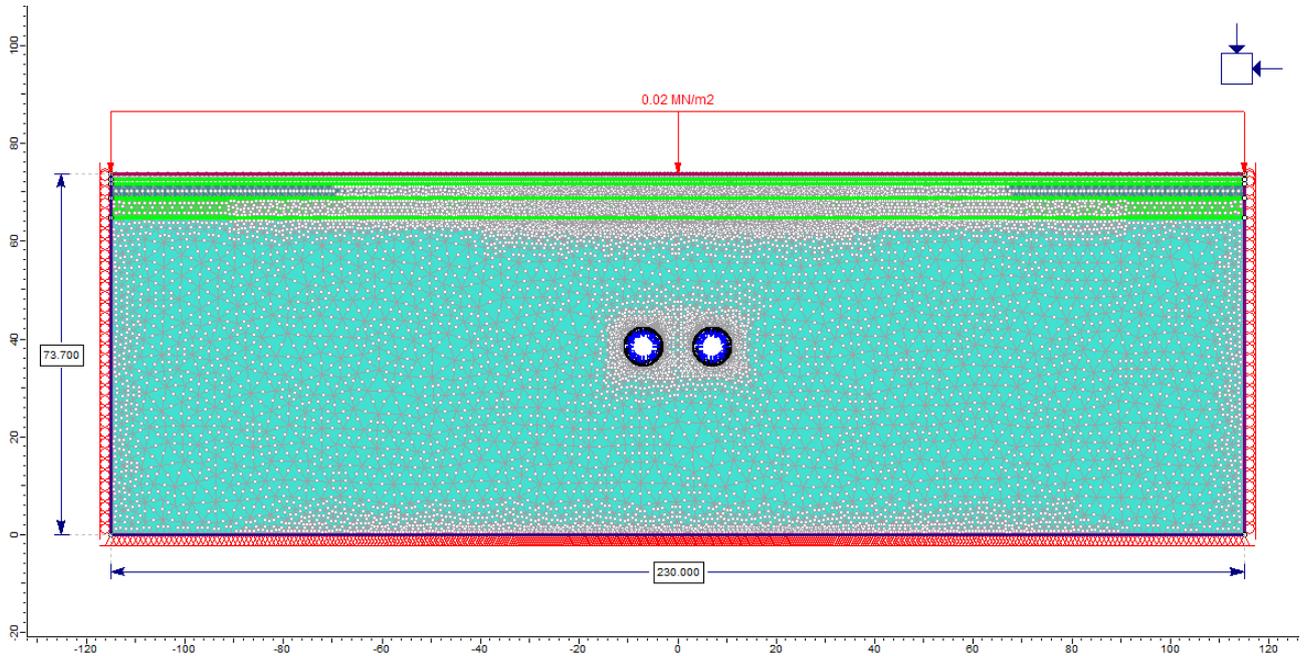


Figura 5.9 - Sc II: modello geotecnico

Tabella 5.6 - Sc II: stratigrafia

Profondità	Spessore	Litologia
[m]	[m]	[-]
1,0	1,0	Riempimento
2,0	1,0	Terreno residuale
5,0	3,0	Scisti IV
9,0	4,0	Scisti III
73,7	64,7	Scisti II

5.2.1 Output

Anche per questa classe di scisti, la presenza del *locked-in* stress nell'unità geotecnica R3 è il responsabile della forte discontinuità delle tensioni orizzontali al passaggio tra gli scisti di classe III e II (figura 5.10).

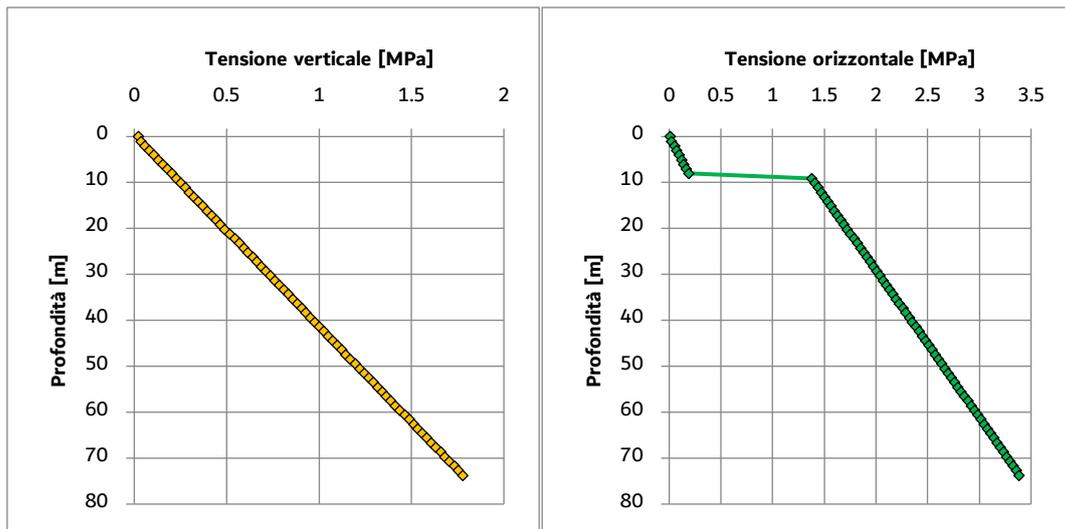


Figura 5.10 – Sc II: stato tensionale verticale e orizzontale con sovraccarico a PC

Stesso discorso per quanto indicato nel caso degli scisti I rispetto all'andamento degli spostamenti verticali a piano campagna, dove anche qui tale componente di tensione orizzontale risulta essere responsabile dell'andamento sotto riportato (figura 5.11). Il massimo sollevamento del piano campagna è quantificato in 1.5 mm al termine delle operazioni di scavo.

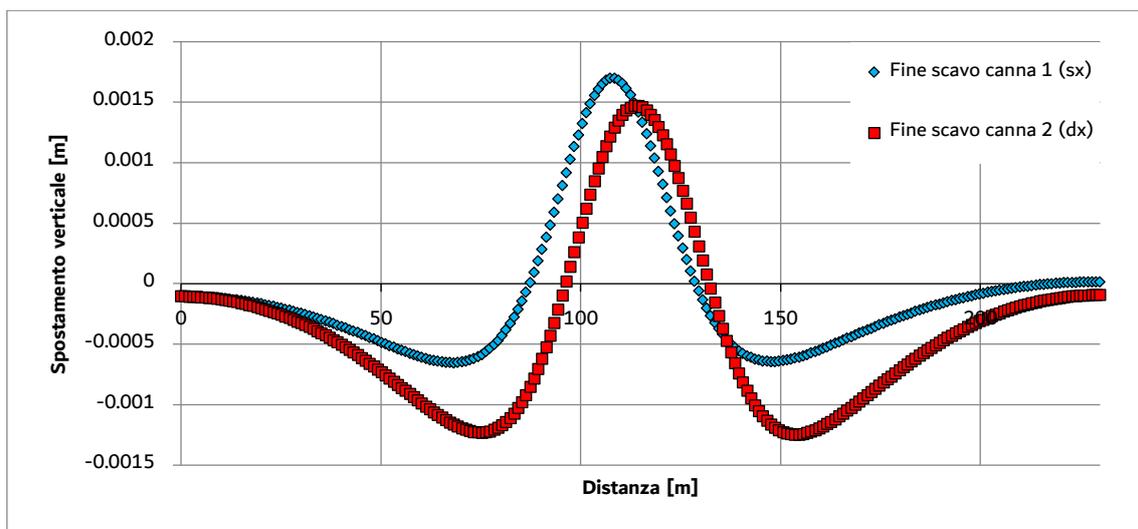


Figura 5.11 – Sc II: spostamento verticale a PC

Analizzando lo sforzo normale (figura 5.12), esso non induce uno stato di trazione, ma risulta in una leggera compressione più o meno uniforme, con valori maggiori ubicati in corona e arco rovescio, nuovamente per effetto del prevalente stato tensionale orizzontale.

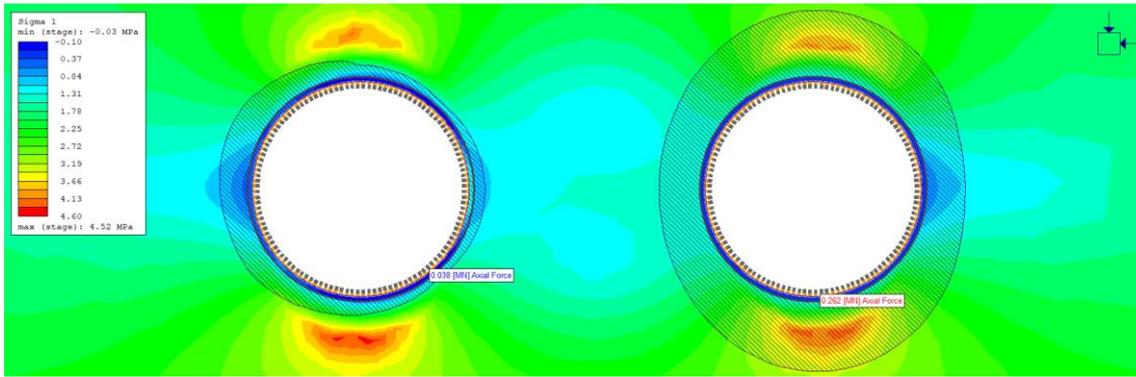


Figura 5.12 - Sc II: sforzo normale a fine scavo tunnel correnti

La massima estensione delle zone plastiche è di 1.2 m in calotta e arco rovescio (figura 5.13).

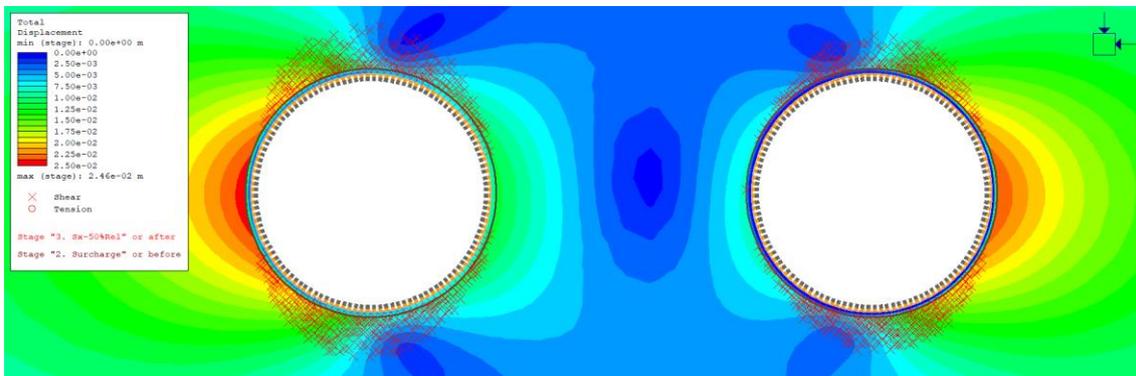


Figura 5.13 - Sc II: zone plastiche a fine scavo tunnel correnti

Riguardo all'entità del carico cuneo, di nuovo esso è stato definito come il massimo valore tra quello derivante dall'analisi UnWedge e il corrispondente frutto dell'applicazione della classificazione di Terzaghi. Per quest'ultimo l'ammasso roccioso è stato collocato nella Rock Class III (figura 4.23). Il carico applicato è pari a 35 kPa (tabella 5.7).

Tabella 5.7 - Sc I: definizione carico cuneo

Terzaghi (1946)		Unwedge	Scelta
H_p	Profondità	Carico	Carico
[-]	[m]	[kPa]	[kPa]
0,2B	1,4	33,6	35

5.2.2 Verifiche di sicurezza

5.2.2.1 SLU

Concio

Partendo dalla verifica a pressoflessione (figura 5.14), come prima, anche negli scisti II la componente più esigente, in termini di *capacity ratio*, è quella in direzione longitudinale; dunque, con riferimento ad una sezione

che giace nel piano trasversale al tunnel, in quanto il rinforzo d'armatura corrispondente è minore di quello circonferenziale. Ad ogni modo, non si riscontra alcuna criticità.

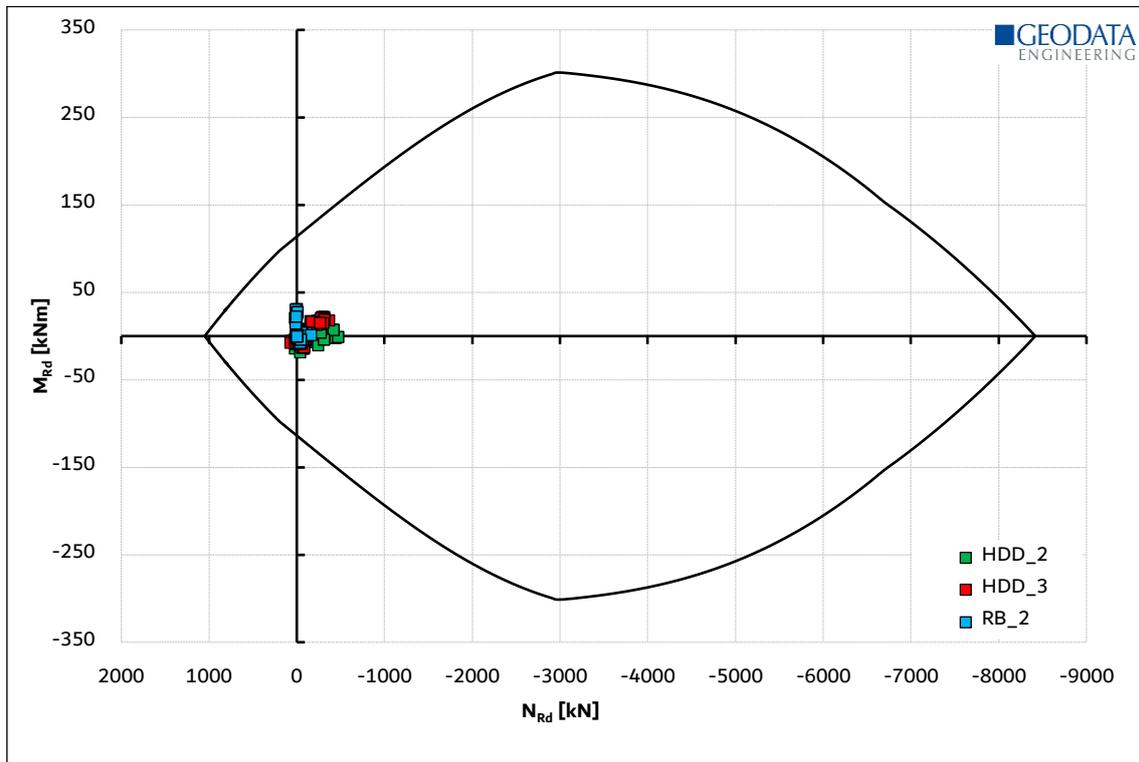


Figura 5.14 - Sc II: dominio di interazione N-M, direzione yy

Giunto

Anche qui la compatibilità riguardo la trasmissione delle tensioni normali non rappresenta alcun problema, risultando ben sotto il limite risultante dalle proprietà del materiale e dalla superficie di contatto rimanente (tabella 5.8).

Dowel

La verifica di sicurezza sui *dowel* risulta assolutamente soddisfatta, mostrando i maggiori valori di sollecitazione nella configurazione di apertura del tipo 1+1, ovvero HDD_2 (figura 5.15).

Gasket

Il massimo spostamento relativo, in corrispondenza del giunto trasversale è di 3.2 mm, minore dei 10 mm fissati come limite di funzionalità.

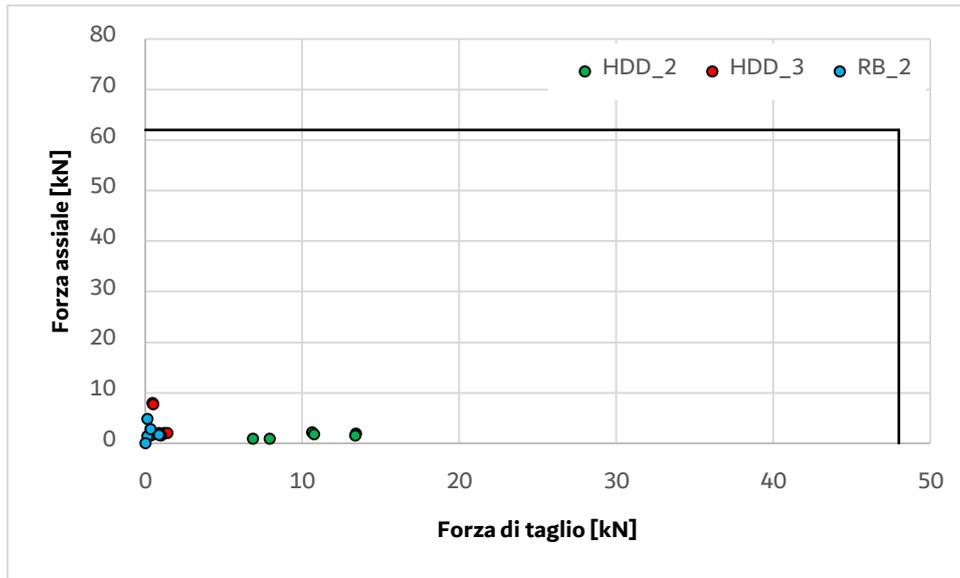


Figura 5.15 - Sc II: verifica dowel

Bullone

L'azione assiale agente nel bullone maggiormente sollecitato è quantificata in 116 kN, dunque minore del limite derivante dalla fattorizzazione del rispettivo valore di *pullout*.

Presentando i risultati in forma compatta ed espressa come tasso di lavoro o funzionalità del singolo elemento (tabella 5.8), (figura 5.16); si nota come non sia necessario ricorrere al supporto temporaneo fornito dai bulloni da roccia pretesati di 50 kN, poiché la sola configurazione con i *dowel* risulta sufficiente a garantire una soluzione accettabile.

Tabella 5.8 - Sc II: tasso di lavoro a SLU

	Dowel		Rockbolts
	2	3	2
Concio	0,30	0,29	0,29
Giunto	0,13	0,12	0,16
Dowel	0,28	0,17	0,10
Gasket	0,32	0,20	0,10
Bullone	-	-	0,64

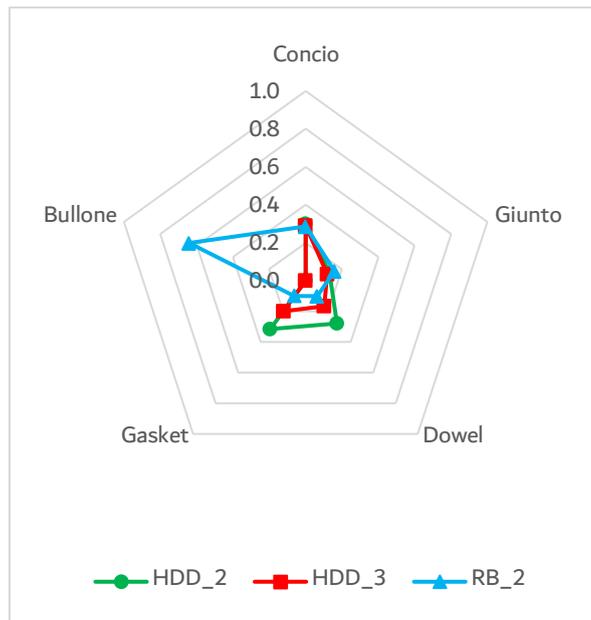


Figura 5.16 - Sc II: rappresentazione schematica tasso di lavoro a SLU

La configurazione più efficace è la RB_2, anche se le tre soluzioni sono praticamente equivalenti sotto tutti gli aspetti a loro comuni analizzati.

5.2.2.2 SLE

Concio

Le condizioni di esercizio risultanti non costituiscono alcun problema e, come negli scisti I, lo stato di sollecitazione è tale da non indurre la fessurazione dei conci.

Tabella 5.9 - Sc II: tasso di lavoro a SLE

σ_c	[-]	0,11
σ_s	[-]	0,06
w	[-]	0

5.3 Sezione Scisti III

Gli scisti III rappresentano l'unità geotecnica denominata R2, e costituiscono solamente in minima parte la distribuzione di materiale che è scavato, nonostante ciò, è comunque presente un cross passage in tale litologia (figura 5.17), (tabella 5.10).

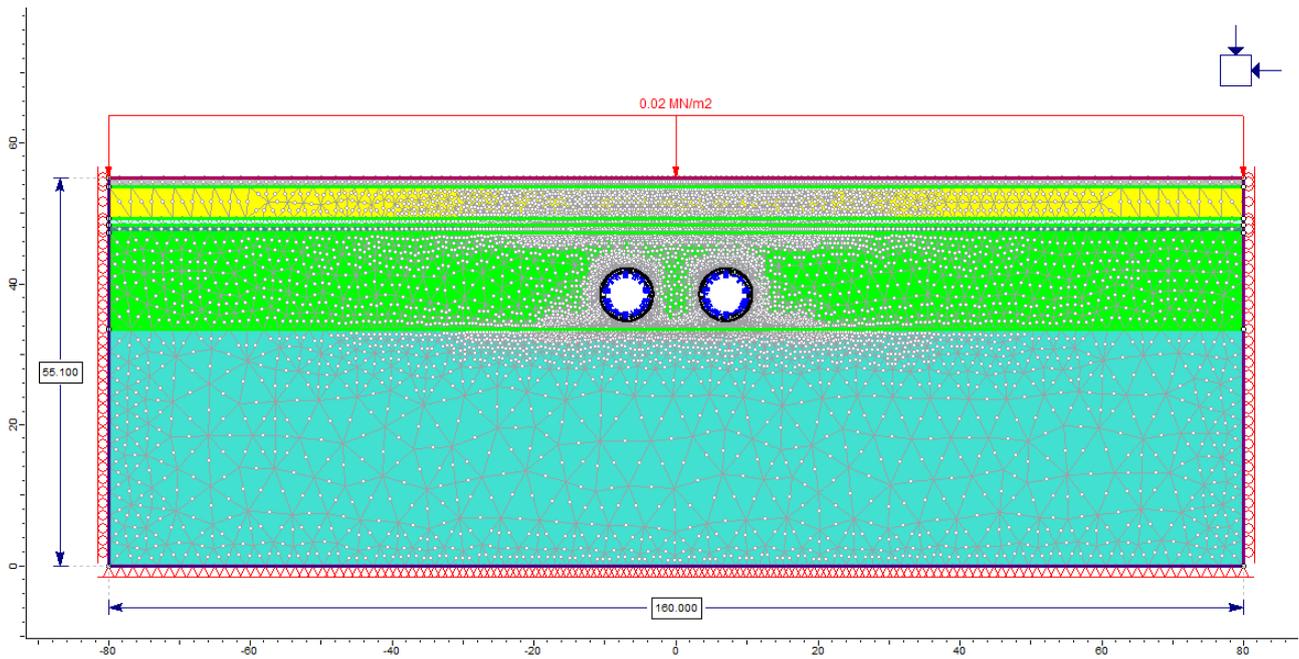


Figura 5.17 - Sc III: modello geotecnico

Tabella 5.10 - Sc III: stratigrafia

Profondità [m]	Spessore [m]	Litologia [-]	
1,3	1,3	Riempimento	■
5,8	4,5	Alluvionale	■
6,8	1,0	Terreno residuale	■
7,8	1,0	Scisti IV	■
21,6	13,8	Scisti III	■
55,1	33,5	Scisti II	■

5.3.1 Output

Si nota nuovamente la presenza del *locked-in* stress nell'andamento delle tensioni orizzontali, ma questa volta la collocazione del tunnel è ad una quota superiore rispetto a tale aumento repentino, risultando così in un materiale con uno stato tensionale geostatico isotropo (figura 5.18). Quindi, sebbene essa rientri tra le classi di ammasso roccioso ritenuto stabile, è caratterizzata da uno stato tensionale isotropo, ovvero con un K_0 unitario.

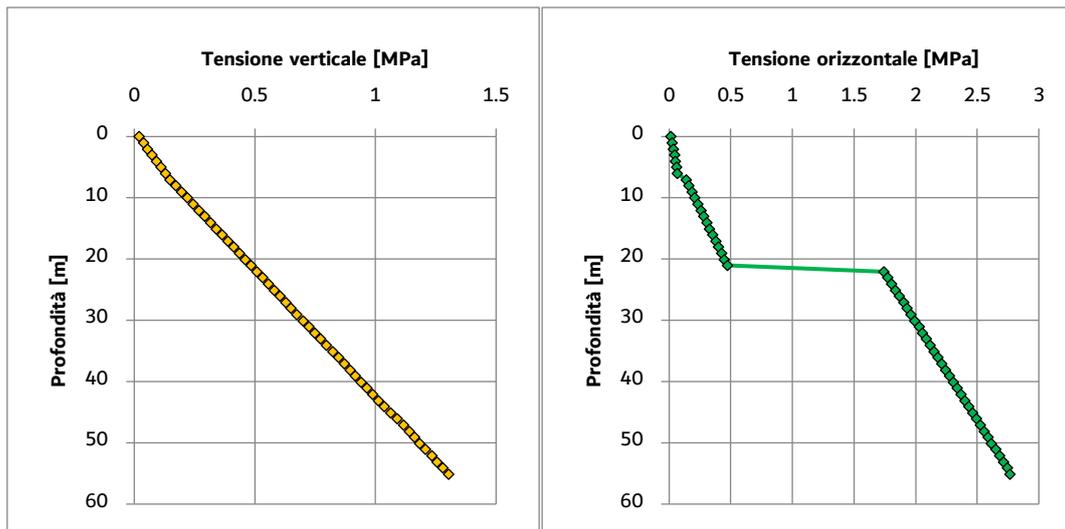


Figura 5.18 – Sc III: stato tensionale verticale e orizzontale con sovraccarico a PC

Diretta conseguenza risulta essere il tipo di *settlement trough*, la quale assume il tipico andamento a campana di Gauss caratterizzata da una concavità rivolta verso l'alto. A differenza dei casi precedenti di ammasso roccioso più competente, ecco che negli scisti III, lo scavo della seconda canna del tunnel, quella di destra, risulta influenzare maggiormente i cedimenti complessivi, inducendo quasi in un raddoppio di quanto ottenuto al termine dello scavo della prima canna (figura 5.19). Il massimo cedimento è di 3 mm.

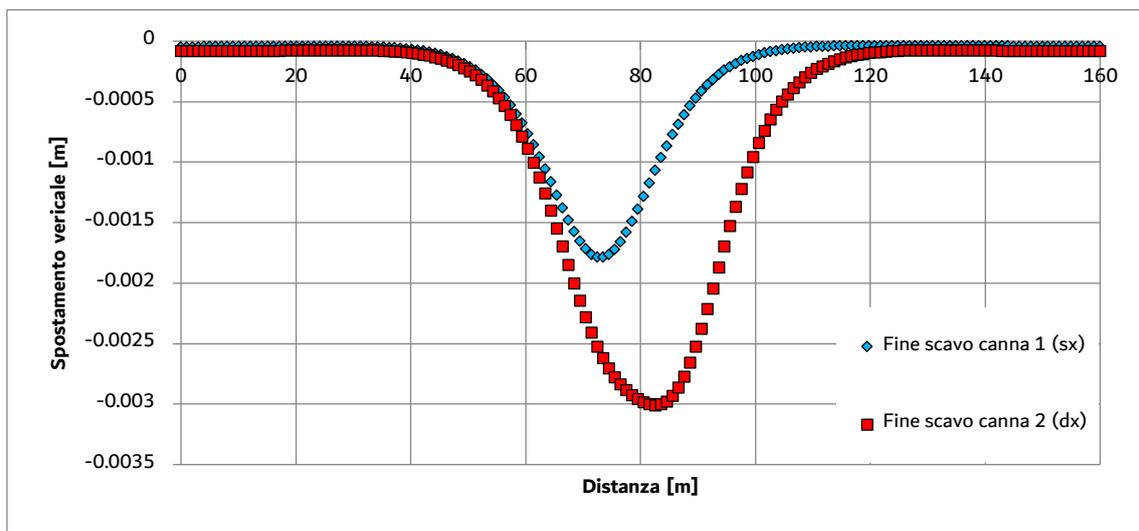


Figura 5.19 – Sc III: spostamento verticale a PC

Come indicato al paragrafo 4.3.3, in questa sezione si studiano entrambi gli scenari di carico; quindi, da una parte i cunei localizzati e dall'altra il carico distribuito e indotto conseguentemente al rilassamento a cui l'ammasso va incontro una volta che il rivestimento è installato. Ciò è fatto poiché la condizione di ammasso roccioso che va sotto il nome di scisti III presenta un comportamento ibrido tra materiale stabile e un *soil-like material*.

Di conseguenza, nel primo caso lo sforzo normale risultante dallo scavo delle gallerie (figura 5.20) non sarà riprodotto nel modello strutturale; invece, nel secondo caso tale sollecitazione sarà riportata al fine di generare la condizione di carico.

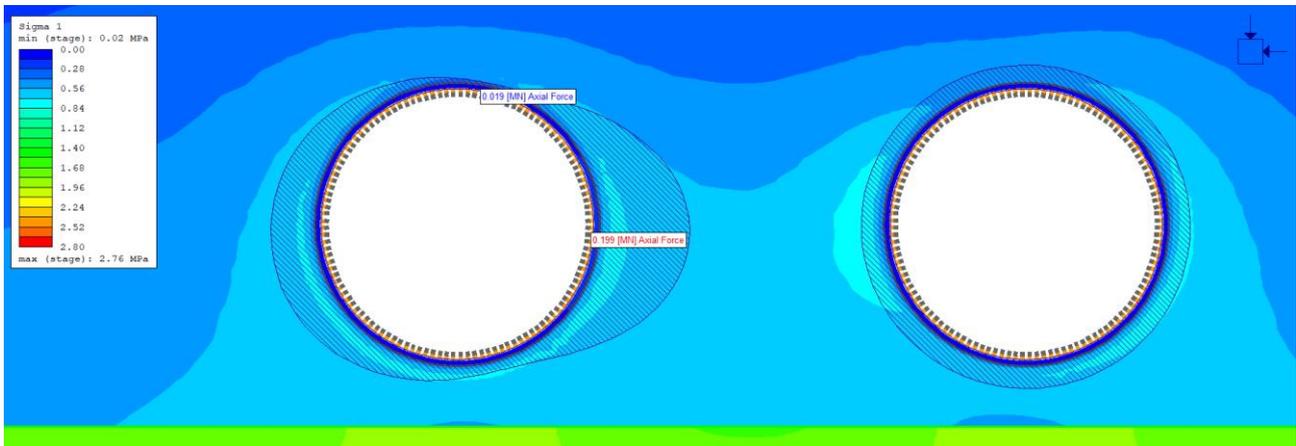


Figura 5.20 - Sc III: sforzo normale a fine scavo tunnel correnti

Il passaggio dallo sforzo normale nel rivestimento alla rispettiva condizione di carico per il modello che implementa il *Bedded-Beam method* vede l'utilizzo della formula di Mariotte in termini di forze per unità di lunghezza e pressioni (5.1) conseguenza dell'aver a che fare con analisi 2D, la quale consente di collegare la sollecitazione normale con il carico a metro lineare che la genera, con riferimento ad elementi curvi:

$$q = \frac{N_{av}}{R_m} \quad (5.1)$$

dove q descrive il carico per unità di area da applicare sul modello 3D; N_{av} rappresenta lo sforzo normale medio di riferimento, vale a dire quello ai piedritti per la stima del carico verticale q_v e quello in corona e arco rovescio per quantificare il carico orizzontale q_h ; R_m coincide con il raggio medio del rivestimento, poiché è quello introdotto nel modello strutturale. Di seguito sono forniti i valori ottenuti (tabella 5.11).

Tabella 5.11 – Sc III: ground load, componenti verticale e orizzontale

N_{sx}	N_{dx}	N_{av}	q_v	N_{top}	N_{bottom}	N_{av}	q_h
[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m ²]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m ²]
60	58	59	17	50	60	55	17

Riguardo le zone plastiche, la massima estensione è di 25 cm oltre il perimetro di scavo uniformemente distribuito al suo intorno (figura 5.21). Tale valore così ridotto deriva dalla combinazione di uno stato tensionale superficiale e di una resistenza del materiale intermedia; inoltre, l'assenza di concentrazioni di zone plastiche è sintomo dello stato tensionale isotropo.

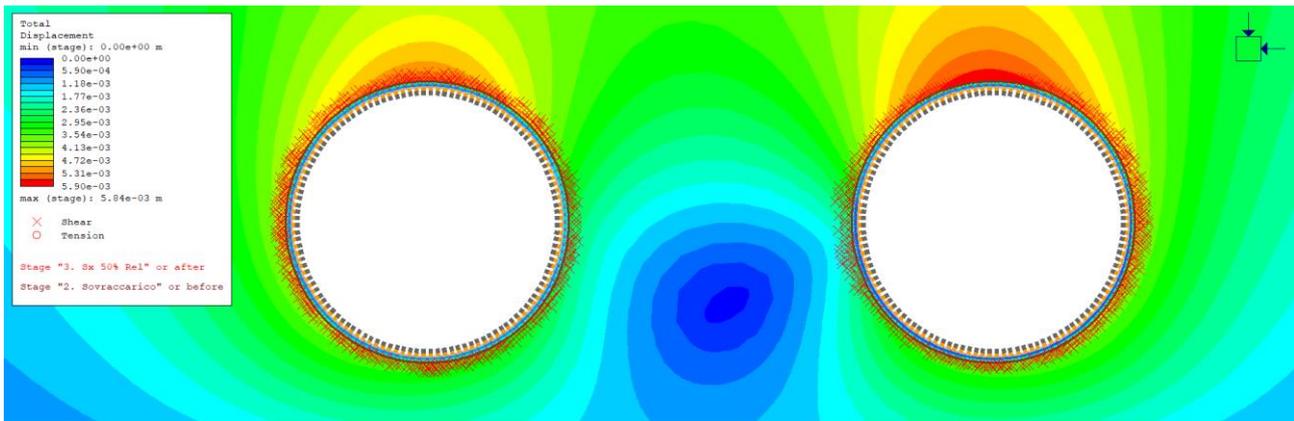


Figura 5.21 - Sc III: zone plastiche a fine scavo tunnel correnti

La disposizione dei bulloni da roccia per il caso in scisti III presenta l'aggiunta di 1 elemento per anello, ubicato in calotta, come rappresentato al paragrafo 4.3.2 (figura 4.17).

Il carico cuneo è stato definito solamente tramite la classificazione di Terzaghi del 1946, data la mancanza del risultato derivante dall'analisi LEM con UnWedge; il valore ricavato è di 45 kPa (tabella 5.12).

Tabella 5.12 - Sc I: definizione carico cuneo

Terzaghi (1946)			Unwedge	Scelta
H_p	Profondità	Carico	Carico	Carico
[-]	[m]	[kPa]	[kPa]	[kPa]
0,25B	1,75	42	-	45

5.3.2 Verifiche di sicurezza

5.3.2.1 SLU

Concio

Lato verifica a pressoflessione non si evidenziano anomalie ottenendo una piena compatibilità delle azioni indotte (figura 5.22).

Giunto

I tassi di lavoro nella zona di giunto cominciano ad incrementare in quanto lo sforzo normale risultante nella struttura è maggiore per effetto di considerare il *ground load*, ad ogni modo la verifica a tensioni normali è soddisfatta (tabella 5.13)

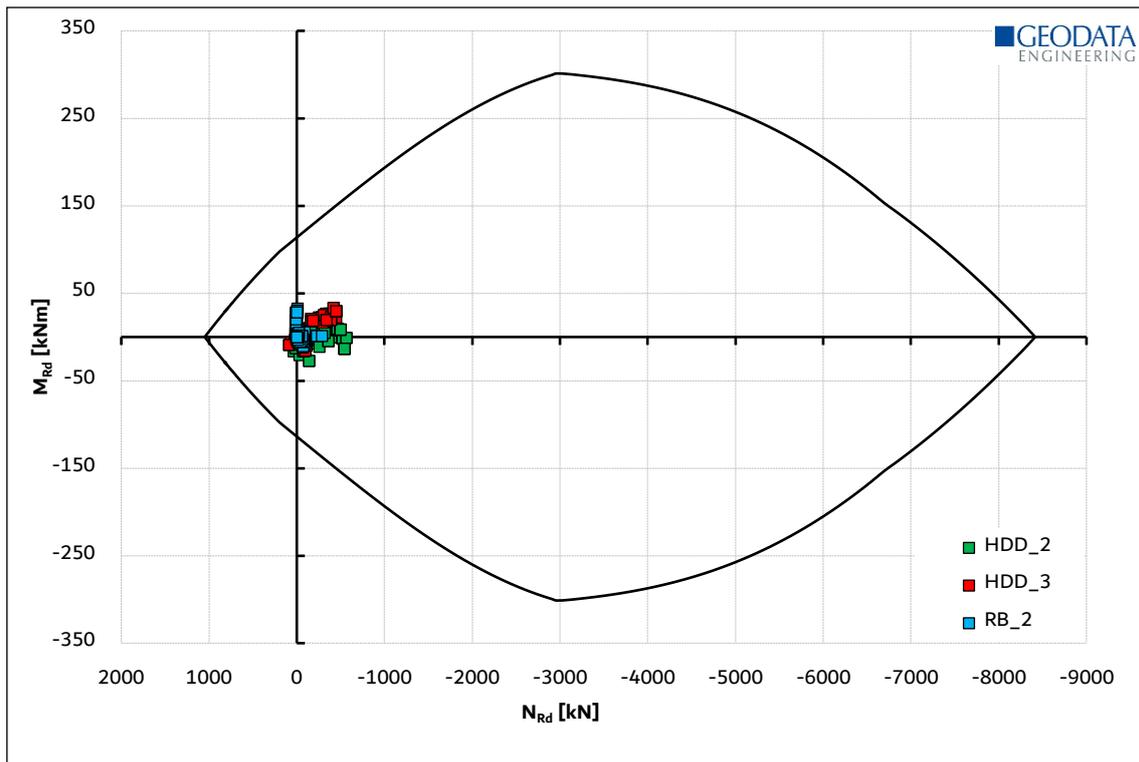


Figura 5.22 - Sc III: dominio di interazione N-M, direzione yy

Dowel

Riguardo ai dowel, la soluzione con apertura del tipo $\frac{1}{2}+1+\frac{1}{2}$ risulta praticamente identica a quella con i bulloni; entrambe più efficienti di quella con varco di tipo 1+1 (figura 5.23).

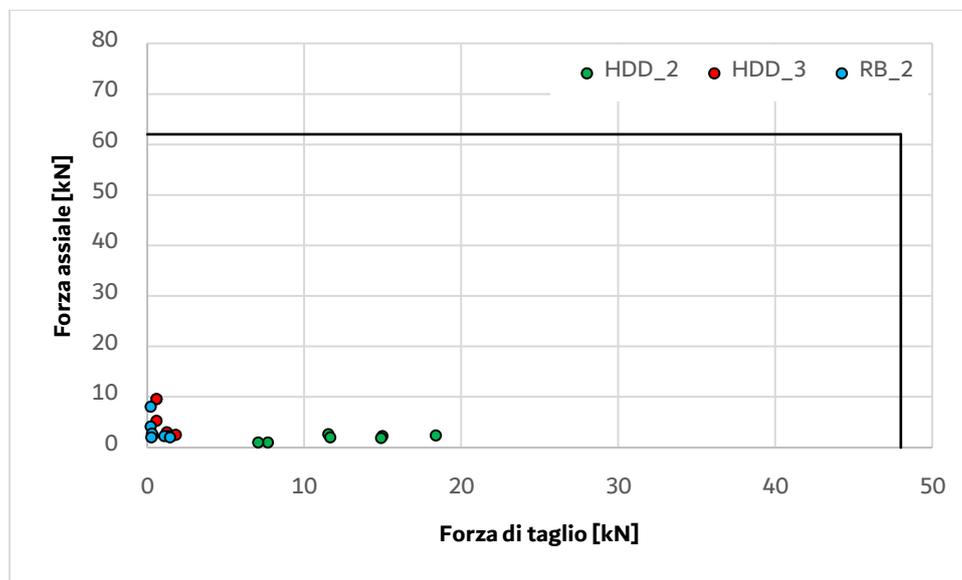


Figura 5.23 - Sc III: verifica dowel

Gasket

Il massimo spostamento relativo è quantificato in 3.6 mm, dunque tollerabile nei confronti del limite convenzionalmente definito in 10 mm.

Bullone

Lo schema proposto al paragrafo 4.3.2 (figura 4.17) soddisfa le verifiche in termini di sfilamento, pur richiedendo un elevato tasso di lavoro.

Di seguito si riportano in forma compatta i risultati ottenuti in termini di tasso di lavoro per ogni singolo elemento analizzato al variare della configurazione strutturale adottata (tabella 5.13), (figura 5.24).

Tabella 5.13 - Sc III: tasso di lavoro a SLU

	Dowel		Rockbolts
	2	3	2
Concio	0,38	0,40	0,29
Giunto	0,40	0,20	0,13
Dowel	0,38	0,20	0,17
Gasket	0,36	0,22	0,20
Bullone	-	-	0,92

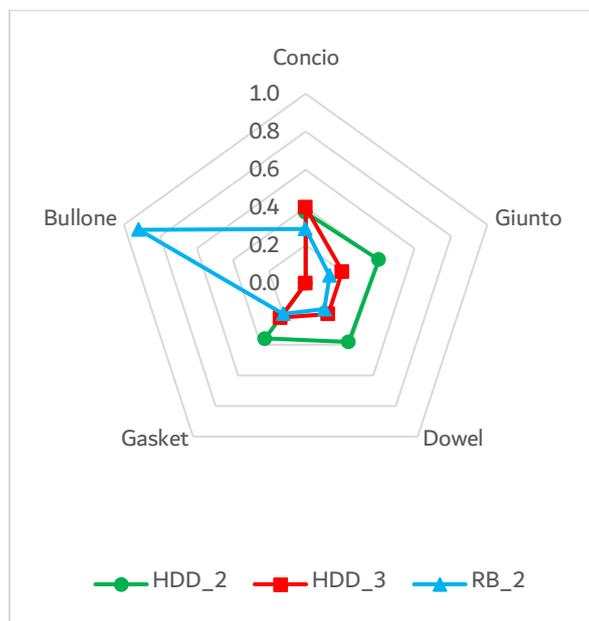


Figura 5.24 - Sc III: rappresentazione schematica tasso di lavoro a SLU

Da una rapida visione, si nota come la soluzione RB_2 e HDD_3 risultino essere un po' più performanti rispetto alla HDD_2, con quest'ultima che riesce comunque a mantenere gli effetti indotti dalla creazione dell'apertura ad un livello adeguato.

5.3.2.2 SLE

Concio

Il tasso di lavoro richiesto allo SLE è del tutto compatibile con i limiti di normativa (tabella 5.14), risultando anche in questo caso una sezione non fessurata, dunque ideale per garantire il più possibile la durabilità degli elementi.

Tabella 5.14 - Sc III: tasso di lavoro a SLE

σ_c	[-]	0,16
σ_s	[-]	0,08
w	[-]	0

5.4 Sezione Scisti IV

Anche il materiale di scisti IV viene incontrato per un intervallo di progressive piuttosto ridotto ed in una zona relativamente superficiale in prossimità di una stazione (figura 5.25), (tabella 5.15).

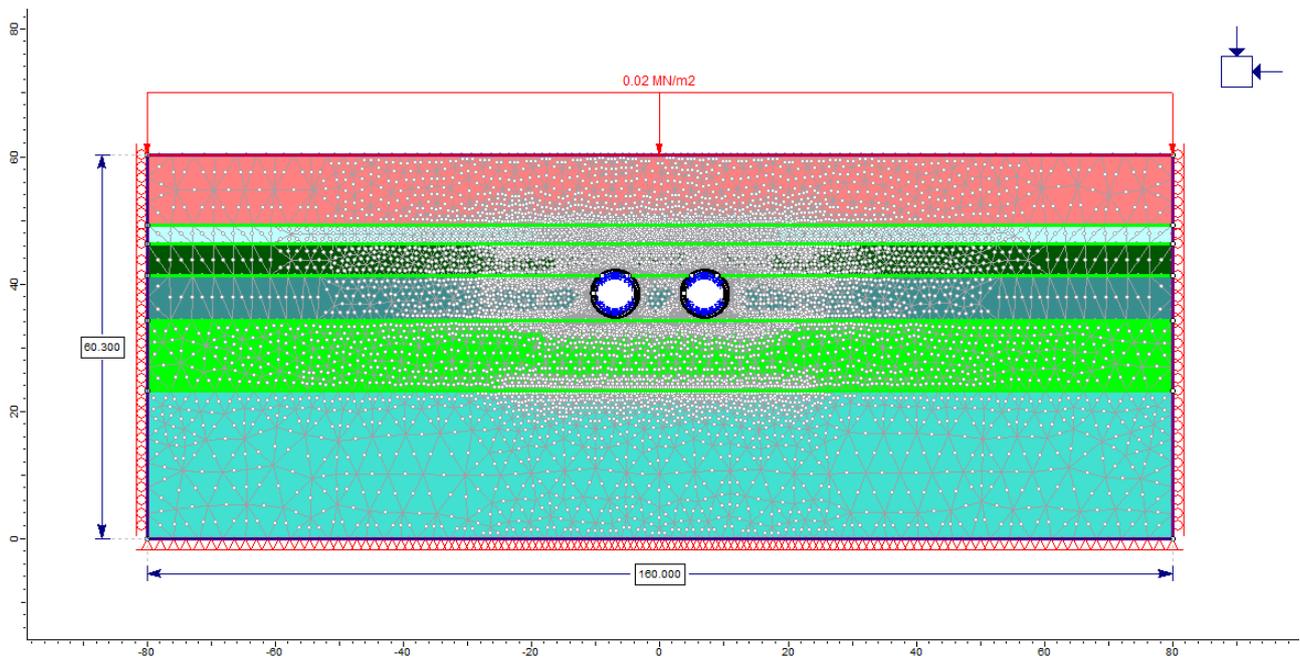


Figura 5.25 - Sc IV: modello geotecnico

Tabella 5.15 - Sc IV: stratigrafia

Spessore	Litologia
[m]	[-]
11,0	Riempimento ing.
3,0	Terreno residuale
5,0	Scisti V
7,0	Scisti IV
11,0	Scisti III
23,3	Scisti II

5.4.1 Output

Il piccolo scarto di tensione orizzontale osservabile ad una quota superficiale denota il passaggio dalle formazioni di tipo suolo a quelle rocciose; mentre lo scarto più grande indica la transizione tra scisti di classe III e II (figura 5.26).

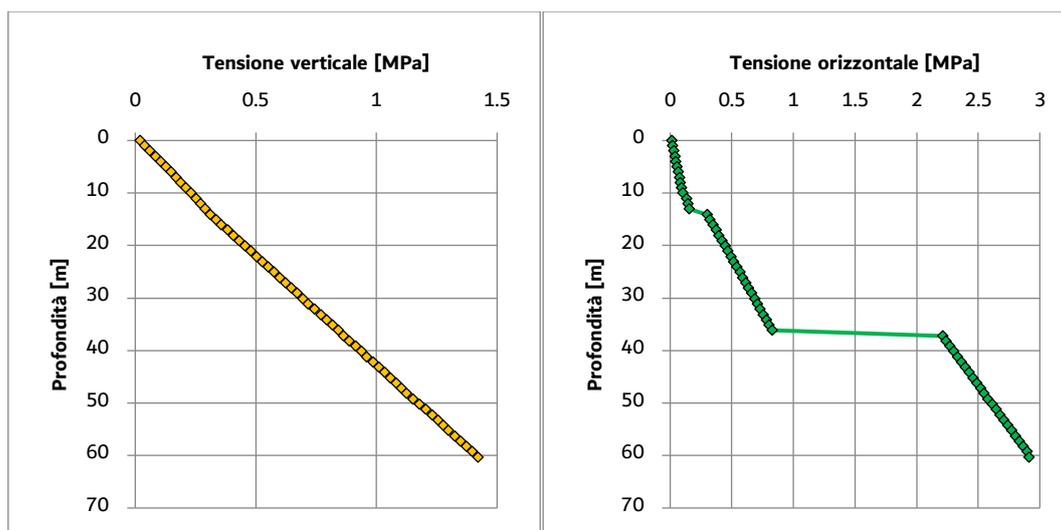


Figura 5.26 – Sc IV: stato tensionale verticale e orizzontale con sovraccarico a PC

L'andamento dei cedimenti superficiali riflette nuovamente l'interazione indotta dallo scavo delle due canne, ottenendo dei valori di spostamento che risultano raddoppiati rispetto allo scavo della singola galleria, arrivando ad un valore massimo minore di 1.2 cm (figura 5.27).

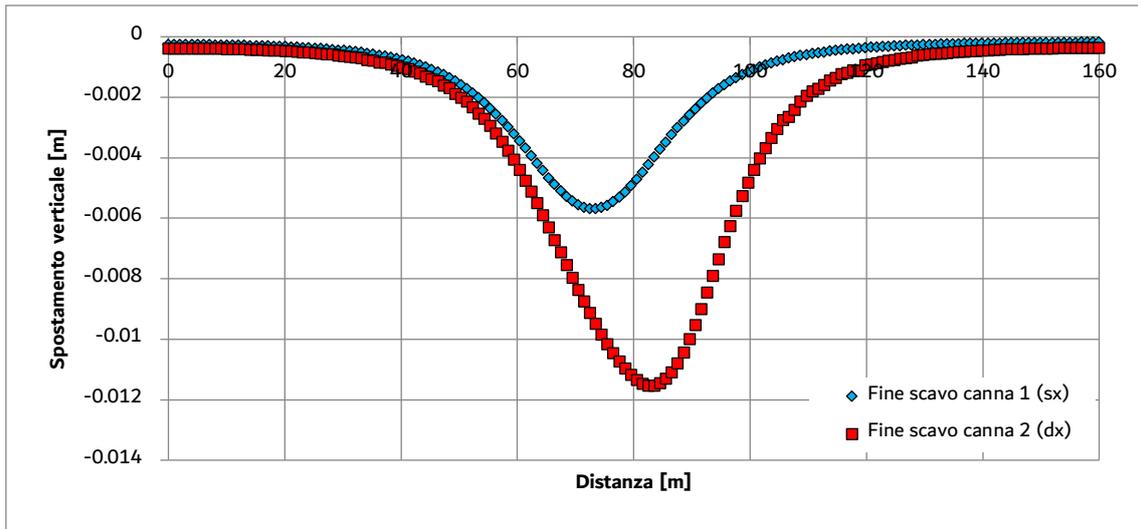


Figura 5.27 – Sc IV: spostamento verticale a PC

La distribuzione dello sforzo normale al termine delle operazioni di scavo dei tunnel correnti risulta essere piuttosto uniforme, anche rispetto alla prima canna (figura 5.28), dove si registra un incremento dovuto allo scavo della seconda galleria. Le azioni assiali agenti in questa sezione risultano essere quelle di entità maggiore.

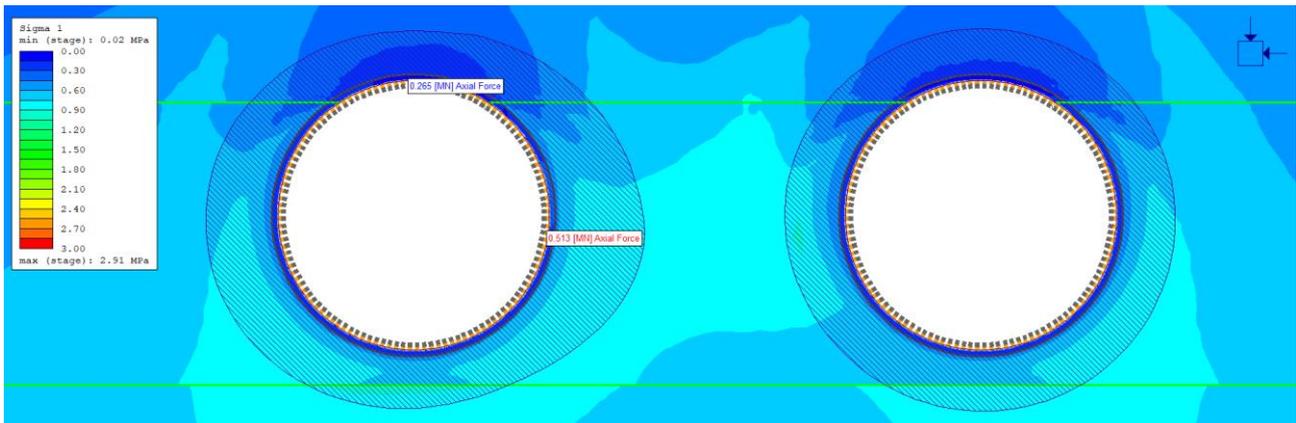


Figura 5.28 - Sc IV: sforzo normale a fine scavo tunnel correnti

Riguardo lo sviluppo delle zone plastiche, si può notare come la loro estensione sia sintomo di un meccanismo che non si limita ad un disturbo localizzato lungo il perimetro di scavo, ma che si estende anche ad una quota superiore (figura 5.29), in particolare allo strato di scisti di classe V, la cui interfaccia con la scisti IV è ubicata in calotta.

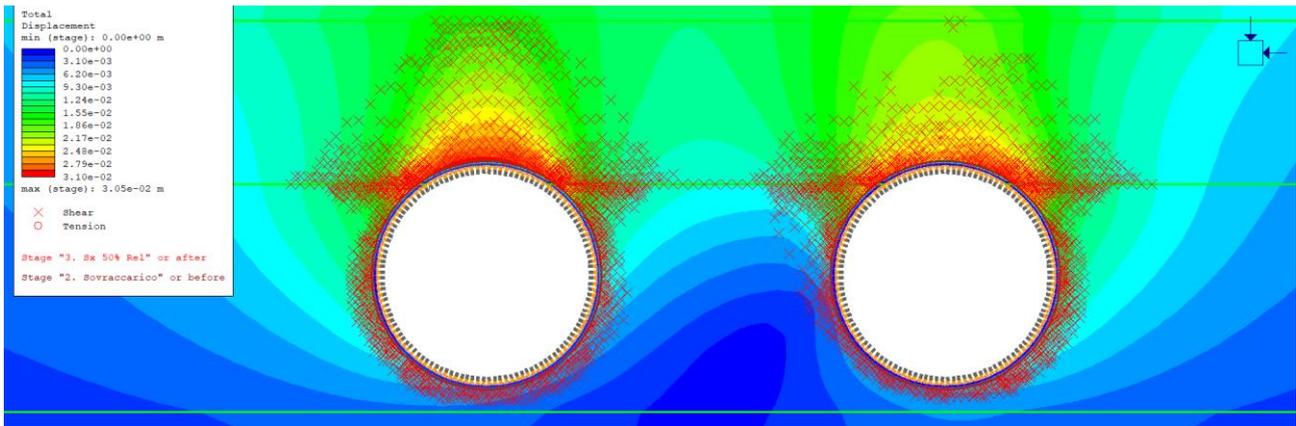


Figura 5.29 - Sc IV: zone plastiche a fine scavo tunnel correnti

Questa volta non si considerano più condizioni di carico di tipo cuneo, ma applicando nuovamente la formula di Mariotte (5.1) ai risultati dell'analisi geotecnica si possono ottenere i carichi verticali e orizzontali da applicare nel software Straus7 (tabella 5.16).

Tabella 5.16 - Sc IV: ground load, componenti verticale e orizzontale

N_{sx}	N_{dx}	N_{av}	q_v	N_{top}	N_{bottom}	N_{av}	q_h
[kN]	[kN]	[kN]	[kN/m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN/m]
323	311	317	99	278	327	303	94

Per la scisti di classe IV, così come la V, anziché i bulloni da roccia si valuta il contributo dovuto all'installazione del cosiddetto *frame*, ovvero la struttura di acciaio a sostegno del rivestimento nell'intorno dell'apertura.

5.4.2 Verifiche di sicurezza

I risultati successivamente esposti non contengono quelli relativi ai modelli con l'apertura avente la configurazione del tipo 1+1, poiché i *dowel* in essi presenti hanno raggiunto la condizione di rottura; per cui, tale soluzione risulta impraticabile in assenza di un supporto aggiuntivo, che per l'appunto è identificato nella struttura di acciaio.

5.4.2.1 SLU

Concio

La maggiore entità dei carichi trasferiti dal modello geotecnico rende più esigente la risposta strutturale in termini di verifica a pressoflessione, ma comunque entro i limiti di capacità sezionale (figura 5.30). Dal punto

di vista della combinazione tra sforzo normale e momento flettente, il *capacity ratio* richiesto dalle due soluzioni strutturali è pressoché equivalente.

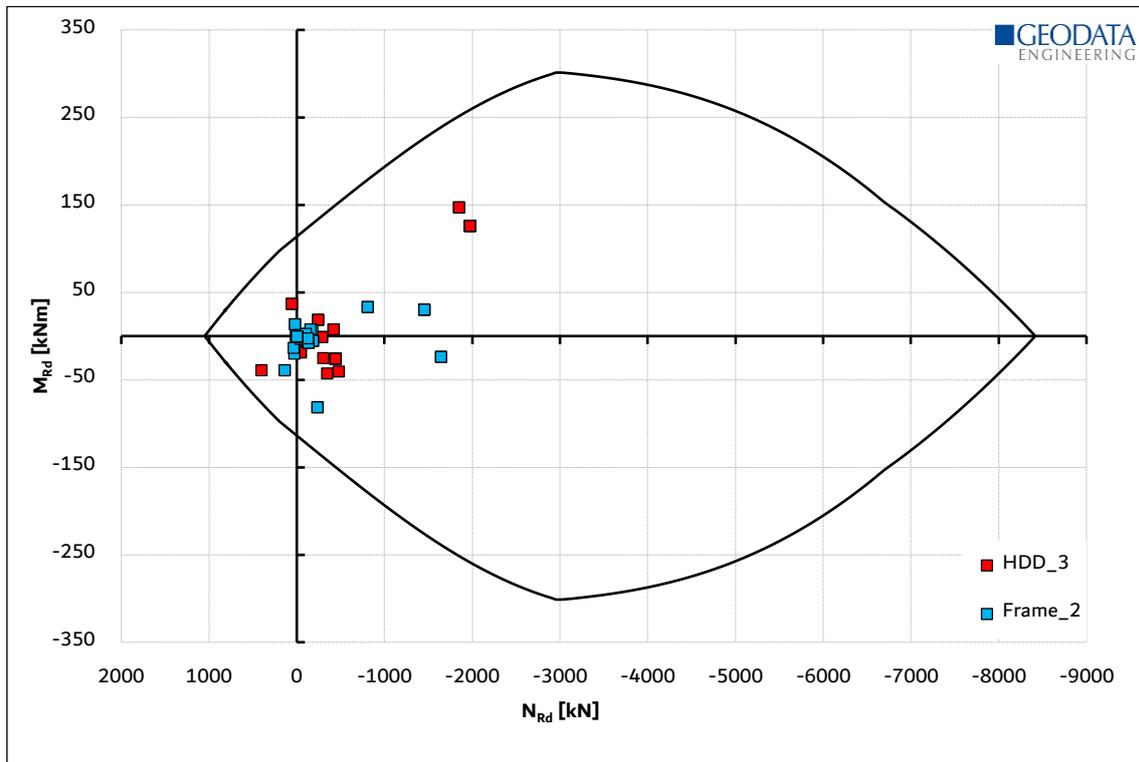


Figura 5.30 - Sc IV: dominio di interazione N-M, direzione yy

Giunto

A livello di tensioni normali in corrispondenza dei giunti radiali, nonostante l'entità dei carichi distribuiti, non si registra un beneficio associabile ad una soluzione piuttosto che all'altra, ma al tempo stesso nemmeno una condizione di attenzione (tabella 5.18).

Dowel

A livello di impegno lato *dowel*, le soluzioni presentate appaiono equivalenti (figura 5.31). Si nota, rispetto ai casi di ammasso roccioso più competente, un incremento della componente tagliante interessata, ma che si mantiene sufficientemente distante dalla resistenza ottenuta in sede di test di laboratorio con, si ricorda, i connettori inseriti in blocchi di calcestruzzo armato.

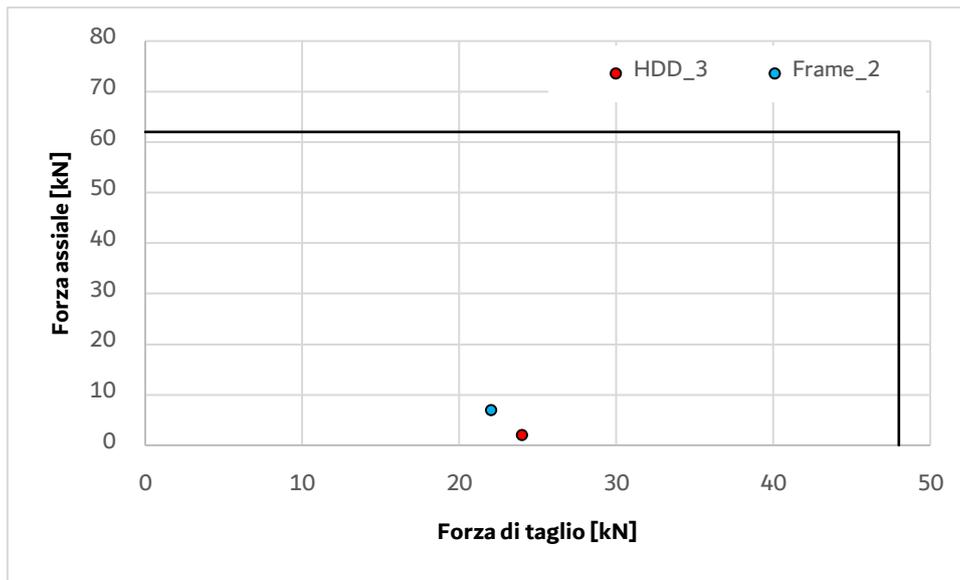


Figura 5.31 - Sc IV: verifica dowel

Gasket

Potendo definire equivalenti le due soluzioni strutturali, in termini di risultati rispetto agli aspetti precedentemente analizzati; l'elemento di maggiore differenza tale da rendere una soluzione preferibile all'altra è rappresentata dal confronto sugli spostamenti di *offset* che si manifestano al giunto circonferenziale, in quanto in presenza del frame essi sono all'incirca la metà che nel caso dei soli *dowel* e apertura del tipo $\frac{1}{2}+1+\frac{1}{2}$. I valori ottenuti sono di 4.4 mm contro 7.6 mm; ad ogni modo entrambi al di sotto del limite di 10 mm.

Frame

La verifica della struttura di acciaio è volta ad una valutazione in merito alla compatibilità della configurazione ipotizzata nei confronti delle sollecitazioni derivanti dall'analisi.

In particolare, la componente di resistenza maggiormente interessata risulta essere quella flessionale (tabella 5.17), con un impegno pari a $0.31 < 1$.

Tabella 5.17 - Verifica frame

N_{Ed}/N_{Rd}	$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})+(M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})$	$V_{Ed}/V_{y,Rd}$	$V_{Ed}/V_{z,Rd}$
[-]	[-]	[-]	[-]
0,07	0,31	0,09	0,07

Si passa ora a presentare l'insieme dei risultati espressi sottoforma di tasso di lavoro, come valore tra 0 a 1 (tabella 5.18), (figura 5.32).

Tabella 5.18 - Sc IV: tasso di lavoro a SLU

	Open ST		
	Dowel		Frame
	2	3	2
Concio	-	0,75	0,61
Giunto	-	0,18	0,15
Dowel	1,00	0,49	0,50
Gasket	-	0,76	0,44
Frame	-	-	0,31

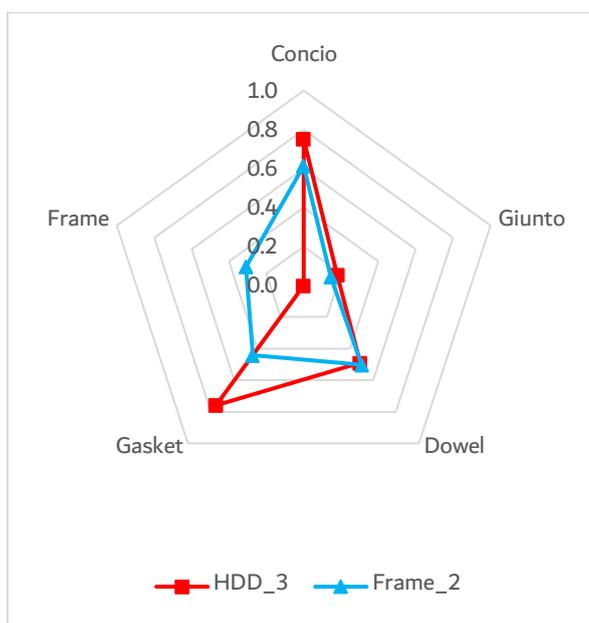


Figura 5.32 - Sc IV: rappresentazione schematica tasso di lavoro a SLU

5.4.2.2 SLE

Concio

Sebbene i tassi di lavoro relativi alla condizione di esercizio risultino relativamente elevati, la rispettiva verifica in termini di tensioni nel calcestruzzo, nell'acciaio e di ampiezza delle fessure risulta essere soddisfatta (tabella 5.19).

Tabella 5.19 - Sc V: tassi di lavoro a SLE

σ_c	[-]	0,68
σ_s	[-]	0,85
w	[-]	0,80

5.5 Sezione Scisti V

Infine, si studia la sezione ubicata all'interno del materiale di classe V, anch'esso incontrato in una limitata porzione del tracciato, relativa alla zona più superficiale dell'opera (figura 5.33), (tabella 5.20).

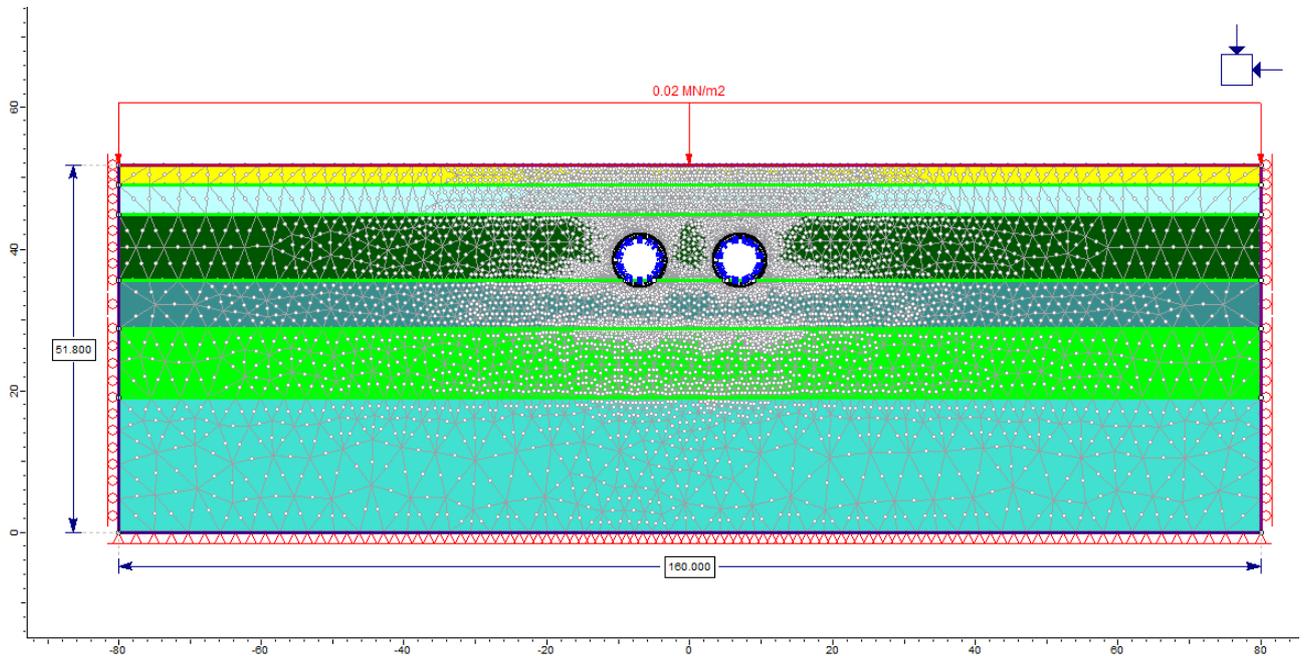


Figura 5.33 - Sc V: modello geotecnico

Tabella 5.20 - Sc V: stratigrafia

Profondità	Spessore	Litologia
[m]	[m]	[-]
2,8	2,8	Alluvionale
6,8	4,0	Terreno residuale
16,2	9,4	Scisti V
23,0	6,8	Scisti IV
32,8	9,8	Scisti III
51,8	19,0	Scisti II

5.5.1 Output

Nuovamente il tunnel è collocato in un materiale contraddistinto da uno stato tensionale isotropo (figura 5.34).

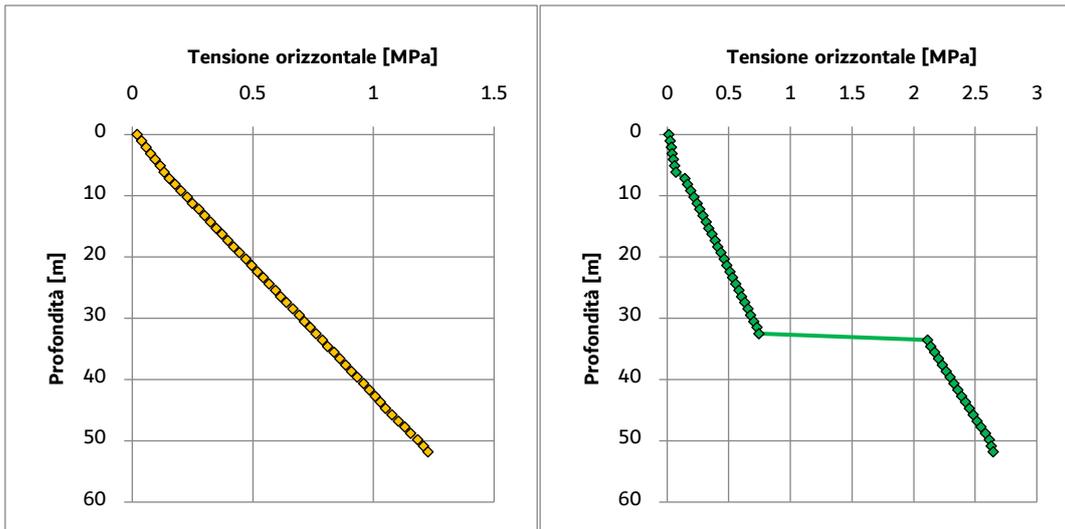


Figura 5.34 – Sc V: stato tensionale verticale e orizzontale con sovraccarico a PC

L'andamento dei cedimenti superficiali riflette una condizione di interazione conseguente allo scavo delle due canne (figura 5.35), con un valore massimo di cedimento che viene individuato essere pari a 22 mm.

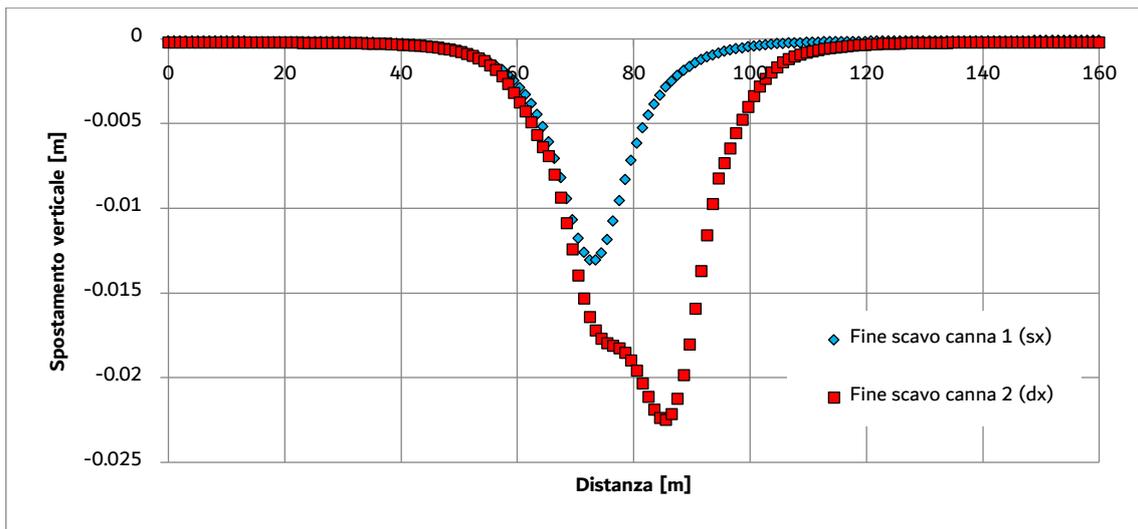


Figura 5.35 – Sc V: spostamenti verticali a PC

Passando allo sforzo normale, la collocazione superficiale dell'opera fa sì che lo stato di sollecitazione nel rivestimento risulti una leggera compressione grossomodo uniforme (figura 5.36).

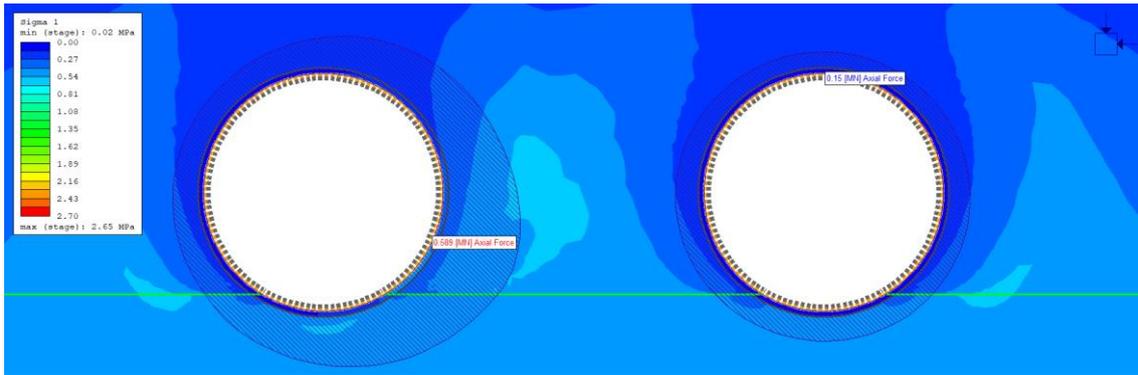


Figura 5.36 - Sc V: sforzo normale a fine scavo tunnel correnti

Dallo sforzo normale agente nel rivestimento, si ricava il carico distribuito per il modello strutturale (tabella 5.21)

Tabella 5.21 – Sc V: ground load, componenti verticale e orizzontale

N_{sx}	N_{dx}	N_{av}	q_v	N_{top}	N_{bottom}	N_{av}	q_h
[kN]	[kN]	[kN]	[kN/m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN/m]
197	187	192	60	150	210	180	56

Come per la sezione in scisti IV, l'evoluzione delle zone plastiche induce a considerare un effetto indotto dallo scavo che va oltre la prima porzione di materiale intorno al perimetro di scavo (figura 5.37). Tale estensione fondamentalmente rimane confinata nello strato di scisti V.

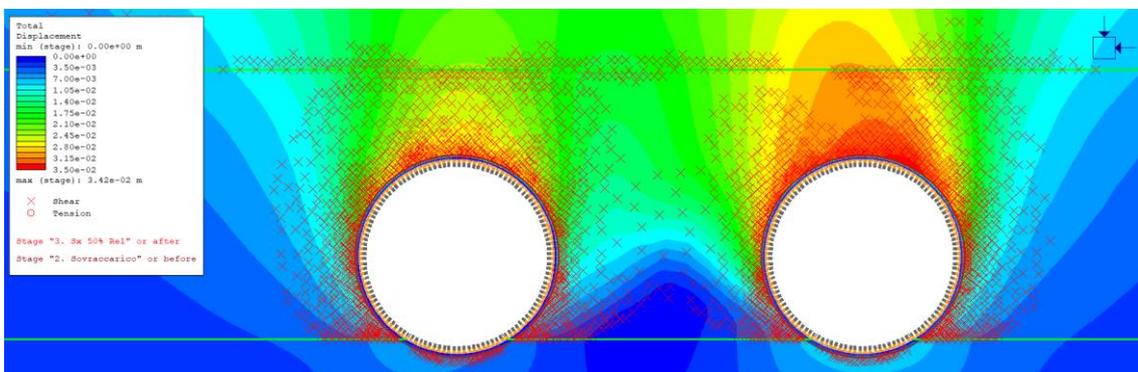


Figura 5.37 – Sc V: zone plastiche a fine scavo tunnel correnti

5.5.2 Verifiche di sicurezza

5.5.2.1 SLU

Concio

La verifica a pressoflessione mostra una condizione di assoluta compatibilità delle sollecitazioni indotte nel rivestimento (figura 5.38). Qui la configurazione con il frame appare relativamente più performante.

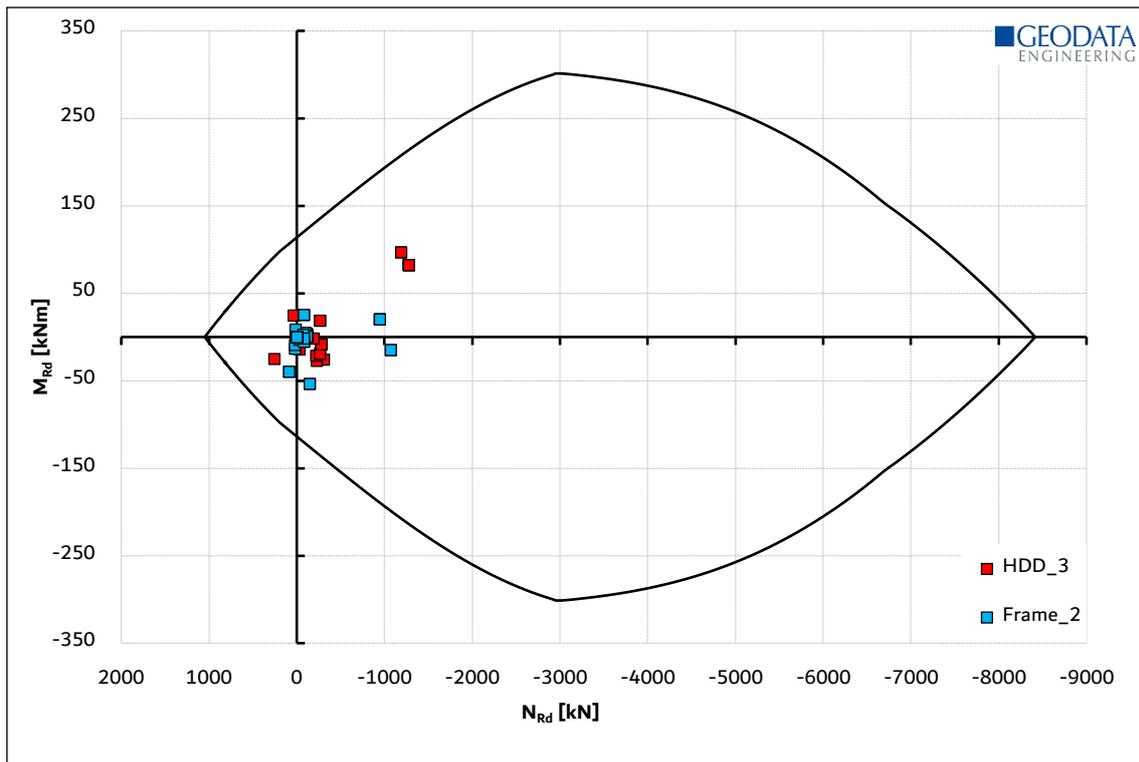


Figura 5.38 - Sc V: dominio di interazione N-M, direzione yy

Giunto

Il rispetto dei limiti riguardanti le tensioni normali al contatto tra i conci risultano soddisfatti (tabella 5.23).

Dowel

Nuovamente le due configurazioni analizzate forniscono risultati del tutto equivalenti tra di essi e compatibili con i limiti di resistenza del materiale (figura 5.39).

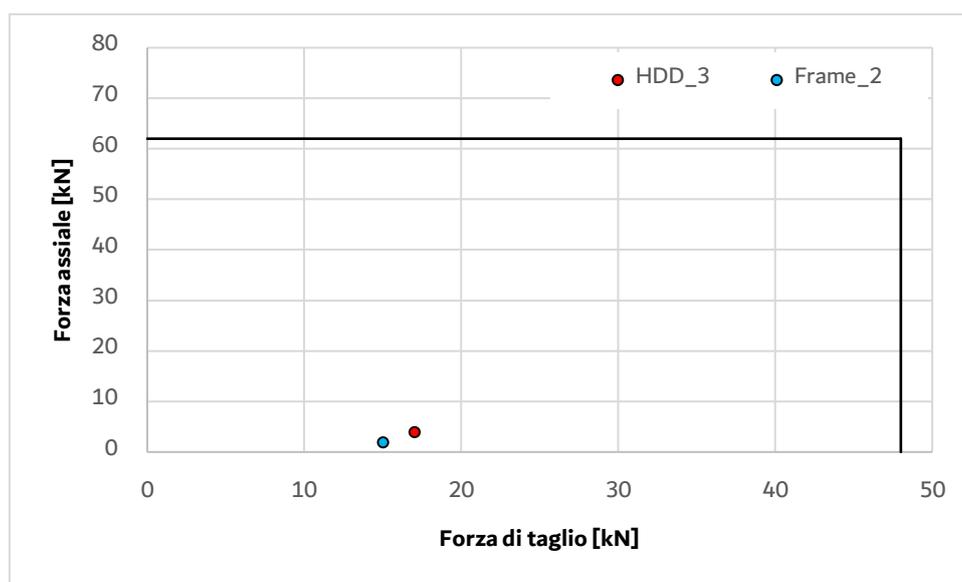


Figura 5.39 - Sc V: verifica dowel

Frame

Anche nel caso in esame, la soluzione di frame proposta risulta soddisfare le rispettive verifiche di resistenza. Il massimo impegno strutturale richiesto è di natura flessionale ed espresso con il valore di $0,19 < 1$ (tabella 5.22).

Tabella 5.22 - Verifica frame

N_{Ed}/N_{Rd}	$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})+(M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})$	$V_{Ed}/V_{y,Rd}$	$V_{Ed}/V_{z,Rd}$
[-]	[-]	[-]	[-]
0,04	0,19	0,07	0,04

Si riportano in forma compatta i risultati ottenuti e rappresentati in termini di tasso di lavoro, rispetto alle resistenze o limiti funzionali degli aspetti coinvolti (tabella 5.22), (figura 5.41).

Tabella 5.23 - Tasso di lavoro SLU

	Open ST		
	Dowel		Frame
	2	3	2
Concio	-	0,62	0,43
Giunto	-	0,21	0,11
Dowel	1,00	0,31	0,35
Gasket	-	0,41	0,32
Frame	-	-	0,19

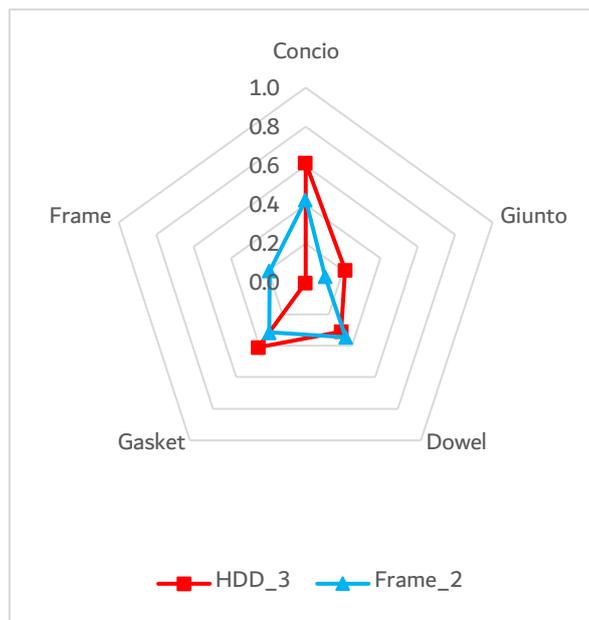


Figura 5.40 - Sc V: rappresentazione schematica tasso di lavoro a SLU

5.5.2.2 SLE

Concio

Con riferimento alle verifiche a stato limite di esercizio, il tutto risulta soddisfatto (tabella 5.24). Tra l'altro, l'entità delle aperture è molto ridotta nei confronti del rispettivo limite.

Tabella 5.24 - Sc V: tasso di lavoro a SLE

σ_c	[-]	0,40
σ_s	[-]	0,47
w	[-]	0,04

6 Analisi non lineare

Terminata la parte principale dell'elaborato di tesi, si passa ora allo svolgimento di un approfondimento legato ad uno dei modelli strutturali precedentemente considerati.

Nello specifico, si vuole investigare l'effetto che lo svolgimento di un'analisi non lineare, con la non linearità definita in termini di proprietà del materiale, implica rispetto alla comune ed ampiamente utilizzata analisi lineare.

Quest'ultima rappresenta lo standard adottato per la realizzazione delle modellazioni strutturali, nelle quali i materiali si comportano in modo ideale mostrando una uguale risposta sia in compressione che in trazione e descritta tramite un legame costitutivo definibile da una linea retta avente pendenza pari al proprio modulo elastico. Se quest'ultima affermazione risulta valida per il materiale acciaio in caso di stati deformativi limitati, lo stesso non può essere riferito al calcestruzzo, in quanto è nota la sua buona risposta in termini di sollecitazioni di compressione e l'esatto contrario può essere affermato nei confronti della trazione, al punto che quest'ultima resistenza, all'atto delle verifiche di sicurezza, è trascurata.

Quindi, l'obiettivo di quanto in seguito presentano riguarda la ricerca di un eventuale beneficio derivante dallo svolgimento di questo tipo di analisi, il quale richiede un maggiore impegno sia dal punto di vista di definizione delle proprietà dei materiali, che di svolgimento delle analisi stesse.

Per lo svolgimento dell'analisi non lineare è stato nuovamente utilizzato il software FEM Straus7 (Strand7) e il riferimento normativo adottato è l'Eurocodice 2, parte 2 relativa ai ponti in calcestruzzo.

Lo svolgimento delle analisi non lineari può essere riassunto nei seguenti tre passi:

- Definizione delle proprietà dei materiali
- Svolgimento dell'analisi sotto la condizione di carico di interesse
- Formati di sicurezza

Perciò, il primo passo consiste nell'individuare la risposta del materiale da attribuire alla corrispondente modellazione, così come il valore di resistenza da adottare; il secondo step riguarda quindi l'esecuzione vera e propria dell'analisi strutturale; infine, il terzo punto è volto alla definizione del criterio di sicurezza per giudicare se l'esito dell'analisi sia accettabile o meno.

6.1 Descrizione

Una delle principali differenze riscontrabili nelle analisi non lineari, oltre che alle diverse proprietà assegnate ai materiali, risiede nel fatto che le solite analisi lineari, unite alle rispettive verifiche di sicurezza, si focalizzano

sul valutare la compatibilità azioni – resistenza in singoli punti della struttura, ovvero tramite considerazioni sezionali, ma senza andare a valutare una sicurezza con riferimento all'intera struttura considerata come entità complessiva e costituita da singoli punti interagenti tra di loro [25].

Quanto espresso può essere superato tramite lo svolgimento di analisi non lineari poiché la compatibilità sezionale delle sollecitazioni nei confronti delle capacità è intrinsecamente soddisfatta dalla legge costitutiva assegnata al materiale, consentendo così di porre l'attenzione ad una scala globale, anziché ad una moltitudine di scale locali. Con ciò viene verificata una resistenza globale, il che richiede la applicazione di formati di sicurezza appropriati.

Inoltre, a livello di proprietà dei materiali non si agisce solamente sulla legge costitutiva, ovvero la relazioni sforzi-deformazioni, allo scopo di meglio riprodurre come il materiale reagisce alle azioni esterne, ma si variano anche i valori di resistenza tipicamente utilizzati. Questo deriva dal fatto di rappresentare il comportamento del materiale in modo più fedele alla realtà; di conseguenza, analoghi dovranno essere i valori di resistenza adottati, al fine di riprodurre un comportamento che sotto più punti di vista rispecchi quello reale. In particolare, si parlerà di valori di resistenza definiti “medi”, senza ricorrere così ai meglio noti parametri di design, che con particolare riferimento a questi ultimi risultano essere eccessivamente pessimistici e poco coerenti con la “correttezza” della risposta tenso-deformativa adottata.

Dal punto di vista della modellazione, essa è esattamente come descritto al paragrafo 4.3.1, ovvero con il rivestimento costituito da elementi *plate* di tipo *shell* a comportamento isotropo; con i *dowel* contraddistinti da un comportamento di taglio frutto di test di laboratorio e con l'interazione terreno-struttura modellata tramite molle le cui rigidità dipendono dalle proprietà dell'ammasso roccioso e dalla geometria del problema.

Con la tipologia di elementi *plate* sopra indicati, il software adottato non consente la rappresentazione in modo esplicito dell'armatura di rinforzo tramite elementi monodimensionali e discreti, della quale se ne dovrà dunque tenere conto tramite il cosiddetto approccio *smear*, il quale prevede l'assegnazione di una legge tenso-deformativa media riferita al calcestruzzo e acciaio, successivamente assegnata a determinate porzioni di sezione in un certo intorno di dove è previsto il posizionamento dell'armatura [26]. Tale approccio è quindi una soluzione di tipo diffuso; nonostante ciò, per come è stata modellata la struttura, non è possibile differenziare le proprietà del materiale all'interno della sezione trasversale di un singolo elemento; di conseguenza, il concetto afferente alla soluzione *smear* viene esteso all'intera sezione trasversale del singolo elemento.

In particolare, per gli elementi *plate* adottati, Straus7 consente dialogare con la non linearità del materiale tramite l'introduzione di una legge costitutiva “personalizzata”.

Dunque, unendo gli ultimi due concetti espressi si giunge alla necessità di definire una legge costitutiva in grado di rappresentare il comportamento di una sezione in calcestruzzo armato, come di seguito discusso.

6.2 Proprietà dei materiali

L'eurocodice 2 – parte 2 fornisce indicazioni a livello delle proprietà dei materiali per rappresentare il comportamento del calcestruzzo armato, sia in termini di legge costitutiva, che di resistenza.

Più precisamente, come precedentemente introdotto si tende ad utilizzare dei valori di resistenza che risultano maggiori di quelli tipicamente adottati per far sì di meglio rappresentare il materiale anche dal punto di vista della sua capacità.

I parametri così utilizzati sono definiti come valori “medi”. Questo risulta particolarmente vero per il materiale acciaio, a cui l'EC2 richiede di assegnare una legge costitutiva elasto-plastica incrudente (figura 6.1) i cui valori di tensione di snervamento e di rottura sono moltiplicati per 1.1. Ciò implica che il valore di riferimento risulta essere $1.15 \cdot 1.1 = 1.27$ volte il valore di design.

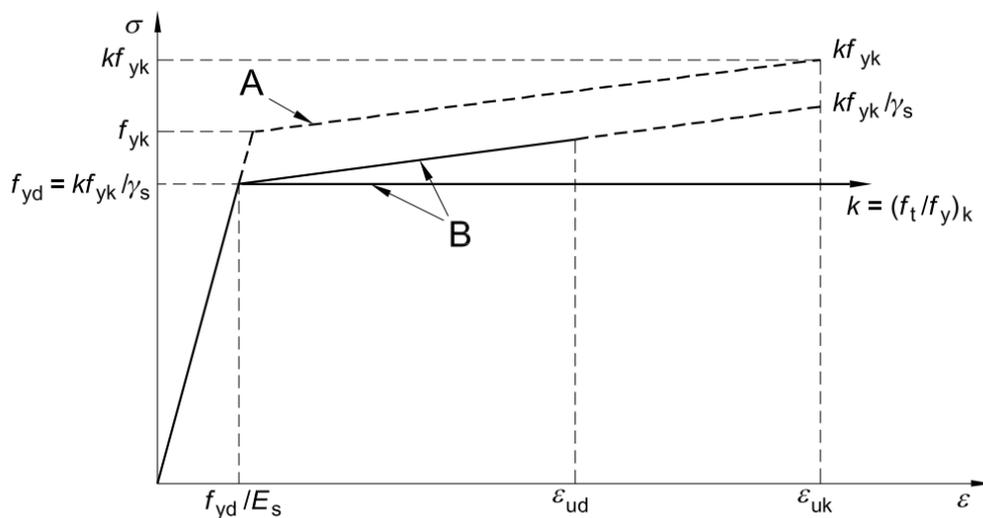


Figura 6.1 - Legge costitutiva non lineare acciaio

Nel caso del calcestruzzo, invece, il valore assegnato non coincide con il suo valore medio, bensì con uno ulteriore e tale per cui il rapporto tra quest'ultimo il rispettivo di design risulti essere uguale a quello tra il valore assegnato all'acciaio e il rispettivo parametro di design.

Tale stratagemma ha lo scopo di rimuovere la diversità tra le probabilità di *failure* assegnate ai due materiali; dunque, di fare sì che tale probabilità a livello globale della struttura risulti essere la stessa, indipendentemente che il collasso sia imputabile alla rottura del materiale acciaio o calcestruzzo.

Questo comporta che per il calcestruzzo il parametro di resistenza debba essere così definito (6.1):

$$f_{cm} = (1.1 \cdot \gamma_s / \gamma_c) \cdot f_{ck} = (1.1 \cdot 1.15 / 1.5) \cdot f_{ck} \approx 0.83 f_{ck} \quad (6.1)$$

dove: γ_s e γ_c rappresentano i coefficienti di parziali di sicurezza per l'acciaio e il calcestruzzo, rispettivamente.

Il valore di f_{cm} così individuato sarà sostituito all'interno della parabola di Sargin (6.2), (figura 6.2).

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta} \quad (6.2)$$

dove:

- σ_c è la resistenza a compressione;
- f_{cm} è la resistenza a compressione media, che assume il valore della (6.1);
- $k = 1.05 \cdot E_{cm} \cdot |\varepsilon_{c1}| / f_{cm}$, con E_{cm} valore medio del modulo elastico e ε_{c1} è la deformazione sotto la massima tensione;
- $\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$

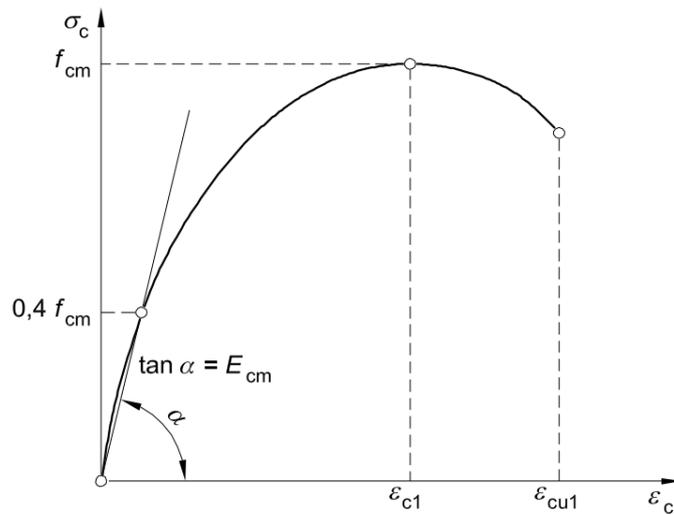


Figura 6.2 - Legge costitutiva non lineare calcestruzzo, parabola di Sargin

Quanto indicato finora può essere schematicamente riassunto nell'immagine sottostante (figura 6.3), dove i valori in ascissa rappresentano i valori di resistenza del materiale adimensionalizzati con il valore di design.

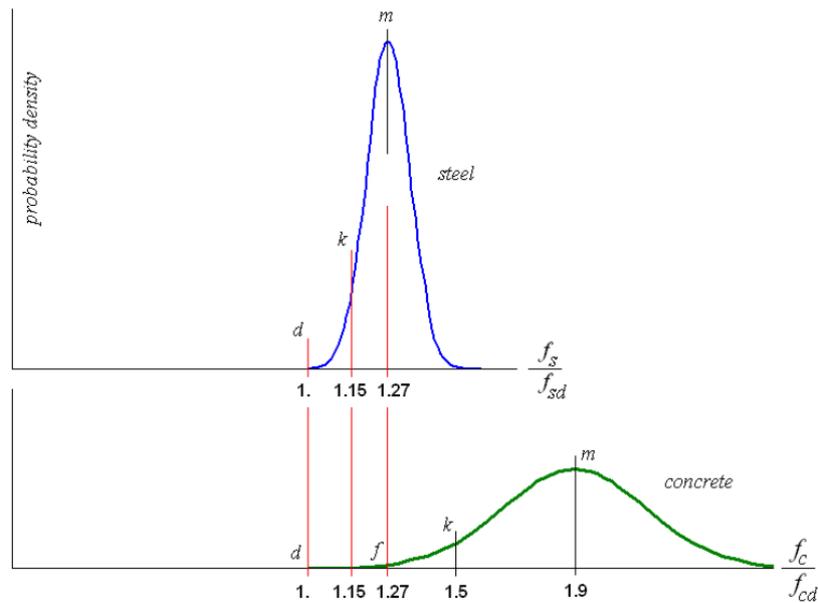


Figura 6.3 - Definizione probabilistica dei valori di design, caratteristici e medi

Infine, la resistenza a trazione del calcestruzzo viene trascurata.

6.2.1 Definizione legge equivalente

Al fine di riuscire a svolgere l'analisi non lineare tramite il software Straus7, si rende necessario implementare l'approccio dello *smearred reinforcement* e al tempo stesso di estenderlo all'intera sezione trasversale.

Di conseguenza, si procede a definire una legge costitutiva equivalente da assegnare ad un materiale omogeneo, quello modellato, in grado di riprodurre la risposta della sezione reale contraddistinta dalle proprietà del materiale descritte in precedenza, riferite ad un materiale composito calcestruzzo + acciaio.

Nel far ciò, si sono compiute alcune assunzioni: considerare che il contributo dell'armatura di acciaio sia maggiore lato trazione, la cui diretta conseguenza è il poter descrivere il ramo in compressione tramite la legge di Sargin; infine, assumere il comportamento a trazione come definito da una legge elastica – perfettamente plastica, della quale si tarano 3 parametri, vale a dire la resistenza a trazione, la deformazione ultima e la deformazione al cambio di pendenza.

In accordo a quanto ipotizzato, il comportamento a compressione è stato linearizzato con una trilatera allo scopo di rendere più rapido lo svolgimento dell'analisi non lineare dal punto di vista dell'onere computazionale.

Il processo di taratura consiste nel definire il valore dei tre parametri incogniti al punto che risulti così possibile riprodurre l'andamento della legge $M - \chi$ ottenuto con la geometria della sezione reale avente i parametri richiesti dall'EC2. La procedura di *matching* si è basata sull'implementazione del metodo ai minimi quadrati, cercando quei valori dei parametri tali da minimizzare la somma dei quadrati degli scarti tra le ordinate dei due andamenti, una volta aver prima fatto coincidere le curvature ultime (figura 6.4). La curva nera deriva da una sezione di 26x100 cm avente un rinforzo d'armatura con barre $\phi 20$ spaziate di 150 mm. La curva azzurra deriva da una sezione di uguali dimensioni, senza armatura e con una legge costitutiva pari a quella tarata.

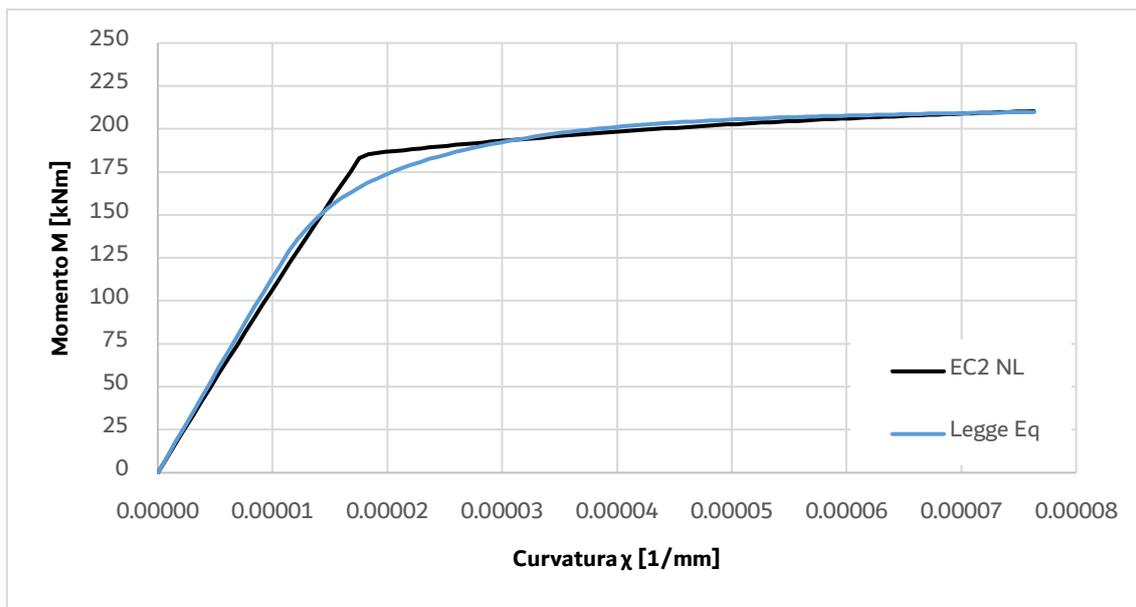


Figura 6.4 - Confronto tra legame "reale" e tarato per $N = 0$

L'immagine soprastante fa riferimento alla riproduzione del legame momento-curvatura in corrispondenza di uno sforzo normale pari a zero, per i tre parametri incogniti si sono individuati i seguenti valori (tabella 6.1).

Tabella 6.1 - Risultato taratura per $N = 0$

σ_t	[MPa]	7,41
ϵ_{cp}	[-]	0,00164
ϵ_u	[-]	0,00224

Sono di seguito riportati gli andamenti dei risultati ottenuti dal processo di taratura, esteso a dei valori di rapporto di armatura da 0.5% a 2.0% e con un range di sforzo normale da 500 kN in trazione a 2000 kN in compressione (figura 6.5, 6.6 e 6.7). Riguardo le tre immagini, i seguenti commenti possono essere espressi: la resistenza a trazione aumenta di pari passo con la percentuale di armatura, dato che è solo questa a portare la trazione; la deformazione al cambio di pendenza è pressoché costante; infine, la deformazione ultima tende a diminuire all'aumentare del rapporto d'armatura, in ragione di una diminuzione di duttilità a cui gli elementi maggiormente armati sono soggetti.

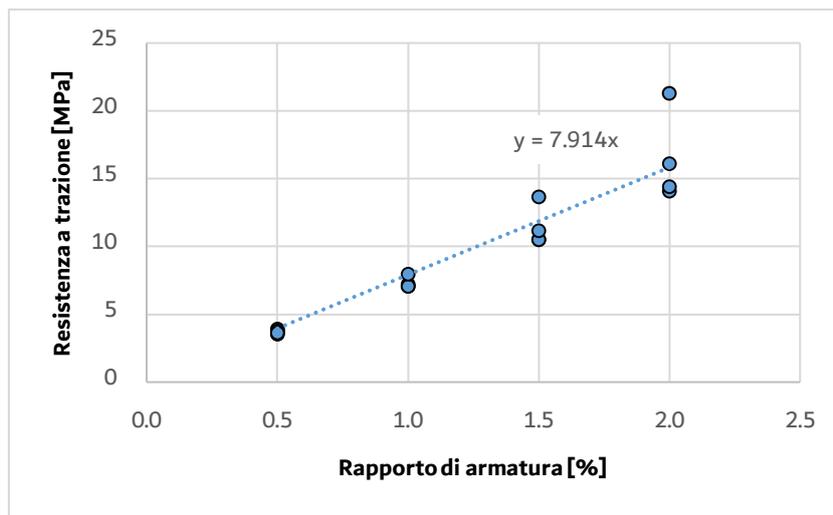


Figura 6.5 - Ramo trazione: resistenza a trazione vs rapporto armatura

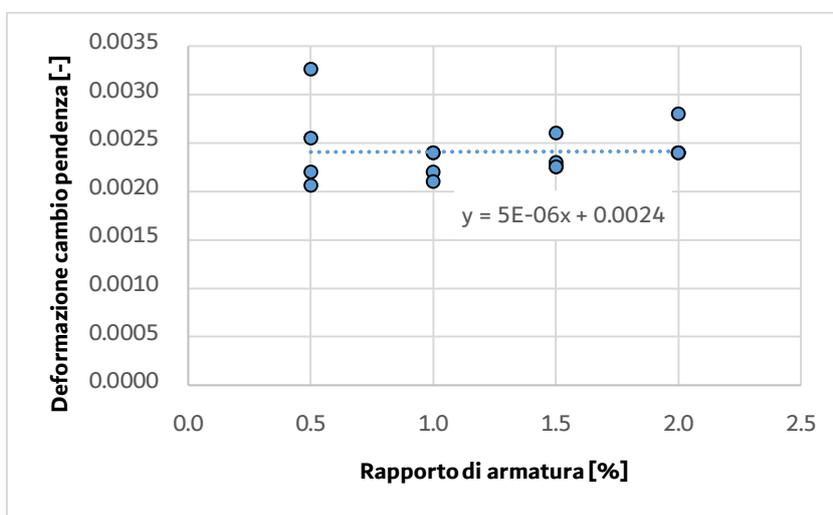


Figura 6.6 - Ramo trazione: deformazione cambio di pendenza vs rapporto armatura

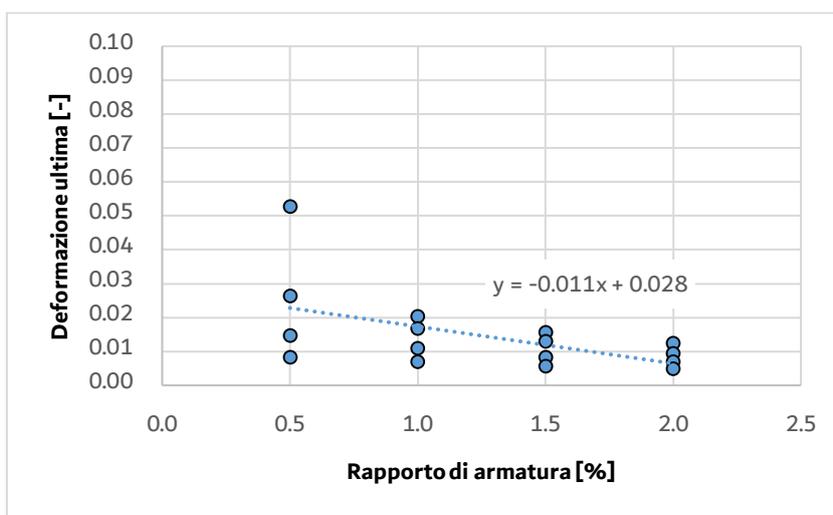


Figura 6.7 - Ramo trazione: deformazione ultima vs rapporto armatura

E' di seguito riportata la legge costitutiva equivalente tarata (tabella 6.2), (figura 6.8)

Tabella 6.2 - Legge costitutiva equivalente tarata

Deformazione	Tensione
[-]	[MPa]
-0,0035	-42,20
-0,0018	-42,20
-0,00456	-16,88
0	0
0,00224	7,41
0,0164	7,41

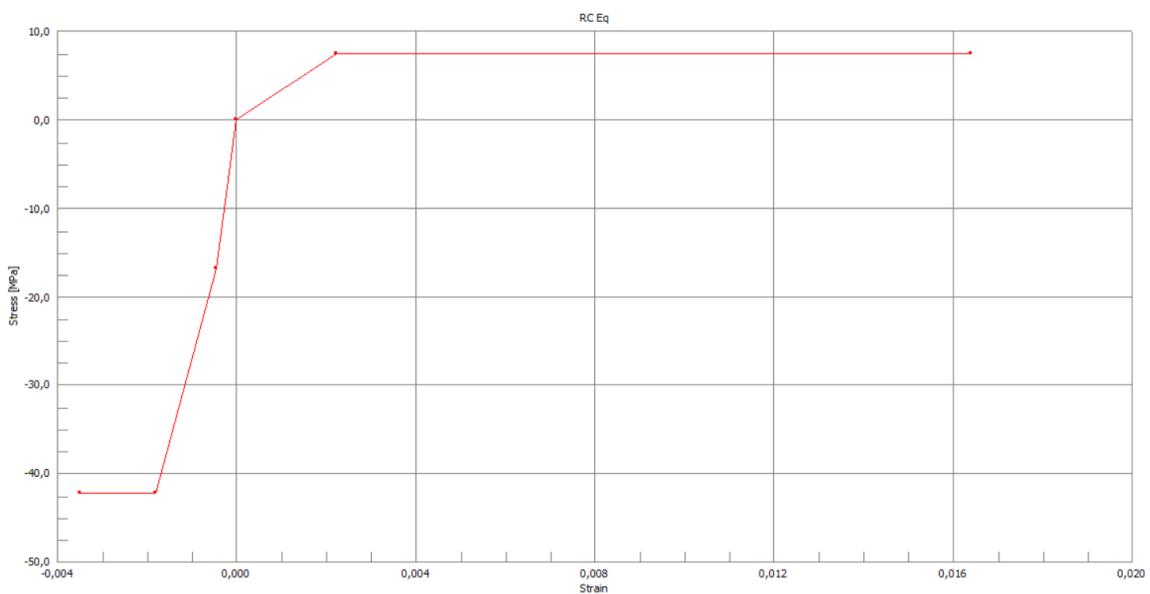


Figura 6.8 - Legge costitutiva equivalente tarata introdotta in Straus7

6.3 Analisi strutturale

L'analisi strutturale si è focalizzata sul confronto tra il risultato derivante da un'analisi lineare e una non lineare. Il modello considerato è uno di quelli ubicato negli scisti di classe I e avente l'apertura secondo la configurazione $\frac{1}{2}+1+\frac{1}{2}$ e una condizione di carico riferita allo stato limite ultimo, più precisamente composta da un carico cuneo e dai *blast mat* (figura 6.9).

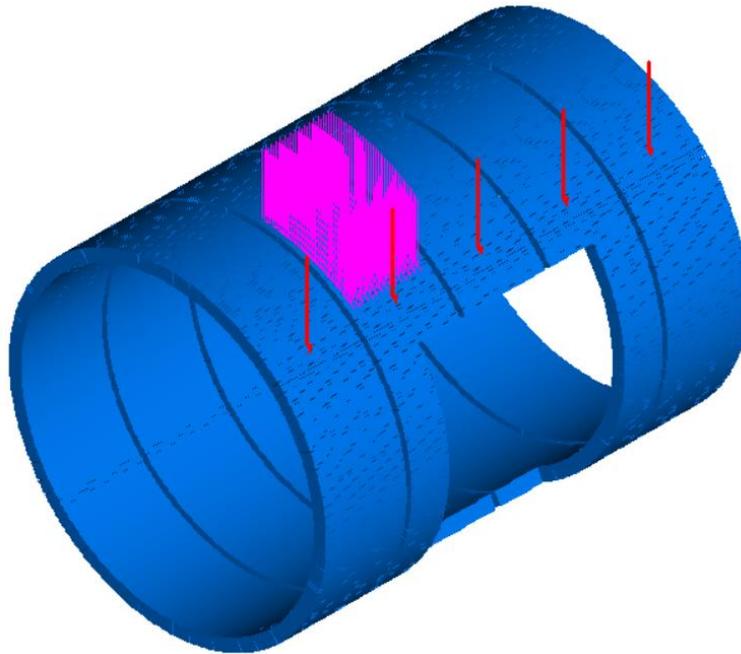


Figura 6.9 - Modello strutturale sottoposto ad analisi non lineare

Di seguito si riportano le due leggi costitutive considerate, quella non lineare e quella lineare, con quest'ultima che essenzialmente è una retta, la cui rappresentazione nell'immagine sottostante è stata troncata (figura 6.10).

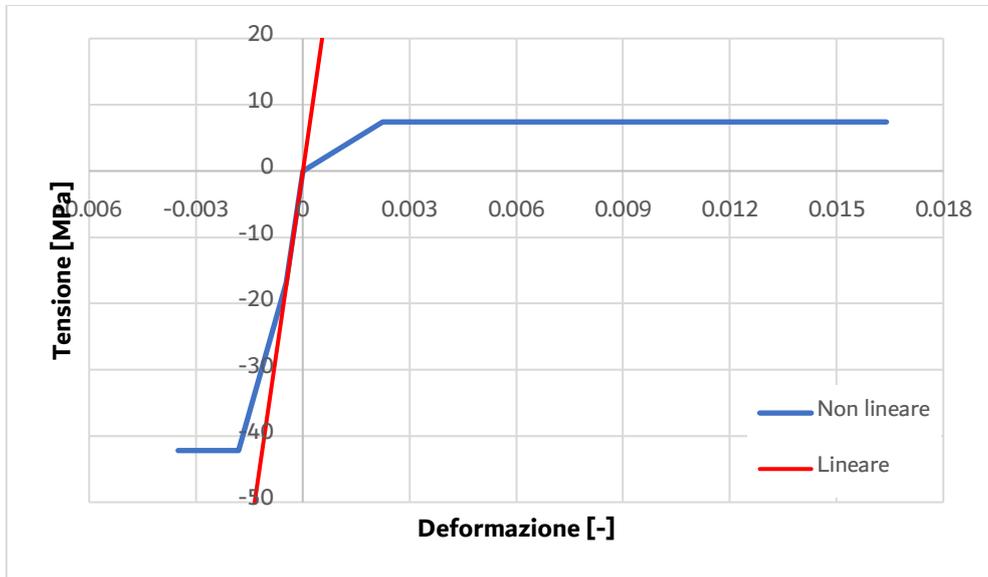


Figura 6.10 - Confronto legge non lineare e lineare

Lo svolgimento di analisi non lineari rappresenta un processo che può risultare particolarmente oneroso in termini computazionali. Questo è vero sotto due aspetti; il primo deriva dal fatto che avendo a che fare con una legge non lineare il software si ritrova a dover suddividere i carichi in un certo numero di incrementi, all'interno di ognuno dei quali avviene un processo iterativo al fine di minimizzare la discrepanza tra la sollecitazione che il materiale si ritrova a portare e quello che effettivamente riesce a controbilanciare a

seguito di come esso si deforma sotto l'azione agente. Il secondo aspetto è quello più impattante; ovvero, nelle analisi non lineari, una volta valutata la condizione di carico a SLU, è richiesto di effettuare un processo di graduale incremento delle azioni rispetto a tale configurazione fino a che nella struttura non si riscontri una condizione di collasso globale o di raggiungimento a livello locale di una resistenza limite.

6.4 Formati di sicurezza

I formati di sicurezza rappresentano dunque la parte finale delle analisi non lineari allo scopo di valutare l'accettabilità o meno del risultato ottenuto.

In materia di formati di sicurezza definiti di tipo globale, esistono differenti procedure, di seguito elencate e brevemente descritte:

- **Analisi probabilistica**
Essa è considerata la soluzione più corretta, in quanto vengono svolte molte analisi non lineari, per ognuna delle quali il set di parametri di input deriva da un'estrazione di ognuno di essi dalla propria distribuzione di probabilità;
- **Metodo ECOV**
Rappresenta una semplificazione dell'analisi probabilistica, in quanto la dispersione delle resistenze è valutata a seguito dello svolgimento di due sole analisi non lineari: una con parametri delle resistenze che assumo i valori medi e una con i rispettivi valori caratteristici. Al termine delle analisi, le resistenze ottenute vengono opportunamente combinate secondo formulazioni statistiche al fine di ricavare il coefficiente di variazione, dal quale è possibile dedurre il fattore di sicurezza globale;
- **Metodo basato sul EN1992-2, cioè quello proposto nell'Eurocodice 2 parte 2**
In questo caso il fattore globale di sicurezza è il valore 1.27, conseguenza delle proprietà dei materiali adottate;
- **Coefficienti parziali di sicurezza**
I parametri di resistenza vengono definiti nel loro valore di design, di conseguenza essi risultano essere particolarmente ridotti e poco realistici. L'unico vantaggio è che il risultato ottenuto dall'analisi è esso stesso il valore di resistenza, poiché usando valori di design, non è necessario applicare coefficienti parziali ai risultati delle analisi.

6.5 Risultati

Avendo preso a riferimento l'Eurocodice 2 – parte 2, il formato di sicurezza da considerare è quello relativo alla EN1992-2.

Ricollegandosi al paragrafo 6.3, riguardo l'identificazione del collasso strutturale, l'EC2 consente di definire tale condizione per via semi-grafica.

Più precisamente, si inizia dalla definizione del dominio di interazione, il quale deve essere ricavato considerando delle proprietà del materiale uguali a quelle usate per compiere l'analisi. In questo dominio sarà plottato il *load path* composto dalle coppie sforzo normale e momento flettente relative al punto maggiormente sollecitato della struttura, in termini di *capacity ratio*. Tale percorso di carico è relativo al processo incrementale con cui deve essere svolta l'analisi.

La condizione di collasso, per l'appunto con riferimento alla cosiddetta combinazione vettoriale delle azioni interne, è individuata quando il *load path* arriva a toccare il dominio precedentemente tracciato. Il passo successivo consente di ricavare il dominio di interazione con cui compiere la verifica ed esso è ottenuto a partire dalla condizione di collasso. A questa è associato un carico definito "ultimo" e corrispondente ad un certo multiplo della condizione relativa allo SLU; quindi, andando a dividere tale moltiplicatore di carico per il fattore globale del metodo adottato, vale a dire 1.27, si ottiene un nuovo moltiplicatore di carico.

Non avendo tenuto conto dei fattori parziali riferiti alle incertezze di modello, il dominio di resistenza sarà quella particolare curva, omotetica a quella inizialmente fornita e passante per il punto del *load path* generato da un moltiplicatore di carico della condizione di SLU coincidente con quello appena ricavato dall'applicazione del fattore di sicurezza globale.

Di conseguenza, la verifica a pressoflessione per un'analisi non lineare con la non linearità del materiale è soddisfatta se tutti i punti relativi alla configurazione a SLU ricadono all'interno dell'ultima curva descritta.

A seguito dell'implementazione di quanto esposto, si presentano i risultati ottenuti.

La condizione di rottura è stata osservata in corrispondenza di un moltiplicatore di carico rispetto alla condizione di SLU pari a 13.25; ma la rottura associata è dovuta al raggiungimento della resistenza massima nella zona di giunto circonferenziale; ovvero, i risultati dell'analisi indicano che un *dowel* ha raggiunto il massimo valore di taglio che può portare, ricordando che il comportamento ad essi assegnato riproduce l'interazione connettore-concio a livello complessivo.

Di conseguenza, avendo raggiunto la condizione di rottura non nei conci in calcestruzzo armato, ecco che il *load path* risulterà interrotto in un certo punto all'interno del dominio e non sulla sua frontiera (figura 6.11).

Il processo di ottenimento del dominio di resistenza con cui verificare l'ubicazione dei punti relativi alle azioni interne è eseguito allo stesso modo di quanto indicato sopra; quindi, l'applicazione del fattore fa sì di ottenere un nuovo moltiplicatore di carico pari a 10.4, la cui coppia di valori N-M (figura 6.11, la "x" verde) rappresentata nel dominio costituirà il punto di passaggio del dominio di riferimento per le verifiche.

Sebbene la rottura non fosse lato concio, bensì lato giunto, l'applicazione di quanto indicato dall'Eurocodice è giustificata dal fatto che una volta raggiunta tale condizione, non risulta essere di interesse pratico sapere come evolva il *load path*, e quindi "come ci si avvicina alla rottura del concio vero e proprio" una volta che il *dowel* è arrivato a rottura, poiché tale condizione è del tutto inammissibile. Di conseguenza, si sa che se il *load path* non oltrepassa il dominio individuato in corrispondenza del punto di rottura del *dowel*, si è certi che tantomeno delle porzioni dei conci raggiungeranno il collasso. Quindi, assumendo tale dominio come quello coincidente con la condizione di collasso complessiva, al moltiplicatore di carico ad esso associato risulta perciò necessario applicare il coefficiente di sicurezza globale per assolvere all'aspetto probabilistico della trattazione.

La trasposizione grafica di quanto riassunto a parole è sotto rappresentata (figura 6.11), dove il dominio esterno a tratto continuo costituisce quello "iniziale" e relativo ad un materiale con le stesse caratteristiche introdotte nella modellazione; quello intermedio è omotetico al precedente e passante per il punto del *load path* coincidente con la condizione di rottura, dominio che a sua volta ricopre il ruolo di quello più esterno; infine, il dominio più interno costituisce quello con cui compiere la verifica in merito alla compatibilità delle azioni interne presenti.

Per confronto con la soluzione lineare, si riporta il rispettivo risultato in forma grafica tramite dominio di interazione (figura 6.12), questa volta valutato secondo le modalità standard, le quali adottano la solita legge costitutiva parabola-rettangolo per il calcestruzzo.

Osservando le due figure successive, si può notare come la distribuzione dei punti relativi alle azioni interne generate dalla medesima condizione di carico di SLU sia molto simile; perciò, si può concludere che lo svolgimento dell'analisi non lineare con riferimento al modello precedentemente descritto, non implichi alcun beneficio derivante dal considerare un comportamento del materiale che meglio riproduce quello reale. Una ragione di quanto affermato può essere individuata nell'entità dei carichi agenti sulla struttura, i quali risultano tali da non indurre nel materiale una risposta marcatamente non lineare.

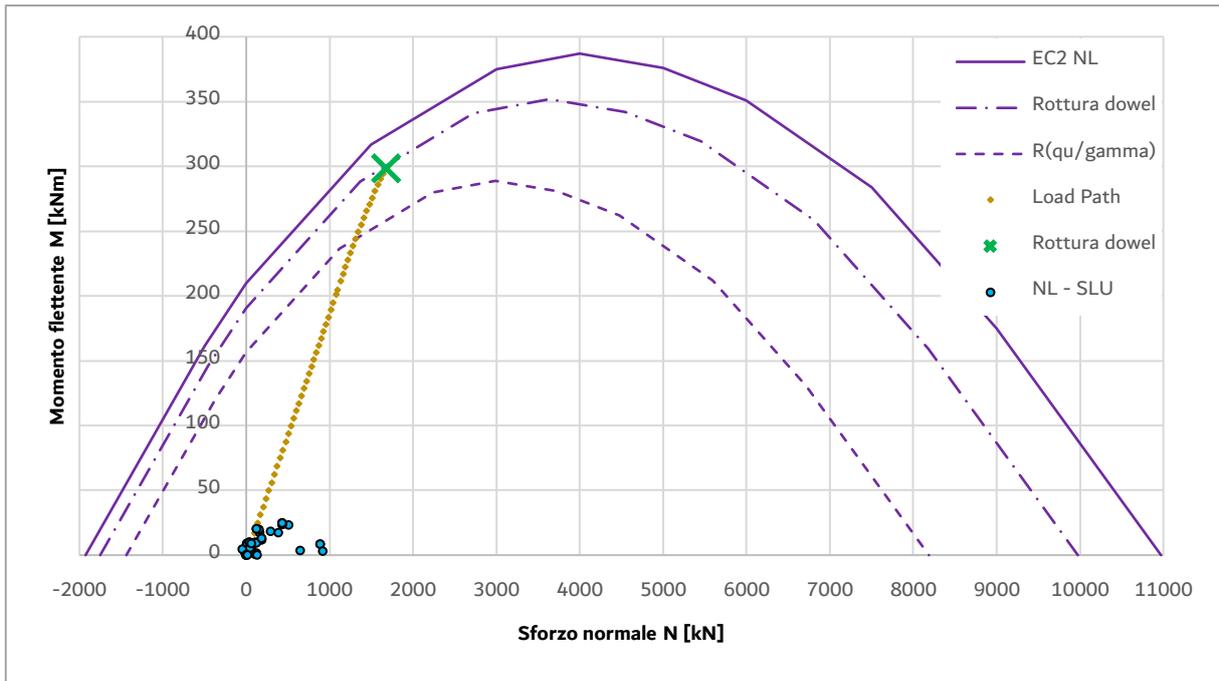


Figura 6.11 - Risultato analisi non lineare

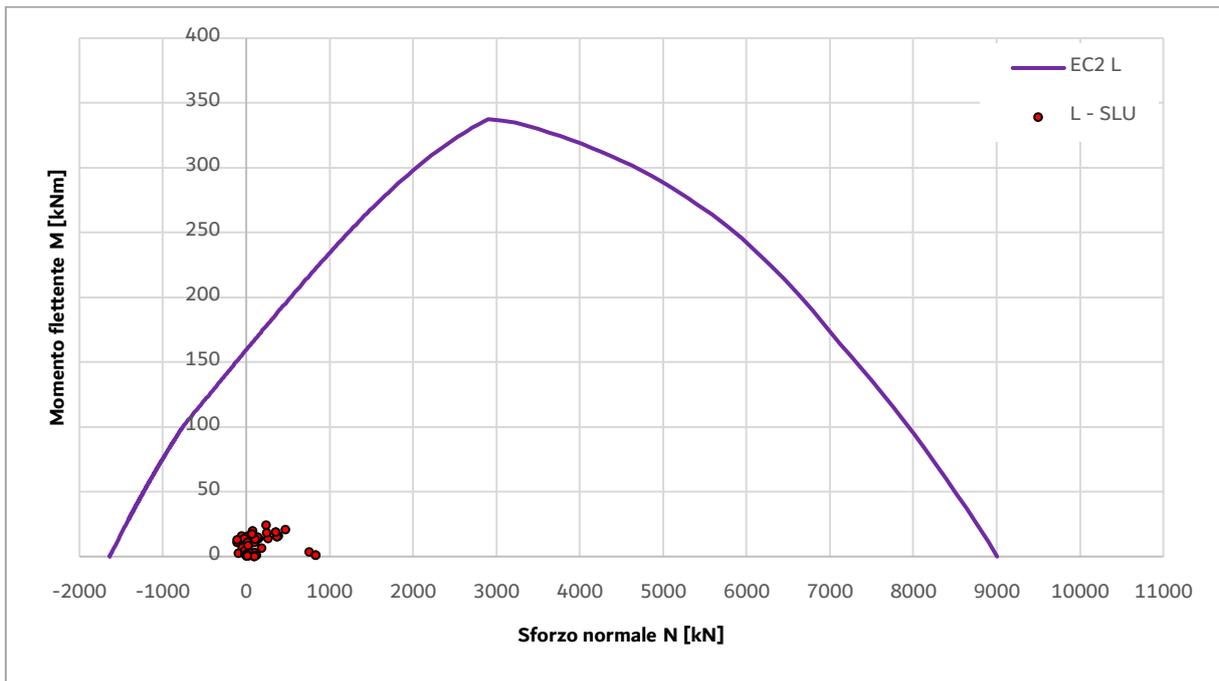


Figura 6.12 - Risultato analisi lineare

7 Conclusioni

A conclusione del percorso di studi è stato realizzato un elaborato riguardante un'analisi dell'interazione terreno-struttura relativa all'intersezione tra galleria e cross passage.

Questi ultimi rappresentano degli ambienti sotterranei a prevalente sviluppo trasversale, rispetto al tunnel, la cui principale funzione riguarda una questione di sicurezza per gli utenti che transitano nell'opera, ma al tempo stesso vengono utilizzati anche secondo necessità di natura tecnica.

Sia dal punto di vista progettuale, che realizzativo, la giunzione galleria – cross passage rappresenta una di quelle singolarità che è possibile incontrare lungo lo sviluppo di una costruzione, quale una linea metropolitana, come nel caso in esame. Se da un lato il fenomeno studiato assume una connotazione marcatamente tridimensionale e di conseguenza gli strumenti di analisi devono essere appropriati; dall'altra vi è una criticità dal punto di vista realizzativo, poiché si va demolire parte del rivestimento del tunnel, per poi effettuare uno scavo sotto condizioni che finora, con riferimento all'opera stessa, sono state affrontate in modo diretto solamente dalle TBM, anziché dagli operatori.

Ricapitolando quanto svolto, si è partiti dalla realizzazione di analisi geotecniche al fine di valutare come l'ammasso roccioso, entro cui i tunnel si snodano, rispondesse alle operazioni di scavo; questo per ricavare un'informazione legata ai carichi agenti sul rivestimento, i quali costituiscono la condizione iniziale del rispettivo modello strutturale, il quale è stato studiato considerando due configurazioni di apertura.

Parallelamente a ciò, le sezioni studiate sono tali da fornire un criterio di dimensionamento, o predisposizione, dei tunnel correnti in prossimità delle progressive a cui si trovano i cross passage; andando anche a studiare l'effetto che l'installazione di un sistema di supporto temporaneo può indurre nel rivestimento della galleria precedentemente installato.

Di conseguenza, la compatibilità delle sollecitazioni e spostamenti relativi derivanti della creazione dell'apertura sono stati oggetto di valutazione con riferimento ai seguenti aspetti: capacità strutturale del concio, ammissibilità delle tensioni normali che si sviluppano in corrispondenza dei giunti radiali; adeguatezza dei *dowel* con cui il tunnel è equipaggiato; garanzia del rispetto delle condizioni di impermeabilizzazione del rivestimento tramite gli spostamenti di offset dei *gasket* e, infine, valutazione dell'adeguatezza del sistema di bulloni da roccia e di struttura di acciaio installati temporaneamente durante le operazioni di breakout e di scavo del cross passage.

A livello di risultati, si è trovato come la soluzione strutturale senza alcun supporto temporaneo, dunque facente ricorso ai soli *dowel* ad alta prestazione, sia più che sufficiente per le classi di scisti I, II e III; mentre per le classi IV e V è necessario fare ricorso all'installazione del frame.

Con riferimento al tipo di apertura, la configurazione 1+1 si presenta adatta a tutte e 5 le sezioni analizzate: per le scisti I, II e III il risultato è simile a quello con il varco del tipo $\frac{1}{2}+1+\frac{1}{2}$; invece, negli scisti IV e V, dal momento che necessitano della struttura di acciaio, ecco che vi può essere poca convenienza ad applicarla ad un'apertura $\frac{1}{2}+1+\frac{1}{2}$.

In definitiva, cercando di compiere una scelta tenendo anche conto dell'aspetto legato alla maggiore semplicità realizzativa, unita ai risultati precedentemente esposti, la tipologia di apertura ottimale è quella del tipo 1+1, ovvero realizzare il varco esattamente incastonato nella larghezza di due concii (tabella 7.1)

Tabella 7.1 - Configurazione ottimale tipo apertura - supporto

	Scisti I	Scisti II	Scisti III	Scisti IV	Scisti V
Apertura	1+1	1+1	1+1	1+1	1+1
Supporto	Dowel	Dowel	Dowel	Frame	Frame

8 Ulteriori sviluppi

A completamento di quanto presentato, ovvero un'analisi focalizzata sulla condizione di “breve termine”, ovvero contestualmente alle operazioni di *breakout* e scavo del cross passage; ecco che un ulteriore sviluppo sarebbe quello legato alle condizioni di lungo termine.

Questo tipo di prosecuzione si basa su considerare due ulteriori aspetti principali, di seguito descritti:

- **Strutturale**

Una volta terminato lo scavo del cross passage, in fase di realizzazione del suo rivestimento definitivo, all'interfaccia con l'apertura del *segmental lining* viene realizzato il cosiddetto collare. Questo è un elemento di calcestruzzo armato gettato in opera caratterizzato da dimensioni importanti e tali da renderlo un elemento tozzo, la cui funzione principale è di fornire un supporto al perimetro del varco creato, impedendo ulteriori spostamenti relativi. Ciò unito alla sua elevata rigidità, fa sì che l'intero tunnel nell'intorno del cross passage risulti così reso particolarmente stabile nei confronti delle azioni esterne e soprattutto che in qualche modo la continuità strutturale venuta meno con le operazioni di rimozione di parte del rivestimento, risulti ora ripristinata.

Dal punto di vista di modellazione esistono differenti approcci, brevemente definiti in ordine di complessità crescente: modellazione semplificata con l'installazione di molle di tipo *point contact* sul perimetro dell'apertura e con rigidità equivalente a quella del collare con lo scopo di porre l'attenzione sul rivestimento; modellazione di un collare utilizzando elementi *platee* di conseguenza necessitando una serie di iterazioni tra il modello in questione e uno analogo al precedentemente descritto se lo scopo riguarda il dimensionamento del collare; infine, la rappresentazione del collare tramite elementi di tipo *brick*, al fine di svolgere il dimensionamento del collare, senza perdere la sua diretta interazione con il tunnel, per mezzo di un unico modello.

- **Condizione di carico**

Nella situazione di lungo termine, il principale carico, al netto di quello derivante dalle strutture interne al tunnel, riguarda la condizione di falda. In primo luogo, poiché una volta completata la realizzazione del cross passage il sistema di drenaggio viene interrotto, di conseguenza sul rivestimento agirà una pressione pari a quella idrostatica, governata dall'altezza della falda acquifera. In particolare, nelle condizioni di lungo termine, a quest'ultima deve essere associata un'altezza corrispondente al cosiddetto scenario peggiore, il quale può essere cautelativamente associato ad una collocazione del livello di falda coincidente con il piano campagna, a meno di predizioni maggiormente accurate.

9 Bibliografia

- [1] R. Bertuzzi, “Sidney Sandstone and Scisti Parameters for Tunnel Design”, *Australian Geomechanics*, Vol. 49, No. 1, 2014.
- [2] V. Guglielmetti, P. Grasso, A. Mahtab, S. Xu, “Mechanized Tunnelling in Urban Areas”, Geodata S.p.A., Taylor & Francis, 2007.
- [3] M. Barla, “Slide del Corso Numerical Methods in Geotechnical Engineering”, Politecnico di Torino, Anno Accademico 2021/22.
- [4] N. R. Barton, “Quantitative description of rock masses for the design of NMT reinforcement”, *International Conf. on Hydro Power Development in Himalayas*, 1998.
- [5] S. Möller, “Tunnel Induced Settlements and Structural Forces in Linings”, IGS, Universität Stuttgart, 2006.
- [6] D. Chapman, N. Metje, A. Stärk, “Introduction to Tunnel Construction”, Taylor & Francis, 2010.
- [7] H. Duddeck, J. Erdmann, “Structural Design Models for Tunnels”, 1982.
- [8] M. Preschan, “Radial Bedding of Segmental Linings at Scield TBM Driven Tunnels”, Graz University of Technology, 2018.
- [9] R. Bertuzzi, “Tunnel Design - Handbook”, 4th edition, PSM, 2020.
- [10] C. Carranza-Torres, C. Fairhurst, “Application of the Convergence-Confinement Method of Tunnel Design to Rock Masses That Satisfy the Hoek-Brown Failure Criterion”, *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 15, No 2, pp. 187-213, 2000.
- [11] N. Vlachopoulos, M. S. Diederichs, “Improved Longitudinal Displacement Profiles for Convergence Confinement Analysis of Deep Tunnels”, *Rock Mechanics and Rock Engineering*, Vol. 45, pp. 131-146, 2009.
- [12] “Current Practice on Cross-Passage Design to Support Safety in Rail and Metro Tunnels”, ITA-COSUF Regulations, Guidelines and Best Practice, n° 03, 2019.
- [13] L. Facibeni, “Cross Passages: Design and Construction”, *Tunnel Design & Construction – Scort Course*, 2019.
- [14] S. S. Agus, N. Enferadi, A. Amon, “Aspects on Design of Tunnel Cross Passage”, *Underground Singapore conference paper*, 2016.
- [15] S. Abbas, A. M. Soliman, M. L. Nehdi, “Mechanical Performance of Reinforced Concrete and Steel Fiber-Reinforced Concrete Precast Tunnel Lining Segments: A case Study”, *ACI Materials Journal*, Vol. 111, No 5, 2014.
- [16] A. M. Muir Wood, “The Circular Tunnel in Elastic Ground”, *Gèotechnique*, Vol. 25, No. 1, pp. 115-127, 1975.
- [17] Working Group for Scield Tunnels, “Standard Specifications for Tunnelling-2006”, Japan Society of Civil Engineers, 2007.

- [18] E. Hoek, E. T. Brown, "The Hoek-Brown Failure Criterion and GSI – 2018 Edition", Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 1-19, 2018.
- [19] A. Ivantchev, J. Del Rio, "Two-Component Backfill Grouting for Double Shield TBMs", ITA WTC 2015 Congress and 41st General Assembly, 2015.
- [20] C. Todaro, A. Godio, D. Martinelli, D. Peila, "Ultrasonic Measurement for Assessing the Elastic Parameters of Two-Component Grout Used in Full-Face Mechanized Tunnelling", Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 106, Article 103630, 2020.
- [21] O. Arnau, C. Molins; "Theoretical and Numerical Analysis of the Three-Dimensional Response of Segmental Tunnel Linings Subjected to Localized Loads", Tunnelling and Underground space Technology, Vol. 49, pp. 384-399, 2015.
- [22] "Theoretical Manual – Theoretical Background to the Straus7 Finite Element Analysis System", Straus7 Software, Ed. 1, 2004.
- [23] "PLAXIS 2D Reference Manual", PLAXIS, CONNECT Edition V20.
- [24] S. M. Abbas, H. Konietzky, "Rock Mass Classification Systems", TU Bergakademie Freiberg, Institut für Geotechnik, 2017.
- [25] V. Cervenka, "Global Safety Formats in *fib* Model Code 2010 for Design of Concrete Structures", Proceedings of the 11th International Probabilistic WorkScop, 2013.
- [26] M. Sabau, T. Onet, "Nonlinear Concrete Behaviour", Journal of Applied Engineering Sciences, 2011.