

POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile



Tesi di Laurea Magistrale

Modellazione numerica del comportamento spingente riscontrato nella galleria Saint Martin la Porte 4

Relatori

Prof. Marco BARLA

Ing. Alessandra INSANA

Candidato

Alessia COLUCCI

*A chi ha ricordato
A chi, in silenzio,
ha sempre sorriso
A chi, inconsapevole,
continua a guidarmi*

INDICE

INDICE DELLE FIGURE	III
INDICE DELLE TABELLE	VII
CAPITOLO 1 INTRODUZIONE	1
CAPITOLO 2 IL COMPORTAMENTO SPINGENTE	3
2.1 DEFINIZIONE	3
2.2 SISTEMI DI CLASSIFICAZIONE DEGLI AMMASSI ROCCIOSI	4
2.2.1 <i>Rock Mass Rating (RMR)</i>	5
2.2.2 <i>Geological Strength Index (GSI)</i>	7
2.2.3 <i>Q-System</i>	9
2.3 IDENTIFICAZIONE DEL FENOMENO DI SQUEEZING	12
2.3.1 <i>Metodi empirici</i>	13
2.3.2 <i>Approcci semi-empirici</i>	16
2.4 METODOLOGIE DI SCAVO E SUPPORTO IN PRESENZA DI COMPORTAMENTO SPINGENTE.	24
2.4.1 <i>Tecniche di scavo tradizionale</i>	24
2.4.2 <i>Supporto dello scavo</i>	26
2.4.3 <i>Scavo meccanizzato</i>	31
CAPITOLO 3 ANALISI E RAPPRESENTAZIONE DEL FENOMENO	38
3.1 MODELLI COSTITUTIVI ELASTO-PLASTICI.....	38
3.2 MODELLI COSTITUTIVI PER LA SIMULAZIONE DEL COMPORTAMENTO TEMPO- DIPENDENTE.....	41
3.2.1 <i>Modello CVISC</i>	46
3.2.2 <i>Modello Cividini e Gioda semplificato</i>	49
3.2.3 <i>Modello SHELVIP (Debernardi e Barla 2008)</i>	51
3.3 IMPLEMENTAZIONE NELLA MODELLAZIONE NUMERICA.....	58

3.3.1	<i>Cenni sul metodo FDM in FLAC3D</i>	58
3.3.2	<i>Validazione del software</i>	60
CAPITOLO 4 LE GALLERIE DI SAINT MARTIN LA PORTE		64
4.1	IL PROGETTO EUROPEO	64
4.2	LE GALLERIE NELL'AMBITO DELLA TORINO-LIONE.....	66
4.2.1	<i>Profilo geologico</i>	68
4.2.2	<i>Metodi di sostegno installati</i>	70
4.3	MONITORAGGIO	72
4.3.1	<i>Convergenza</i>	72
4.3.2	<i>Estrusione del nucleo</i>	74
4.3.3	<i>Spostamenti attorno al cavo</i>	74
4.3.4	<i>Tensioni nel rivestimento finale</i>	75
4.3.5	<i>Tensioni nel rivestimento in shotcrete</i>	76
4.4	INTERPRETAZIONE DEI DATI DI MONITORAGGIO.....	77
CAPITOLO 5 SIMULAZIONE NUMERICA DEL COMPORTAMENTO		
DIPENDENTE DAL TEMPO NELLA GALLERIA SMP4.....		79
5.1	SIMULAZIONE ALLA SCALA DI LABORATORIO	79
5.1.1	<i>Descrizione delle attrezzature e della prova</i>	79
5.1.2	<i>Condizioni al contorno</i>	81
5.1.3	<i>Applicazione del modello CVISC</i>	83
5.1.4	<i>Applicazione del modello SHELVIP</i>	86
5.1.5	<i>Soluzione analitica della legge SHELVIP</i>	92
5.2	SIMULAZIONE NUMERICA ALLA SCALA DEL SITO	94
5.2.1	<i>Modello numerico tridimensionale</i>	95
5.2.2	<i>Condizioni al contorno</i>	96
5.2.3	<i>Fasi di scavo</i>	97
5.2.4	<i>Applicazione del modello CVISC alla sezione SMP4-PS</i>	100
5.2.5	<i>Applicazione del modello CVISC alla sezione SMP4-RPS</i>	103
CAPITOLO 6 CONCLUSIONI.....		108
BIBLIOGRAFIA		110

INDICE DELLE FIGURE

Figura 2.2.1 Calcolo RQD (Deere, 1989).....	5
Figura 2.2 Schema per la valutazione del GSI (Hoek et al., 1998)	8
Figura 2.3 Diagramma per il progetto del supporto in base a Q (NGI,2015)	11
Figura 2.4 Rappresentazione dell'approccio di Singh et.al (1992)	14
Figura 2.5 Rappresentazione dell'approccio di Goel et al. (1995)	15
Figura 2.6 Approccio Jethwa et al. (1984) per predizione del comportamento spingente.....	18
Figura 2.7 Approccio di Aydan et al. (1993) per la predizione del comportamento spingente	18
Figura 2.8 Curva sforzo-deformazioni ideale (a) e relativi stati del provino (b) (Aydan et al.,1993)	19
Figura 2.9 Valori di deformazione radiale ϵ_r (a) e assiale del fronte ϵ_f (b) al variare di σ_{cm}/p_0 per valori di pressione interna p_1 (Barla, 2002)	21
Figura 2.10 Classificazione del comportamento spingente (Hoek e Marinos, 2000)	22
Figura 2.11 Metodi di scavo in presenza di rocce a comportamento spingente (Kovari, 1998): a) Side drift method b) top heading and bench method c) Full face excavation	24
Figura 2.12 Sezione di una galleria con slot di compressione e bulloni da roccia (Schubert W. e Schubert P., 1993).....	27
Figura 2.13 Giunto scorrevole assemblato su centine di tipo Touissaint-Heintzmann (Top-Hat)	27
Figura 2.14 Elementi deformabili di prima generazione (in alto) e LSC (in basso) (Schubert 2017).....	28
Figura 2.15 Installazione HDC nel rivestimento, St. Martin la Porte	29
Figura 2.16 Rivestimento in shotcrete con (a) slot di compressione aperti, (b) cilindri metallici e (c) elementi HDC (Ghorbani et al.).....	30
Figura 2.17 Confronto sforzo-deformazione tra elementi deformabili metallici (LSC, WABE) e cementizi (HDC) (Moritz, 2011).....	30
Figura 2.18 TBM di tipo open gripper (Herrenknecht).....	32

Figura 2.19 TBM a singolo scudo (Herrenknecht)	33
Figura 2.20 TBM a doppio scudo (Herrenknecht).....	34
Figura 2.21 Legame velocità di avanzamento - spostamento radiale 10 m oltre il fronte (Schubert, 2000).....	35
Figura 2.22 Esempio di modello numerico (Swannell et al., 2016).....	36
Figura 2.23 Double Shield Universal TBM impiegata nel tunnel Kishanganga (SELI Overseas).....	37
Figura 3.1 Curva caratteristica della galleria per comportamento elasto-plastico (Barla, 2001).....	39
Figura 3.2 Rappresentazione comportamento elastico perfettamente plastico (a), elasto- plastico fragile (b), elasto-plastico rammollente (c).....	39
Figura 3.3 Stadi del creep	42
Figura 3.4 Esempi di modelli visco-elastici derivati da elementi semplici.....	43
Figura 3.5 Esempi di modelli visco-plastici.....	45
Figura 3.6 Rappresentazione modello CVISC (Itasca, 2006)	46
Figura 3.7 Rappresentazione del modello Cividini e Gioda semplificato (Debernardi, 2008)49	
Figura 3.8 Superfici limite e campi di tensione nel piano delle tensioni principali per modello SHELVIP (Debernardi e Barla, 2009)	53
Figura 3.9 Rappresentazione delle superfici limite e dei campi nel piano q-p (Debernardi e Barla, 2009).....	54
Figura 3.10 Discretizzazione del dominio della funzione	59
Figura 3.11 Processo di calcolo impiegato in FLAC.....	59
Figura 3.12 Modellazione del provino RTC5 impiegato nella validazione.....	61
Figura 3.13 Confronto tra risultati numerici e dati di laboratorio per la prova di creep sul provino RTC5 con modello CVISC	62
Figura 3.14 Confronto tra risultati numerici e dati di laboratorio per la prova di creep sul provino RTC5 con modello SHELVIP.....	63
Figura 4.1 Mappa dei corridoi costituenti la Core Network (Directorate-General for Mobility and Transport)	66
Figura 4.2 Collegamento Torino-Lione all'interno del TEN-T.....	66
Figura 4.3 Discenderie previste nel progetto Torino-Lione (Liu, 2020).....	67
Figura 4.4 Gallerie del cantiere SMP (Liu et al.,2020).....	67
Figura 4.5 Vista planimetrica della discenderia di Saint Martin la Porte (Rettighieri et al., 2018).....	68
Figura 4.6 Profilo della discenderia di Saint Martin la Porte (Rettighieri et al., 2018)	69

Figura 4.7 Distribuzione dell'indice GSI lungo la discenderia (Barla G., Barla M., Bonini, Debernardi, 2007)	70
Figura 4.8 Sistema di supporto P7-3 (Bonini e Barla G., 2007).....	71
Figura 4.9 Sistema di supporto DSM (Bonini e Barla, 2007)	72
Figura 4.10 Esempio di misurazioni della convergenza tramite cinque prismi (Liu,2020).....	73
Figura 4.11 Distanza tra due mire ottiche	73
Figura 4.12 Misurazione dell'estrusione tramite Modular Reverse-Head Extensometer (Soilexperts)	74
Figura 4.13 Installazione estensimetri multipunto per SMP4 (a), schematizzazione componenti dell'estensimetro (b) (Liu, 2020).....	75
Figura 4.14 Schema di funzionamento dell'estensimetro a corda vibrante.....	75
Figura 4.15 Monitoraggio della tensione nel rivestimento definitivo (SMP2) (Liu,2020)	76
Figura 4.16 Posizionamento degli estensimetri lungo il rivestimento preliminare (Liu, 2020)	76
Figura 4.17 Valori di tensione nella sezione SMP4-RPS (Liu, 2020).....	77
Figura 5.1 Telaio impiegato per la prova (a); Dettaglio estensimetro (b); Installazione estensimetri su provino (c).....	80
Figura 5.2 Risultati della prova di creep – primo gradino.....	81
Figura 5.3 Schematizzazione della prova di compressione monoassiale di creep	82
Figura 5.4 Confronto tra dati di laboratorio e risultati numerici per il Set 0 – CVISC	84
Figura 5.5 Curve relative ai set di parametri costitutivi vs dati sperimentali - CVISC.....	85
Figura 5.6 Confronto soluzione numerica per 'set_0' con dati di laboratorio - SHELVIP	87
Figura 5.7 Influenza del parametro m sulle curve di creep.....	88
Figura 5.8 Influenza del parametro γ sulle curve di creep $\varepsilon_{avp} - t$ (a) e $\varepsilon_{avp} - t$ (b)	89
Figura 5.9 Influenza del parametro l sulle curve di creep $\varepsilon_{avp} - t$ (a) e $\varepsilon_{avp} - t$ (b).....	90
Figura 5.10 Curve relative ai set di parametri costitutivi vs dati sperimentali - SHELVIP	92
Figura 5.11 Confronto soluzioni analitica, numerica, dati sperimentali.....	93
Figura 5.12 Collasso del fronte alla progressiva 10303 verificatosi in data 8 Settembre 2017 (a); step di scavo per l'attraversamento dell'area collassata (b) (Liu, 2020).....	94
Figura 5.13 Modello tridimensionale usato per la simulazione numerica SMP4-RPS.....	96
Figura 5.14 Condizioni al contorno applicate sul modello.....	97
Figura 5.15 Fasi di scavo e supporto per le sezioni SMP4-PS e SMP4-RPS (Liu, 2020)	98
Figura 5.16 Rappresentazione delle fasi di scavo: a) scavo della sezione PS e installazione del supporto; b) scavo e supporto completi della sezione PS; c) scavo e supporto della sezione RPS; d) scavo e supporto completi della sezione RPS.....	99

Figura 5.17 Particolare dimensioni delle sezioni e dei supporti	99
Figura 5.18 Avanzamento del fronte e installazione del supporto per la sezione SMP4-PS101	
Figura 5.19 Entità degli spostamenti nella galleria SMP4-PS con fronte a 10344 m.....	102
Figura 5.20 Entità degli spostamenti nella galleria SMP4-PS con supporto a 10344 m	102
Figura 5.21 Entità degli spostamenti nella galleria SMP4-PS al termine dello scavo e del supporto.....	103
Figura 5.22 Avanzamento del fronte e installazione del supporto per la sezione SMP4-RPS	104
Figura 5.23 Posizione dei prismi ottici per il monitoraggio e denominazione delle corde ..	105
Figura 5.24 Confronto dati di monitoraggio e risultati numerici - corda D2	105
Figura 5.25 Confronto dati di monitoraggio e risultati numerici - corda D3	106
Figura 5.26 Confronto dati di monitoraggio e risultati numerici - corda D5	106
Figura 5.27 Confronto dati di monitoraggio e risultati numerici - corda D6	107

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 2.1 Punteggio da assegnare ai parametri per il calcolo di RMR (Bieniawski 1989).....	6
Tabella 2.2 Linee guida per lo scavo e il supporto di una sezione a ferro di cavallo di 10 m realizzato con metodo Drill&Blast a profondità <900 m, secondo il sistema RMR (Bieniawski 1989).....	7
Tabella 2.3 Valori di ESR da Handbook NGI (2015).....	10
Tabella 2.4 Classificazione del grado di squeezing secondo Jethwa et al. (1984)	16
Tabella 2.5 Classificazione del grado di squeezing secondo Aydan et al (1993).....	20
Tabella 2.6 Confronto approcci Aydan et al. (1993) e Hoek e Marinos (2000).....	22
Tabella 3.1 Soluzioni in forma chiusa per comportamento elasto-plastico	40
Tabella 3.2 Modelli reologici elementari	43
Tabella 3.3 Modelli visco-elastici e soluzioni analitiche per un tunnel circolare in assenza del supporto (Paraskevopoulou e Diederichs, 2018).....	44
Tabella 3.4 Parametri del modello CVISC	47
Tabella 3.5 Parametri caratteristici del modello Cividini e Gioda semplificato.....	49
Tabella 3.6 Parametri costitutivi del modello SHELVIP	57
Tabella 23.7 Parametri costitutivi del modello CVISC per le argille scagliose (RTC5) (Bonini et al.,2007).....	61
Tabella 3.8 Parametri del modello per le argille scagliose (RTC5) (tempo in giorni, tensioni in kPa)	62
Tabella 5.1 Dati del provino sottoposto a prova di creep.....	80
Tabella 5.2 Parametri costitutivi del modello CVISC (set 0).....	83
Tabella 5.3 Set di parametri costitutivi del modello CVISC calibrati	84
Tabella 5.4 Parametri del modello SHELVIP calibrati su prove di creep e di rilassamento (tempo in giorni e tensioni in kPa) (Debernardi, 2008).....	86
Tabella 5.5 Set di parametri costitutivi del modello SHELVIP calibrati	91
Tabella 5.6 Sintesi fasi di scavo.....	98
Tabella 5.7 Modelli costitutivi adottati nella simulazione numerica dello scavo	100

Tabella 5.8 Parametri costitutivi impiegati nella modellazione degli elementi del modello tridimensionale	100
Tabella 5.9 Parametri costitutivi dell'ammasso roccioso secondo il modello CVISC	101

Capitolo 1

INTRODUZIONE

Durante lo scavo delle gallerie, è frequente trovarsi ad operare in situazioni in cui i valori di convergenza sono molto elevati. Questo fenomeno è legato al comportamento tempo dipendente dell'ammasso roccioso. Condizioni tali sono state riscontrate durante la realizzazione di una parte del collegamento ferroviario Torino-Lione ovvero nello scavo della discenderia di Saint Martin la Porte (SMP). Nello specifico, si è osservato il comportamento spingente dell'ammasso il quale ha generato delle instabilità nel tunnel stesso provocando difficoltà operative e aumento dei tempi e dei costi di realizzazione.

Fenomeni di questo tipo sono stati largamente studiati così da comprendere al meglio il comportamento della roccia e prevederne il comportamento sia durante che dopo lo scavo delle gallerie.

Lo scopo della presente tesi, dunque, è di rappresentare e descrivere il comportamento spingente dell'ammasso nonché gli effetti di questo su una sezione rappresentativa appartenente alla galleria geognostica SMP. L'analisi è supportata da un modello tridimensionale costruito nel software FLAC3D cui si applica una legge costitutiva viscoplastica in grado di riprodurre il comportamento dell'ammasso. I parametri costitutivi del modello sono ottenuti sia grazie alla simulazione numerica di reali prove di laboratorio che il Politecnico di Torino (MASTRLAB) ha condotto su provini di carbone prelevati nel sito in esame sia sulla base di dati disponibili dalla letteratura.

In seguito, tramite una ulteriore simulazione numerica, i parametri costitutivi ottenuti alla scala di laboratorio sono stati testati così da verificarne l'affidabilità nel riprodurre

il comportamento spingente anche alla scala di sito ossia nel modello tridimensionale della galleria.

Lo studio del comportamento spingente si articola in quattro capitoli nel primo dei quali si descrive il fenomeno di squeezing e gli approcci empirici e semi-empirici che nel tempo sono stati proposti ai fini di prevedere il verificarsi del comportamento spingente in funzione delle caratteristiche delle rocce e delle tecnologie di scavo adottata nella realizzazione delle gallerie. Nel capitolo 2, invece, si studiano i principali modelli costitutivi utili a rappresentare il comportamento tempo dipendente dei materiali rocciosi e la loro implementazione e validazione nel software di modellazione numerica FLAC3D.

Nella seconda parte della tesi – costituita dai capitoli 3 e 4 – ci si sofferma sulla descrizione del caso studio delle gallerie di Saint Martin La Porte e delle relative problematiche incontrate durante l'esecuzione dei lavori di scavo. Il capitolo 4, invece, è dedicato alla simulazione numerica del fenomeno deformativo del materiale sia alla scala di laboratorio che alla scala del sito.

Capitolo 2

IL COMPORTAMENTO SPINGENTE

2.1 Definizione

Il comportamento spingente delle rocce (*squeezing*) è il fenomeno secondo il quale, all'avanzamento dello scavo di una galleria, si riscontrano deformazioni elevate, dunque convergenza, dipendenti dal tempo. Tale fenomeno sopraggiunge quando si verifica una combinazione particolare tra tensioni indotte e proprietà meccaniche del materiale all'interno del quale si generano delle zone plasticizzate in prossimità dello scavo. Queste zone plasticizzate si originano nel momento in cui si supera il valore limite di resistenza a taglio che comporta l'insorgere di fenomeni di deformazione tempo dipendenti, ossia si ha l'inizio del creep. Suddetto processo di deformazione può concludersi durante lo scavo ma può anche protrarsi per un lungo periodo temporale (Barla, 2005).

È chiaro quindi che il processo deformativo, la velocità di deformazione e l'estensione della zona plastica sono influenzate da diversi fattori quali le condizioni geologiche e geotecniche, l'eventuale presenza di acqua in pressione e le caratteristiche di resistenza dell'ammasso.

Ad esempio, rocce come gneiss, rocce argillose ecc. presentano scarse caratteristiche di resistenza e deformabilità le quali concorrono alla comparsa del fenomeno di squeezing; la presenza di discontinuità con giacitura parallela all'asse del tunnel e di piani di scistosità, in aggiunta, contribuiscono molto allo sviluppo di deformazioni elevate. La presenza di acqua e la distribuzione delle pressioni interstiziali, inoltre,

influenzano il comportamento dell'ammasso difatti attuando interventi di drenaggio si riesce a ridurre la deformazione della roccia.

Pertanto, dato che la tipologia di roccia e le caratteristiche geologiche e geotecniche che questa presenta incidono sullo sviluppo di deformazioni più o meno elevate, si rammentano i principali sistemi di classificazione degli ammassi rocciosi sui quali si fondano metodologie di identificazione del fenomeno descritte nel seguito.

Le deformazioni che, per natura, subiscono le rocce possono essere controllate grazie anche alle tecniche di scavo e ai sistemi di sostegno impiegati in quanto sono in grado di realizzare, in maniera e tempi opportuni, il confinamento su fronte e contorno dello scavo. Gli aspetti tecnologici atti a controllare il fenomeno di squeezing saranno approfonditi nei paragrafi successivi.

2.2 Sistemi di classificazione degli ammassi rocciosi

La classificazione dell'ammasso roccioso è il processo secondo il quale si definiscono delle classi a seconda delle caratteristiche del materiale. Da qui, in modo empirico, è possibile avere informazioni sulla qualità dell'ammasso e sul possibile comportamento.

I parametri fondamentali che consentono la classificazione sono:

- Resistenza della roccia intatta;
- Condizioni e comportamento meccanico delle discontinuità;
- Stato tensionale;
- Condizioni idrologiche.

Generalmente, questi sistemi sono impiegati al fine di ottenere i parametri meccanici della roccia tramite relazioni empiriche. Tuttavia, alcuni di questi sistemi consentono di ottenere informazioni riguardo il supporto temporaneo nello scavo di gallerie.

2.2.1 Rock Mass Rating (RMR)

Il metodo RMR è stato proposto da Bieniawski ed è basato sull'assegnazione di un punteggio all'ammasso a seconda dei seguenti parametri:

- ▶ *Resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta (A1)*: viene ricavata tramite prove sclerometriche con martello di Schimdt e prove di compressione monoassiale;
- ▶ *Rock Quality Designation (RQD) (A2)*: è definito come rapporto tra il totale delle porzioni intatte di lunghezza maggiore di 10 cm e la lunghezza totale della carota (Figura 2.2.1);

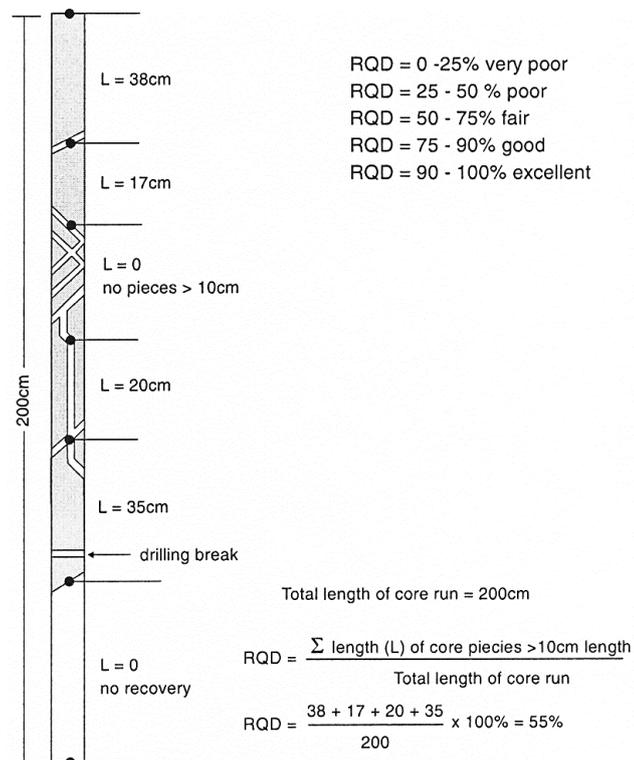


Figura 2.2.1 Calcolo RQD (Deere, 1989)

- ▶ *Spaziatura delle discontinuità (A3)*;
- ▶ *Condizioni delle discontinuità (A4)*: si tengono in considerazione apertura, scabrezza ed eventuale riempimento;
- ▶ *Condizioni idrauliche (A5)*.

I valori di punteggio da assegnare a ciascun parametro sono riportati in Tabella 2.1, a partire da essi si trova:

$$RMR = A1 + A2 + A3 + A4 + A5 + B \quad (1)$$

Dove B rappresenta il valore di correzione relativo all'orientazione delle discontinuità rispetto all'asse del tunnel. Il valore finale di RMR risulta compreso tra 0 e 100.

Si riporta, inoltre, l'indicazione sullo scavo e il sostegno di un tunnel in accordo con il sistema RMR. (Tabella 2.2)

Tabella 2.1 Punteggio da assegnare ai parametri per il calcolo di RMR (Bieniawski 1989)

A. CLASSIFICATION PARAMETERS AND THEIR RATINGS									
PARAMETER		Range of values // ratings							
1	Strength of intact rock material	Point-load strength index	> 10 MPa	4 - 10 MPa	2 - 4 MPa	1 - 2 MPa	For this low range uniaxial compr. strength is preferred		
		Uniaxial compressive strength	> 250 MPa	100 - 250 MPa	50 - 100 MPa	25 - 50 MPa	5 - 25 MPa	1 - 5 MPa	< 1 MPa
		RATING	15	12	7	4	2	1	0
2	Drill core quality RQD		90 - 100%	75 - 90%	50 - 75%	25 - 50%	< 25%		
		RATING	20	17	13	8	5		
3	Spacing of discontinuities		> 2 m	0.6 - 2 m	200 - 600 mm	60 - 200 mm	< 60 mm		
		RATING	20	15	10	8	5		
4	Condition of discontinuities	Length, persistence	< 1 m	1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	> 20 m		
			Rating	6	4	2	1	0	
		Separation	none	< 0.1 mm	0.1 - 1 mm	1 - 5 mm	> 5 mm		
			Rating	6	5	4	1	0	
		Roughness	very rough	rough	slightly rough	smooth	slickensided		
			Rating	6	5	3	1	0	
5	Ground water	Inflow per 10 m tunnel length	none	< 10 litres/min	10 - 25 litres/min	25 - 125 litres/min	> 125 litres /min		
			Rating	6	4	2	0	0	
		p_w / σ_1	0	0 - 0.1	0.1 - 0.2	0.2 - 0.5	> 0.5		
	Rating	6	5	3	1	0			
	General conditions	completely dry	damp	wet	dripping	flowing			
	RATING	15	10	7	4	0			

p_w = joint water pressure; σ_1 = major principal stress

B. RATING ADJUSTMENT FOR DISCONTINUITY ORIENTATIONS

		Very favourable	Favourable	Fair	Unfavourable	Very unfavourable
RATINGS	Tunnels	0	-2	-5	-10	-12
	Foundations	0	-2	-7	-15	-25
	Slopes	0	-5	-25	-50	-60

Tabella 2.2 Linee guida per lo scavo e il supporto di una sezione a ferro di cavallo di 10 m realizzato con metodo Drill&Blast a profondità <900 m, secondo il sistema RMR (Bieniawski 1989)

Rock mass class	Excavation	Support		
		Rock bolts (20 mm diam., fully bonded)	Shotcrete	Steel sets
1. Very good rock RMR: 81-100	Full face: 3 m advance	Generally no support required except for occasional spot bolting		
2. Good rock RMR: 61-80	Full face: 1.0-1.5 m advance; Complete support 20 m from face	Locally bolts in crown, 3 m long, spaced 2.5 m with occasional wire mesh	50 mm in crown where required	None
3. Fair rock RMR: 41-60	Top heading and bench: 1.5-3 m advance in top heading; Commence support after each blast; Commence support 10 m from face	Systematic bolts 4 m long, spaced 1.5-2 m in crown and walls with wire mesh in crown	50-100 mm in crown, and 30 mm in sides	None
4. Poor rock RMR: 21-40	Top heading and bench: 1.0-1.5 m advance in top heading; Install support concurrently with excavation - 10 m from face	Systematic bolts 4-5 m long, spaced 1-1.5 m in crown and walls with wire mesh	100-150 mm in crown and 100 mm in sides	Light ribs spaced 1.5 m where required
5. Very poor rock RMR < 21	Multiple drifts: 0.5-1.5 m advance in top heading; Install support concurrently with excavation; shotcrete as soon as possible after blasting	Systematic bolts 5-6 m long, spaced 1-1.5 m in crown and walls with wire mesh. Bolt invert	150-200 mm in crown, 150 mm in sides, and 50 mm on face	Medium to heavy ribs spaced 0.75 m with steel lagging and forepoling if required. Close invert

2.2.2 Geological Strength Index (GSI)

Questo sistema di classificazione è stato introdotto da Hoek (1994) con l'obiettivo di rendere più agevole la determinazione delle proprietà dell'ammasso roccioso. La caratterizzazione è svolta tramite l'analisi visiva in relazione alle condizioni dei giunti. In Figura 2.2 Schema per la valutazione del GSI (Hoek et al., 1998) si riporta la rappresentazione grafica proposta da Hoek et al. (1998) e, ad oggi, più utilizzata.

<p>GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS</p> <p>From the lithology, structure and surface conditions of the discontinuities, estimate the average value of GSI. Do not try to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than stating that GSI = 35. Note that the table does not apply to structurally controlled failures. Where weak planar structural planes are present in an unfavourable orientation with respect to the excavation face, these will dominate the rock mass behaviour. The shear strength of surfaces in rocks that are prone to deterioration as a result of changes in moisture content will be reduced if water is present. When working with rocks in the fair to very poor categories, a shift to the right may be made for wet conditions. Water pressure is dealt with by effective stress analysis</p>		SURFACE CONDITIONS				
STRUCTURE		VERY GOOD Very rough, fresh, unweathered surfaces	GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces	FAIR Smooth, moderately weathered and altered surfaces	POOR Slickensided, highly weathered surfaces with compact coating or fillings of angular fragments	VERY POOR Slickensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings
		DECREASING SURFACE QUALITY →				
	INTACT OR MASSIVE- Intact rock specimens or massive in-situ rock with few widely spaced discontinuities	90			N/A	N/A
	BLOCKY - Well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets		70			
	VERY BLOCKY - Interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets		60			
	BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - Folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity		50			
	DISINTEGRATED - Poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces		40			
	LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of the weak schistosity or shear planes	N/A	N/A			
					30	
					20	
					10	

Figura 2.2 Schema per la valutazione del GSI (Hoek et al., 1998)

Combinando le qualità relative al grado di fratturazione (da roccia intatta o massiva a roccia laminata) e quelle dei giunti si ricava un valore numerico che varia da 0 a 100. A partire dal GSI, tramite formulazioni empiriche, è possibile valutare le caratteristiche di resistenza e deformabilità di ammassi rocciosi con scarse qualità.

2.2.3 Q-System

Il sistema denominato Q-System è stato sviluppato dal Norwegian Geotechnical Institute (NGI) negli anni '70 da Barton e altri. Negli anni, in realtà, ha subito delle variazioni per poter essere adattato alle innovazioni nelle tecniche di scavo. A differenza del metodo RMR di Bieniawski, questo sistema tiene considerazione della geometria del cavo ma non della resistenza a compressione monoassiale.

Il Q-system consente di descrivere la stabilità dell'ammasso allorché si realizzi un'apertura in sotterranea. Il valore di Q è stimato come:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SFR} \quad (2)$$

Con:

RQD: Rock Quality Designation;

J_n: Joint set number, legato al numero di discontinuità;

J_r: Joint roughness number, legato alla rugosità della superficie della discontinuità;

J_a: Joint alteration number, legato al grado di alterazione della discontinuità;

J_w: Joint water reduction factor, legato alla presenza di acqua;

SFR: Stress Reduction Factor, fattore di riduzione dello sforzo.

Come già anticipato, questo parametro è utile per avere indicazioni sul supporto da installare nella realizzazione di aperture sotterranee ma, oltre a questo, sono necessari altri due parametri: la dimensione del cavo e un requisito di sicurezza: diverse tipologie

di scavo comportano diversi requisiti di sicurezza (Tabella 2.3). Per esprimere quest'ultima, si adotta il fattore ESR (Excavation Support Ratio) che fornisce indicazioni sul grado di sicurezza accettabile: ESR alto implica che può essere accettato un livello minore di sicurezza.

Tabella 2.3 Valori di ESR da Handbook NGI (2015)

Type of excavation		ESR
A	Temporary mine openings, etc.	ca. 3-5
B	Vertical shafts*: i) circular sections ii) rectangular/square section	ca. 2.5 ca 2.0
	*dependant of purpose. May be lower than given values	
C	Permanent mine openings, water tunnels for hydro power (exclude high pressure penstocks), water supply tunnels, pilot tunnels, drifts and headings for large openings	1.6
D	Minor road and railway tunnels, surge chambers, access tunnels, sewage tunnels, etc.	1.3
E	Power houses, storage rooms, water treatment plants, major road and railway tunnels, civil defence chambers, portals, intersections, etc.	1.0
F	Underground nuclear power stations, railways stations, sports and public facilities, factories, etc.	0.8
G	Very important caverns and underground openings with a long lifetime, =100 years, or without access for maintenance.	0.5

Dal grafico riportato in Figura 2.3 Diagramma per il progetto del supporto in base a Q (NGI,2015) si riportano le raccomandazioni in merito al supporto correlate al valore di Q, di ESR e alla 'dimensione equivalente' definita come rapporto tra ampiezza dello scavo e ESR.

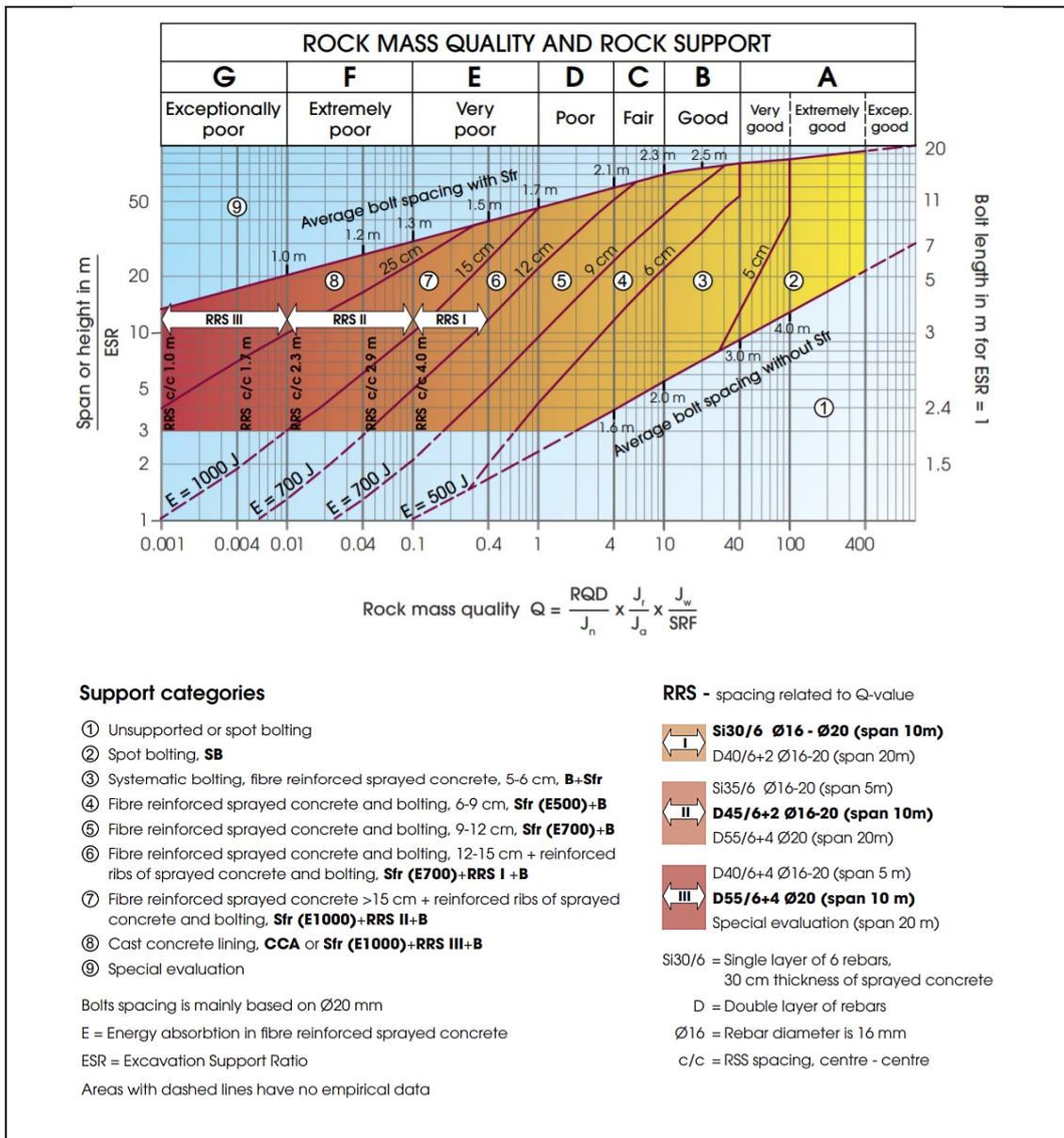


Figura 2.3 Diagramma per il progetto del supporto in base a Q (NGL,2015)

2.3 Identificazione del fenomeno di squeezing

Prima di indagare gli aspetti tecnologici che regolano il comportamento del terreno soggetto a squeezing, è bene riuscire ad individuare quali sono le caratteristiche di un ammasso affinché venga definito “a comportamento spingente”.

Terzaghi definisce:

«Squeezing rock is merely rock which contains a considerable amount of clay. The clay may have been present originally, as in some shales, or it may be an alteration product. The rock may be mechanically intact, jointed, or crushed. The clay fraction of the rock may be dominated by the inoffensive members of the Kaolinite group or it may have the vicious properties of the Montmorillonites. Therefore, the properties of squeezing rock may vary within as wide a range as those of clay. [...] Prerequisite of squeeze is a high percentage of microscopic and sub-microscopic particles of micaceous minerals or of clay minerals with a low swelling capacity ».

Ossia per rocce a comportamento spingente si intende rocce - integre fessurate o anche frantumate - costituite da argilla che può essere sia presente dall'origine, come nel caso delle argille scagliose (clay shales) o essere frutto di una alterazione. Le Montmorilloniti sono i gruppi principali che mostrano tale comportamento. Inoltre, l'elevata presenza di microparticelle micacee e argillose con bassa capacità rigonfiante costituisce un prerequisito per il fenomeno. In termini pratici, per dare un'idea delle difficoltà che si incontrano in condizioni spingenti, lo stesso Terzaghi afferma che la roccia avanza lentamente senza percettibili aumenti di volume.

2.3.1 Metodi empirici

Gli approcci empirici si quelli che basano su una classificazione. Due approcci di questo tipo sono quelli riportati nel seguito ossia Singh et al. (1992) e Goel et al. (1995). In entrambi i casi si evidenziano le incertezze che riguardano il comportamento spingente.

2.3.1.1 Approccio Singh et al. (1992)

Questo metodo è basato su 39 casi di cui sono stati raccolti dati relativi all'indice di qualità della roccia Q (*rock mass quality*) e la profondità della galleria H (*overburden*). Sulla base di questi due parametri è stato costruito un grafico sul quale è rappresentata la retta di separazione tra i casi con squeezing e quelli senza (Figura 2.4).

Tale retta ha equazione:

$$H = 350 Q^{1/3} \text{ [m]} \quad (3)$$

con resistenza monoassiale dell'ammasso roccioso stimata come

$$\sigma_{cm} = 0,7\gamma Q^{1/3} \text{ [MPa]} \quad (4)$$

Dove γ è il peso specifico della roccia.

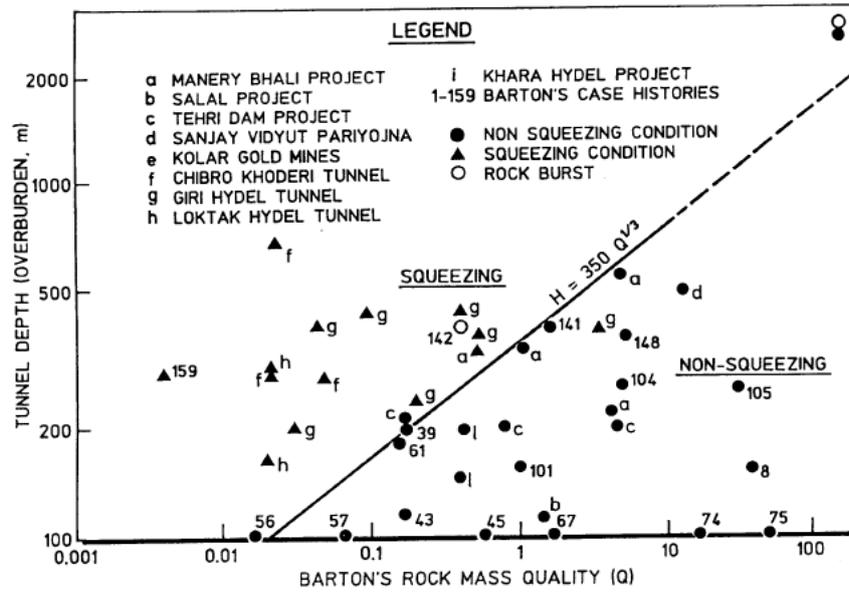


Figura 2.4 Rappresentazione dell'approccio di Singh et al (1992)

I punti che giacciono nella parte al di sopra della linea di separazione rappresentano il verificarsi del comportamento spingente mentre quelli nella parte sottostante sono i casi in cui non si verifica. In sintesi si trova:

$$H \gg 350 Q^{1/3} \text{ comportamento spingente}$$

$$H \ll 350 Q^{1/3} \text{ comportamento non spingente}$$

2.3.1.2 Approccio Goel et al. (1995)

Questo approccio si basa sul parametro N (*rock mass number*) definito come Q valutato in assenza di stress così da eliminare le incertezze legate alla definizione di SRF (*stress reduction factor*):

$$N = (Q)_{SRF=1} \quad (5)$$

I parametri considerati in questo approccio sono la profondità del tunnel H , il diametro del tunnel B e il parametro N . Dallo studio di 99 tunnel è stato realizzato un grafico bilogarithmico con ascisse N e ordinate $H \cdot B^{0.1}$ (Figura 2.5). Anche in questo caso, si costruisce la linea di demarcazione tra comportamento spingente e non la quale ha equazione:

$$H = (275 \cdot N^{0.33}) \cdot B^{-1} [m] \quad (6)$$

Come nell'approccio di Singh et al. (1992) e due casistiche sono sintetizzate come:

$$H \gg (275 \cdot N^{0.33}) \cdot B^{-1} \text{ comportamento spingente}$$

$$H \ll (275 \cdot N^{0.33}) \cdot B^{-1} \text{ comportamento non spingente}$$

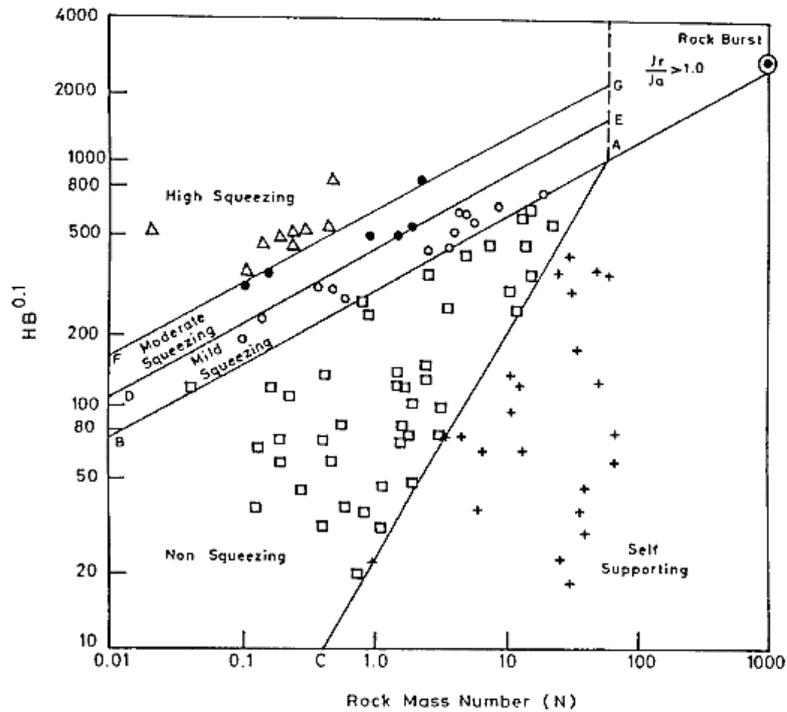


Figura 2.5 Rappresentazione dell'approccio di Goel et al. (1995)

Sulla base di quanto esposto sui due approcci, si può definire il grado di squeezing ovvero quanto sia accentuato il fenomeno a seconda della convergenza che si verifica.

I	Lievemente spingente (<i>Mild squeezing</i>)	Convergenza pari a 1÷3% del diametro della galleria
II	Moderatamente spingente (<i>Moderate squeezing</i>)	Convergenza pari a 3÷5% del diametro della galleria
III	Altamente spingente (<i>high squeezing</i>)	Convergenza >5% del diametro della galleria

2.3.2 Approcci semi-empirici

Come accennato, gli approcci empirici sono utili per distinguere le situazioni in cui si verifica il comportamento spingente da quelle in cui non avviene in base a profondità e diametro del tunnel e alla qualità dell'ammasso roccioso in cui si opera. I metodi semi-empirici, invece, non solo forniscono una guida per la previsione del fenomeno ma consentono anche di ottenere maggiori informazioni - quali una stima delle deformazioni attese attorno al tunnel e la pressione al supporto - tramite una soluzione analitica in forma chiusa per una galleria circolare in condizioni idrostatiche. Tutti i metodi di questo tipo valutano il potenziale spingente tramite il rapporto tra resistenza a compressione monoassiale della roccia σ_c (o dell'ammasso roccioso σ_{cm}) e la tensione del terreno sovrastante il tunnel $\gamma \cdot H$.

2.3.2.1 Approccio Jethwa et al. (1984)

Il grado di squeezing (Tabella 2.4) è definito tramite il fattore di competenza:

$$N_c = \frac{\sigma_{cm}}{p_0} = \frac{\sigma_{cm}}{\gamma H} \quad (7)$$

dove

σ_{cm} resistenza a compressione monoassiale dell'ammasso;

γ peso specifico dell'ammasso roccioso;

H profondità della galleria.

Tabella 2.4 Classificazione del grado di squeezing secondo Jethwa et al. (1984)

σ_{cm}/p_0	Degree of squeezing
<0.4	Highly Squeezing
0.4-0.8	Moderately squeezing
0.8-2.0	Mildly squeezing
>2.0	Non squeezing

Tramite una soluzione analitica in forma chiusa per tunnel circolari in condizioni idrostatiche, dunque, si ricava un'espressione per la pressione ultima agente sul supporto:

$$\frac{p_u}{p_0} = D \cdot M_\phi \cdot (1 - \text{sen}\phi_p) \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{cm}}{2p_0}\right) \quad (8)$$

In cui

$$D = \frac{\left(\frac{R_c}{R}\right)^\alpha - \left(\frac{R}{R_c}\right)^2}{1 - \left(\frac{\alpha}{R_c}\right)^2} \quad (9)$$

$$M_\phi = \left(\frac{R}{R_{pl}}\right)^\alpha \quad (10)$$

$$\sigma_{cm} = \frac{2c_p \cos\phi_p}{1 - \sin\phi_p} \quad (11)$$

$$\alpha = \frac{2\sin\phi_r}{1 - \sin\phi_r} \quad (12)$$

Avendo indicato

R : raggio della galleria;

R_c : raggio della zona compattata a contatto con il rivestimento;

c_p, ϕ_p : valori di coesione e angolo di attrito dell'ammasso roccioso di picco;

c_r, ϕ_r : valori di coesione e angolo di attrito dell'ammasso roccioso residui;

Il diagramma che si ottiene restituisce i valori del rapporto pressione ultima al supporto su pressione in sito rispetto all'angolo di attrito di picco ϕ_p ; sono rappresentate, inoltre, diverse curve corrispondenti a valori variabili di $\sigma_{cm}/2p_0$ e ϕ_r mantenendo la coesione residua c_r nulla (Figura 2.6).

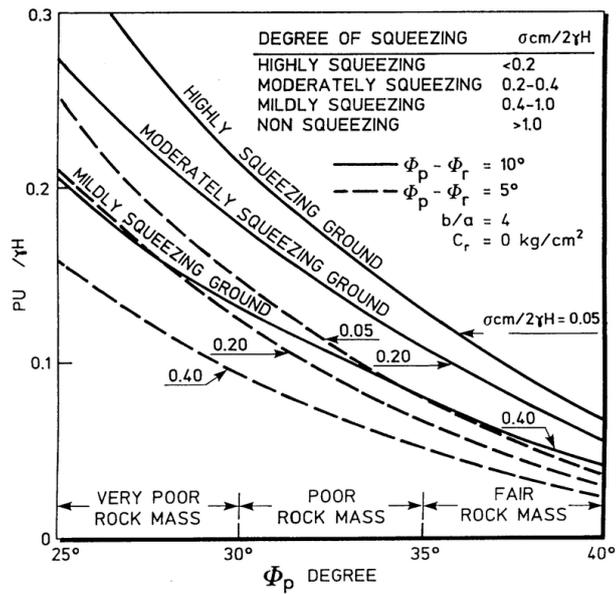


Figura 2.6 Approccio Jethwa et al. (1984) per predizione del comportamento spingente

2.3.2.2 Approccio Aydan et al. (1993)

A partire dall'esperienza di gallerie realizzate in Giappone, gli autori assumono che resistenza di roccia intatta e ammasso roccioso siano uguali $\sigma_{ci} = \sigma_{cm}$ così da mantenere valido il legame tra resistenza della roccia intatta σ_{ci} e pressione del terreno sovrastante p_0 già proposto da Jethwa et al. (1984) (Figura 2.7).

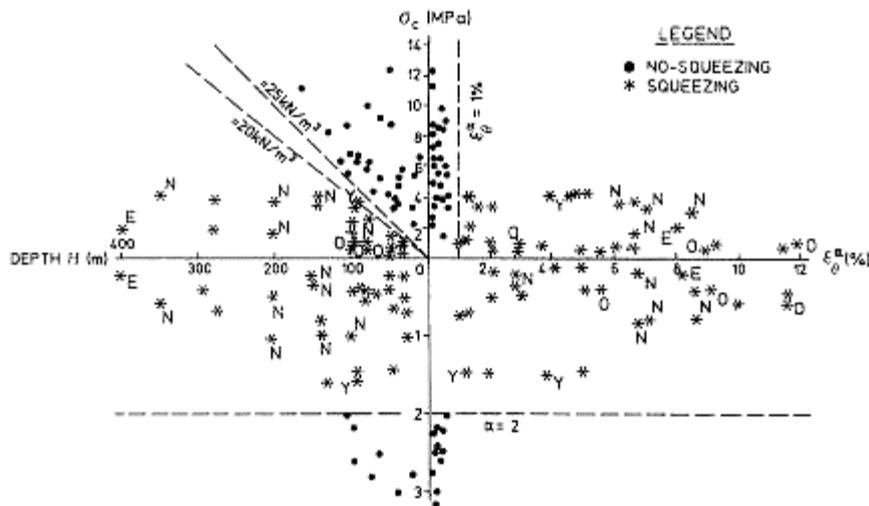


Figura 2.7 Approccio di Aydan et al. (1993) per la predizione del comportamento spingente

Tale metodo è basato sull'analogia tra le risposte, in termini di sforzo-deformazione, che si trovano dai test di laboratorio e quelle tangenziali attorno alla galleria. Durante la prova di carico del provino a ridotta pressione di confinamento σ_3 si considerano cinque istanti corrispondenti a cinque fasi che il provino sperimenta nella prova (Figura 2.8).

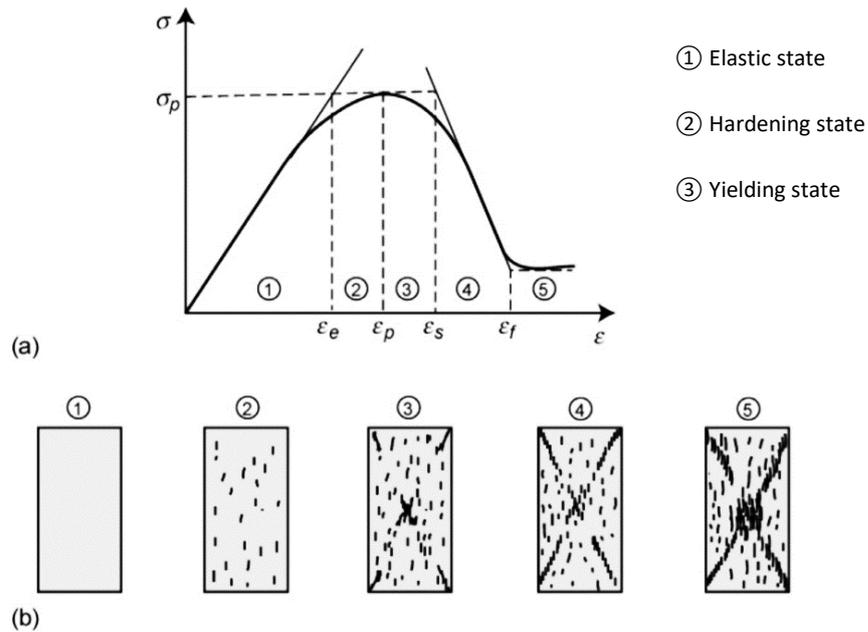


Figura 2.8 Curva sforzo-deformazioni ideale (a) e relativi stati del provino (b) (Aydan et al.,1993)

Valutando le deformazioni tangenziali attorno al tunnel ε_{θ}^a rispetto alla deformazione limite elastica dell'ammasso ε_{θ}^e , si trova la soluzione in forma chiusa dalla quale si definiscono cinque range ognuno dei quali associato ad un grado di squeezing (Tabella 2.5).

Tabella 2.5 Classificazione del grado di squeezing secondo Aydan et al (1993)

Class	Squeezing degree	Symbol	Range
1	No Squeezing	NS	$\frac{\varepsilon_{\theta}^a}{\varepsilon_{\theta}^e} \leq 1$
2	Light Squeezing	LS	$1 < \frac{\varepsilon_{\theta}^a}{\varepsilon_{\theta}^e} \leq \eta_p$
3	Fair Squeezing	FS	$\eta_p < \frac{\varepsilon_{\theta}^a}{\varepsilon_{\theta}^e} \leq \eta_s$
4	Heavy Squeezing	HS	$\eta_s < \frac{\varepsilon_{\theta}^a}{\varepsilon_{\theta}^e} \leq \eta_f$
5	Very Heavy Squeezing	VHF	$\frac{\varepsilon_{\theta}^a}{\varepsilon_{\theta}^e} > \eta_s$

Nella tabella esposta sono state confrontate le deformazioni in sito con le deformazioni da test di laboratorio normalizzate secondo le relazioni:

$$\eta_p = \varepsilon_p / \varepsilon_e = 2(\sigma_{ci})^{-0.17} \quad (13)$$

$$\eta_s = \varepsilon_s / \varepsilon_e = 3(\sigma_{ci})^{-0.25} \quad (14)$$

$$\eta_f = \varepsilon_f / \varepsilon_e = 5(\sigma_{ci})^{-0.32} \quad (15)$$

1.3.2.1 Approccio Hoek e Marinos (2000)

Con l'approccio di Hoek e Marinos si evidenzia come, per predire il comportamento spingente, possa essere adottato il diagramma deformazione del tunnel ε_t^1 e rapporto σ_{cm}/p_0 . Grazie al modello agli elementi finiti assial-simmetrico, e disponendo diversi range di ammassi rocciosi, tensioni in situ e pressioni al supporto, Hoek ha ricavato una relazione approssimata che lega suddetti parametri alla deformazione del tunnel ε_t :

$$\varepsilon_t (\%) = 0.15(1 - p_i/p_0) \cdot (\sigma_{cm}/p_0)^{-\frac{(3(p_i/p_0)+1)}{(3.8(p_i/p_0)+0.54)}} \quad (16)$$

¹ ε_t è definita come il rapporto tra spostamento radiale del tunnel e raggio dello stesso

Analogamente, è stata ottenuta la relazione per la deformazione al fronte del tunnel

ε_f^2 :

$$\varepsilon_f(\%) = 0.1(1 - p_i/p_0) \cdot (\sigma_{cm}/p_0)^{-\frac{(3(p_i/p_0)+1)}{(3.8(p_i/p_0)+0.54)}} \quad (17)$$

Dalla rappresentazione grafica delle relazioni appena descritte risulta più immediato comprendere la deformazione che si verifica nei pressi della galleria (Figura 2.9).

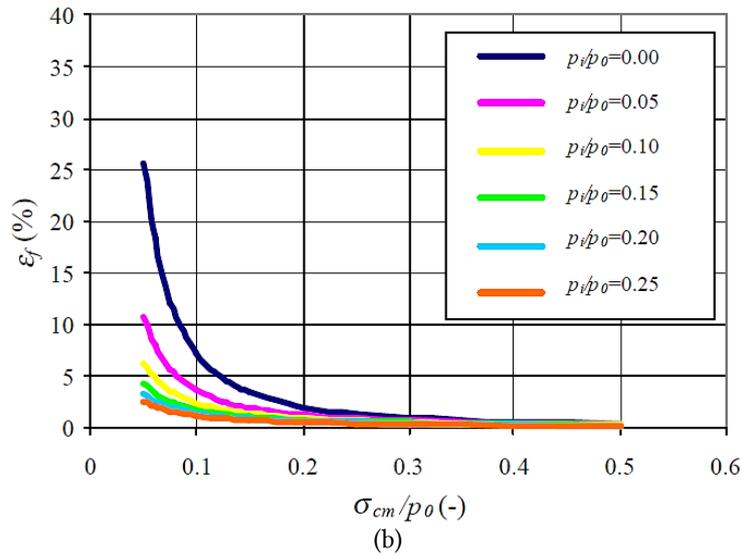
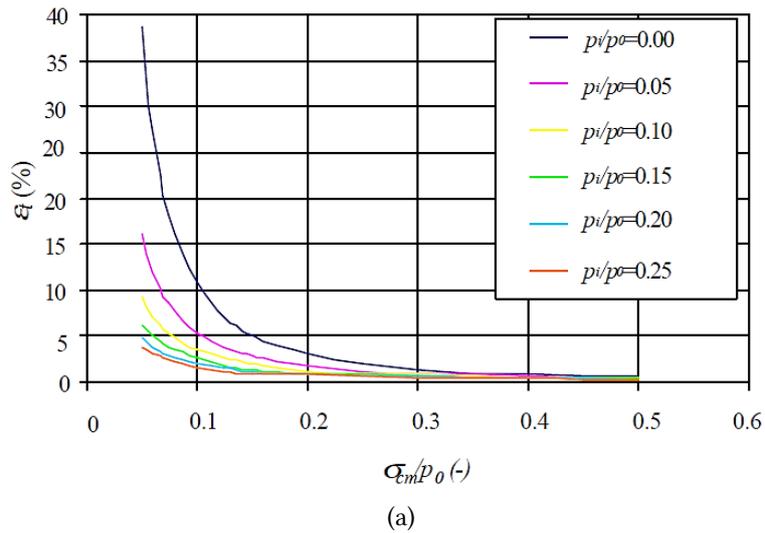


Figura 2.9 Valori di deformazione radiale ε_t (a) e assiale del fronte ε_f (b) al variare di σ_{cm}/p_0 per valori di pressione interna p_i (Barla, 2002)

² ε_f è definita come il rapporto tra spostamento assiale del fronte e il raggio del tunnel

Tenendo conto di quanto esposto fino ad ora e considerando un buon numero di casi relativi a gallerie esistenti, Hoek fornisce la curva in Figura 2.10 come strumento di valutazione preliminare per i problemi legati al comportamento spingente. Una sintesi di quanto mostrato in grafico è riportata in Tabella 2.6. In questa si effettua anche un confronto con i valori definiti da Aydan et al. (1993) in precedenza.

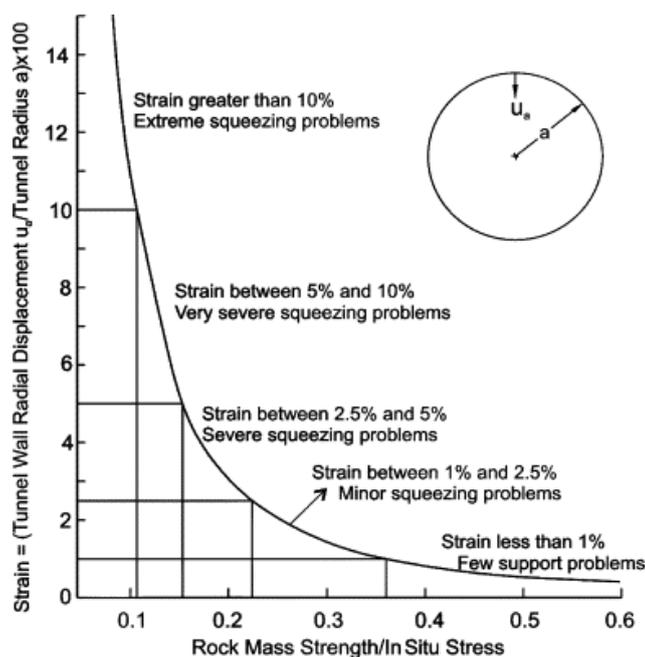


Figura 2.10 Classificazione del comportamento spingente (Hoek e Marinos, 2000)

Tabella 2.6 Confronto approcci Aydan et al. (1993) e Hoek e Marinos (2000)

Aydan et al. (1993)			Hoek e Marinos (2000)	
Class	Squeezing level	Tunnel strain ³ [%]	Squeezing level	Tunnel strain [%]
1	No Squeezing	$\varepsilon_{\theta}^a \leq 1$	Few support problems	$\varepsilon_t \leq 1$
2	Light Squeezing	$1 < \varepsilon_{\theta}^a \leq 2$	Minor squeezing	$1 < \varepsilon_t \leq 2.5$
3	Fair Squeezing	$2 < \varepsilon_{\theta}^a \leq 3$	Severe squeezing	$2.5 < \varepsilon_t \leq 5$
4	Heavy Squeezing	$3 < \varepsilon_{\theta}^a \leq 5$	Very severe squeezing	$5 < \varepsilon_{\theta}^a \leq 10$
5	Very Heavy Squeezing	$\varepsilon_{\theta}^a > 5$	Extreme squeezing	$\varepsilon_t > 10$

³ Valori ottenuti assumendo $\sigma_{ci} = 1 \text{ MPa}$

Risulta evidente che gli approcci sopra riportati si basano sulla conoscenza della resistenza a compressione monoassiale della roccia sebbene questo parametro non sia semplice da determinare. Hoek e Marinos (2000) propongono una possibile via per stimare la quantità:

$$\sigma_{cm} = (0.0034 \cdot m_i^{0.8}) \cdot \sigma_{ci} [1.029 + 0.025e^{(-0.1m_i)}]^{GSI} \quad (18)$$

Con

σ_{ci} resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta;

m_i costante di Hoek-Brown;

GSI Geological Strength Index.

Si intuisce che nella maggior parte delle situazioni è difficile valutare resistenza a compressione e coefficiente m_i in quanto il prelievo di campioni da sottoporre a prove di laboratorio non è agevole. Il *GSI*, di contro, si ottiene da esami visivi quindi, seppur più semplice da trovare, è una quantità non oggettiva poiché dipendente dalle valutazioni soggettive dell'operatore.

2.4 Metodologie di scavo e supporto in presenza di comportamento spingente

In presenza di rocce in cui si verificano elevate deformazioni, è necessario comprendere il ruolo svolto – sia in termini di sviluppo che di limitazione dell'entità delle deformazioni – dal metodo di scavo delle gallerie nonché dal sistema di supporto installato.

2.4.1 Tecniche di scavo tradizionale

Come già accennato, la metodologia impiegata per realizzare lo scavo costituisce un fattore determinante nel comportamento della galleria. Le tradizionali tecniche maggiormente utilizzate sono:

- *Side drift method*: scavo ad attacchi laterali (Figura 2.11a);
- *Top heading and bench method*: scavo a calotta e ribasso (Figura 2.11b);
- *Full face excavation*: scavo a sezione piena (Figura 2.11c);

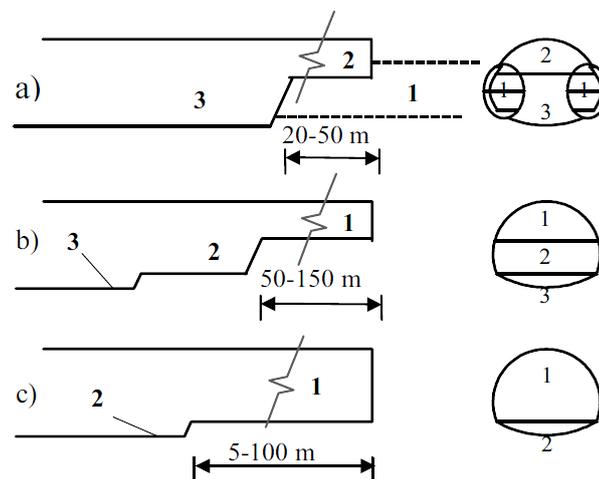


Figura 2.11 Metodi di scavo in presenza di rocce a comportamento spingente (Kovari, 1998): a) *Side drift method* b) *top heading and bench method* c) *Full face excavation*

La tecnica ad attacchi laterali è utilizzata principalmente in presenza di rocce di scarsa qualità al fine di ridurre la sezione di scavo così da limitare l'instabilità del fronte. Principalmente, questa metodologia è impiegata nello scavo di tunnel superficiali. Tale tipo di scavo si realizza tramite numerose fasi, pertanto, l'avanzamento risulta più lento rispetto ad altri metodi.

Il metodo di scavo a calotta e ribasso, si applica solitamente quando si hanno sezioni di ampiezza superiore a 5 m agevolando l'installazione dei supporti e la stabilizzazione. Lo scavo in calotta è la prima fase, cui segue lo scavo del ribasso il quale viene solitamente eseguito ad una distanza dal fronte che varia a seconda della risposta del terreno durante l'avanzamento dei lavori. Molto spesso, inoltre, quando la qualità dell'ammasso è molto scadente, si ricorre alla realizzazione di un arco rovescio costituito da calcestruzzo proiettato come base della calotta che prevenga lo sviluppo di deformazioni eccessive.

Lo scavo a piena sezione obbliga ad un consolidamento sistematico del fronte di scavo e del nucleo di avanzamento, tuttavia, risulta essere il metodo più conveniente nel caso di comportamento spingente. Il vantaggio di questo metodo, infatti, è la presenza di un'ampia superficie di lavoro per realizzare agevolmente interventi di sostegno o stabilizzazione.

2.4.2 Supporto dello scavo

Quando si ha a che fare con ammassi spingenti, è possibile intervenire secondo un approccio attivo o un approccio passivo.

L'approccio attivo si riferisce al cosiddetto "metodo pesante" il cui scopo è di prevenire qualsiasi deformazione tramite un sostegno molto rigido che può essere sottoposto a grandi carichi. Un'alternativa è l'applicazione di un pre-rinforzo e pre-trattamento per evitare le elevate deformazioni che possono svilupparsi nella zona aldilà del fronte di scavo.

Tramite l'approccio passivo, invece, si applica il "metodo leggero" secondo il quale lo sviluppo delle deformazioni è consentito ma queste sono mantenute sotto controllo tramite diverse procedure quali:

- ▶ Aumento della sezione di scavo: in tal modo si realizza una sezione maggiore rispetto a quella di progetto così che, anche dopo la deformazione, si abbia ancora la possibilità di installare il supporto;
- ▶ Slot di compressione longitudinali all'interno del rivestimento di calcestruzzo proiettato: il rivestimento in calcestruzzo proiettato viene diviso in sezioni così da evitare una elevata tensione che potrebbe causare il collasso dello stesso (Figura 2.12);
- ▶ Bulloni da roccia: per ovviare ai problemi legati alla rottura dei bulloni in presenza di squeezing, sono state sviluppate particolari tipologie di bulloni che consentono lo spostamento fino a 20 cm (Karawanken tunnel).

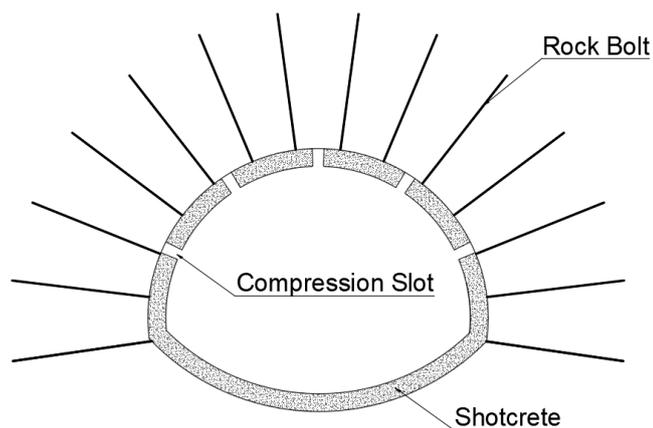


Figura 2.12 Sezione di una galleria con slot di compressione e bulloni da roccia (Schubert W. e Schubert P., 1993)

2.4.2.1 Tipologie di supporti deformabili

► Giunto scorrevole con centine tipo TH e assorbitori LSC

In presenza di comportamento fortemente spingente, è possibile ricorrere a centine metalliche integrate con bulloni a comportamento cedevole. Come mostrato in Figura 2.13, i profili metallici sono assemblati così da realizzare un giunto scorrevole attritivo. Incorporando due o più elementi di questo tipo nelle centine si consente uno scorrimento definito che è, tuttavia, limitato da un fermo presente sulla centina stessa.

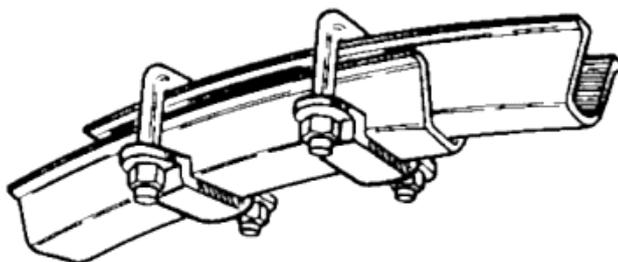


Figura 2.13 Giunto scorrevole assemblato su centine di tipo Touissaint-Heintzmann (Top-Hat)

Tecniche di questo tipo, sebbene impiegate fino al 1995 nelle Alpi, sono state criticate in quanto l'apertura degli slot nel rivestimento ne annulla la continuità che garantisce la trasmissione degli sforzi tra le sezioni.

In alternativa alle aperture semplici, pertanto, sono stati sviluppati degli elementi duttili da integrare nel rivestimento e capaci di sopportare sforzo assiale e

deformazione. I primi dispositivi installati in Austria consistevano in semplici tubi metallici disposti negli slot aperti del rivestimento e con l'asse secondo la direzione circonferenziale. In tal modo è possibile ottenere la riduzione della convergenza senza la necessità di riprofilare lo scavo. Nonostante il sistema di supporto sia semplice, funzionale e a basso costo, quando si supera la resistenza all'instabilità dei tubi, si verifica un forte decremento della capacità portante. Sul grafico forze-spostamenti questo brusco abbattimento si traduce in una forte oscillazione. Un'altra problematica legata all'uso dei tubi metallici risiede nella possibilità che si abbiano instabilità e piegature asimmetriche dei singoli elementi.

Un'evoluzione di questo sistema è rappresentata dal Lining Stress Controller (LSC) introdotto da Moritz (1999). Questo apparato consiste in tre cilindri metallici concentrici; i tubi guida consentono di limitare le pieghe dovute all'instabilità andando a migliorare la curva sforzo-deformazione. L'insieme di tubi coassiali è in grado di raggiungere un accorciamento di 200 mm sotto un carico di 150-2000 kN (Figura 2.14).



Figura 2.14 Elementi deformabili di prima generazione (in alto) e LSC (in basso) (Schubert 2017)

L'impiego di questi elementi deformabili permette di controllare e selezionare la modalità di snervamento tramite la semplice combinazione del numero e della

dimensione di LSC rendendo, così, questo supporto adattabile, versatile ed utilizzabile nei confronti di qualunque comportamento della roccia.

► **Calcestruzzo ad elevata deformabilità (High Deformable Concrete)**

Un ulteriore passo nell'innovazione tecnologica, volta all'ottimizzazione della deformazione e resistenza del rivestimento, è l'introduzione di elementi (travi) in HDC ovvero calcestruzzo ad alta deformabilità (High Deformable Concrete) (Figura 2.15). Questo materiale si compone di una miscela di calcestruzzo, fibre metalliche e particelle di vetro. Queste ultime, in particolare, incrementano il volume dei vuoti del materiale. A seconda della miscela che si adotta, si raggiungono valori del carico di snervamento variabili tra 4 e 18 MPa. Dalle applicazioni si è visto che l'impiego di elementi HDC conduce a valori ridotti di convergenza e ad un più rapido assestamento delle deformazioni con conseguente riduzione dei costi.



Figura 2.15 Installazione HDC nel rivestimento, St. Martin la Porte

Si riportano, per completezza, un semplice schema dei sistemi di supporto appena descritti ed un confronto in termini di sforzo-deformazione di questi. (Figura 2.16, Figura 2.17)

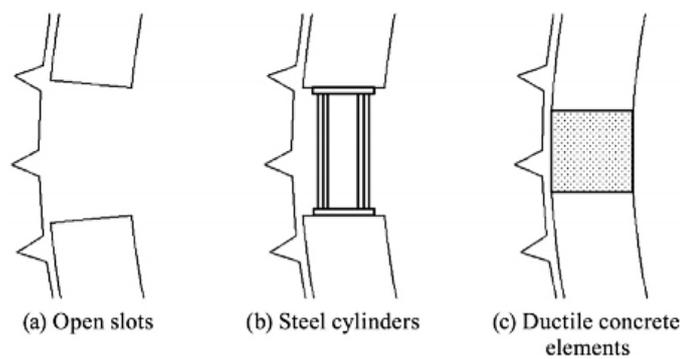


Figura 2.16 Rivestimento in shotcrete con (a) slot di compressione aperti, (b) cilindri metallici e (c) elementi HDC (Ghorbani et al.)

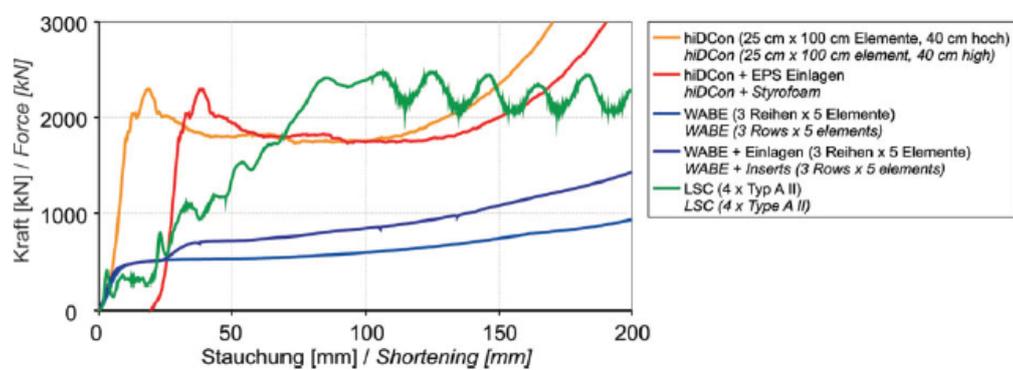


Figura 2.17 Confronto sforzo-deformazione tra elementi deformabili metallici (LSC, WABE) e cementizi (HDC) (Moritz, 2011)

2.4.3 Scavo meccanizzato

Nello scavo di gallerie profonde che si estendono per grandi lunghezze, l'ottimizzazione di costi e tempi di realizzazione rappresenta sicuramente un grande vantaggio. A tale scopo, lo scavo meccanizzato tramite Tunnel Boring Machines (TBM) rappresenta una scelta quasi obbligata in quanto suddette macchine sono in grado di scavare tunnel attraverso diversi materiali, dalla roccia alle sabbie sciolte. Un ulteriore vantaggio riguarda la dimensione della sezione di scavo poiché la testa tagliente (*cutterhead*) è adattabile a diametri che vanno da circa 1 metro a 17.5 metri. Prima di analizzare le difficoltà riscontrate con ammassi rocciosi spingenti, è utile rammentare quali sono le tipologie e applicazioni di TBM.

2.4.3.1 Descrizione e tipologie di TBM

Il distacco della roccia avviene grazie alla combinazione di una coppia torcente ed una pressione applicate alla roccia stessa. La TBM può essere vista come composta da diverse sezioni:

- ▶ Testa fresante (*cutterhead*): è la parte in contrasto con il fronte e dotata di utensili taglienti;
- ▶ Sistema di spinta: si compone di uno o più pistoni idraulici che consentono l'avanzamento della macchina grazie al contrasto esercitato sul rivestimento;
- ▶ Sistema di rimozione del materiale scavato: consente il trasporto del materiale scavato tramite trasportatori;
- ▶ Back-up: è la sezione che comprende i componenti necessari al funzionamento della macchina e gli strumenti utili per l'avanzamento dello scavo.

Nello scavo in roccia, a seconda delle caratteristiche meccaniche del materiale è possibile adoperare TBM di tipo aperto o TBM scudate.

► **TBM Aperta (Open Gripper TBM)**

Le TBM di tipo aperto (Figura 2.18) vengono solitamente impiegate in presenza di roccia di buona qualità e ad elevato tempo di autoportanza. Nonostante la stabilità della roccia stessa non renda necessaria la presenza di uno scudo, le TBM aperte montano ugualmente una protezione di lunghezza ridotta nei pressi della testa volta ad incrementare la sicurezza degli operatori che lavorano in quella zona. Con queste macchine, la velocità di avanzamento è abbastanza elevata dunque, come si vedrà nel seguito, rappresentano una buona scelta per lavorare in zone a comportamento spingente. D'altra parte, in presenza di rocce poco stabili è possibile installare sostegni di prima fase (centine, bulloni, shotcrete etc.) pur ritardando le tempistiche di lavorazione. Un ulteriore problema legato alla scarsa qualità della roccia è la ridotta capacità di gripping e quindi si incontrano difficoltà nell'esplicare la spinta di avanzamento.

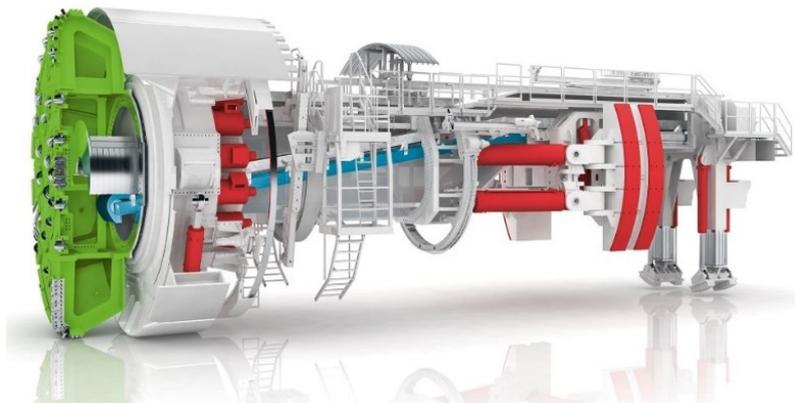


Figura 2.18 TBM di tipo open gripper (Herrenknecht)

► **TBM a singolo scudo (Single Shield TBM)**

La principale caratteristica di queste macchine è la presenza di uno scudo che funge da supporto temporaneo per lo scavo il quale consente di poter lavorare in sicurezza anche in presenza di rocce fratturate (Figura 2.19). Questa tipologia di TBM è impiegata quando il materiale da scavare non risulta abbastanza stabile quindi risulterebbe

inefficace adoperare una gripper TBM. In questo caso, infatti, la spinta necessaria per l'avanzamento è ottenuta tramite il contrasto dei martinetti sul rivestimento definitivo.

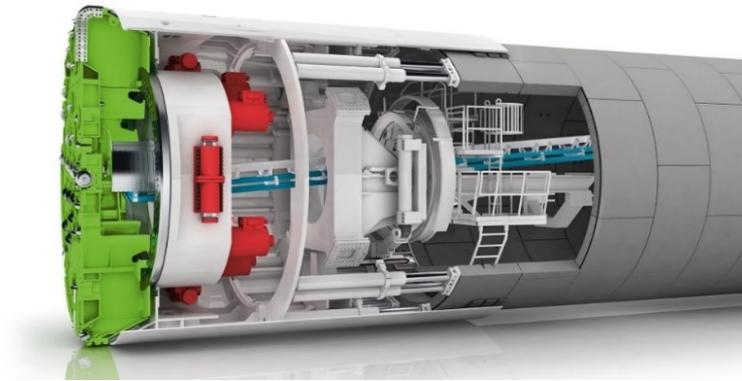


Figura 2.19 TBM a singolo scudo (Herrenknecht)

► **TBM a doppio scudo (Double Shield TBM)**

Questa tipologia di TBM può essere definita come una combinazione tra le due appena descritte. Essa, infatti, è dotata di uno scudo anteriore cui è collegata la fresa e di uno posteriore dotato di grippers (Figura 2.20). I due scudi sono collegati tra loro mediante uno scudo telescopico che mantiene la protezione delle attrezzature poste nella sezione intermedia tra i due scudi. La TBM a doppio scudo, quindi, si rivela estremamente versatile ed adattabile a tipologie di roccia differenti, infatti, qualora si abbiano rocce di buone caratteristiche meccaniche, si ricorre ai grippers come in una TBM aperta, e si installa il supporto definitivo già durante la fase di avanzamento. In tal modo si ottiene una notevole riduzione dei tempi di lavorazione. Se la roccia è poco stabile, la TBM viene utilizzata in modalità scudata quindi contrastando sul rivestimento.

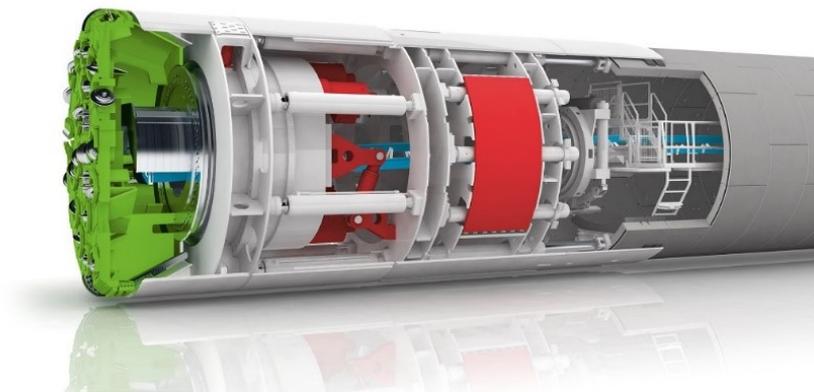


Figura 2.20 TBM a doppio scudo (Herrenknecht)

2.4.3.2 Scavo con TBM in presenza di squeezing

In presenza di squeezing l'utilizzo di TBM risulta più difficoltoso a causa delle particolari condizioni del terreno. Le più comuni difficoltà che si incontrano in tali situazioni riguardano la stabilità del fronte, il blocco della testa e dello scudo e la difficoltà nel controllo della direzione di avanzamento in caso di terreni soffici o eterogenei. L'eccessiva entità delle deformazioni, inoltre, rappresenta un grosso problema anche in fase di progetto poiché non è possibile prevedere con precisione il valore di convergenza che si svilupperà durante lo scavo soprattutto in condizioni di squeezing severo. Tali difficoltà, di conseguenza, incidono anche sul dimensionamento del sistema di supporto da installare. Dallo studio di Schubert (2000) è possibile osservare il legame tra il valore di convergenza e la velocità di avanzamento (Figura 2.21).

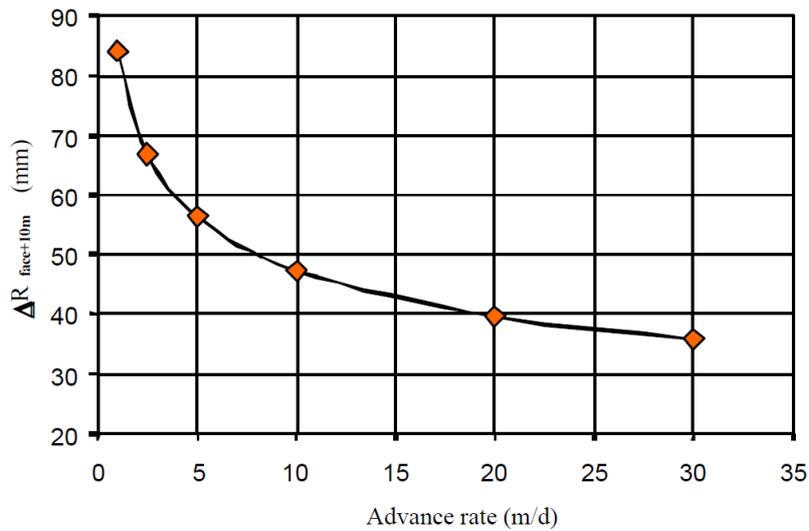


Figura 2.21 Legame velocità di avanzamento - spostamento radiale 10 m oltre il fronte (Schubert, 2000)

Dal grafico si osserva che all'aumentare della velocità di avanzamento si trova una riduzione dell'entità dello spostamento e quindi della probabilità di blocco della TBM. Sebbene lo scavo continuo a velocità sostenuta sembri il miglior modo per contrastare il comportamento spingente, è bene notare che le deformazioni possono svilupparsi anche nel breve tempo e, quindi, bloccare la TBM. Inoltre, durante l'avanzamento dei lavori non può essere garantita la continuità dell'escavazione poiché gli stop sono inevitabili; questi possono essere sia programmati per manutenzione o giorni non lavorativi sia imprevisi, ad esempio nel caso di mancata alimentazione elettrica o guasti alla macchina. Si deduce, quindi, che i tempi di fermo consentano lo sviluppo di sovrappressioni sulla fresa o di un alto grado di estrusione del nucleo che spinge indietro la TBM. Per comprendere al meglio i fenomeni che si verificano in suddette situazioni, è utile realizzare un modello numerico che simuli la realtà ossia l'interazione TBM-terreno e la sequenza di scavo.

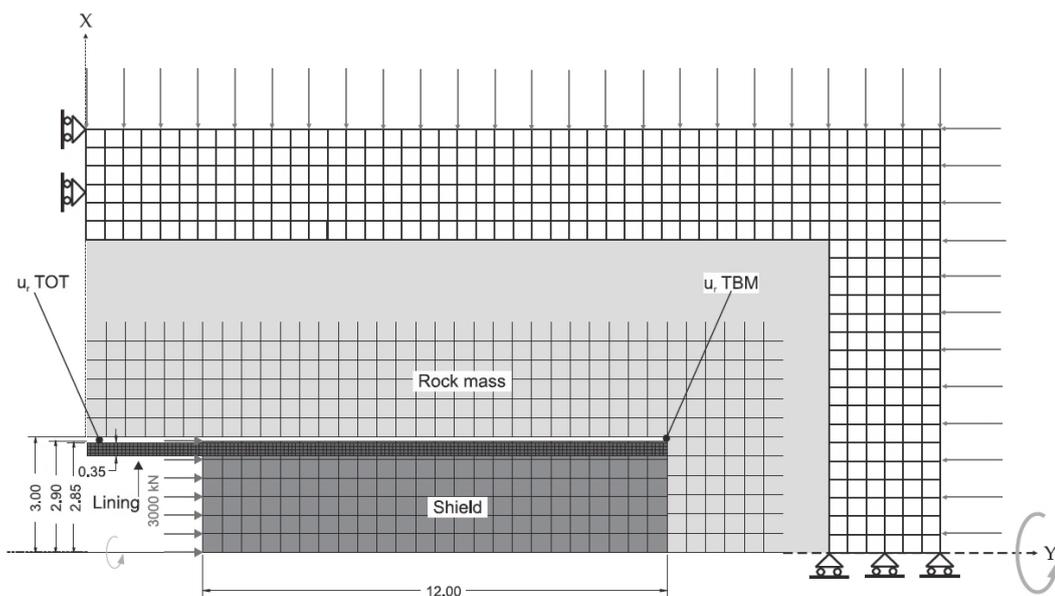


Figura 2.22 Esempio di modello numerico (Swannell et al., 2016)

Nella Figura 2.22 si distinguono le componenti dell'opera, ognuna discretizzata tramite mesh rettangolare. In particolare, per il rivestimento del tunnel la discretizzazione è più fitta poiché - oltre ad avere dimensione ridotta rispetto al resto - in tal modo si può cogliere con maggior precisione l'interazione di questo con l'ammasso roccioso circostante. Si nota, ulteriormente, la possibilità di simulare lo scavo grazie all'applicazione di un carico rappresentante la spinta che consente l'avanzamento dello scavo. Sulla base di quanto esposto, quindi, si comprendono i motivi per cui, ad oggi, la modellazione numerica è uno strumento fondamentale per la progettazione dello scavo. D'altra parte, in termini di realizzazione, i problemi legati al blocco della macchina non possono essere eliminati. Recentemente, sono stati sviluppati dei sistemi "versatili" che consentono l'utilizzo della TBM anche in terreni difficili e con qualità scadenti.

► Universal Double Shield TBM

Nel 2002, per la realizzazione del tunnel ferroviario "Abdalajis Tunnel" tra Cordoba e Malaga in Spagna, le compagnie SELI (Italia) e Jäger (Austria) in collaborazione con Mitsubishi (Giappone) e Robbins (USA) hanno progettato una particolare versione di TBM a doppio scudo chiamata Universal Double Shield TBM (DSU) pensata per l'impiego in molteplici situazioni. Particolare attenzione è stata rivolta alla capacità di

applicazione di eccezionale coppia e spinta in combinazione con uno scudo quanto più corto possibile. Questa nuova tipologia di macchina si compone di una cutterhead da roccia con benne radiali sulla quale sono installate 64 frese. Un carico di circa 267kN per fresa consente alla macchina di esplicare una spinta elevata. Sono previsti, inoltre 4 cilindri che permettono di ottenere un overcutting fino a 200mm. Similmente, nel 2011, una TBM di tipo DSU è stata appositamente progettata e poi impiegata nella realizzazione dell'impianto idroelettrico di Kishanganga in India (Figura 2.23). Questo tipo di macchina, data l'elevata complessità della geologia dell'Himalaya, è stata realizzata in modo tale da regolare il sovra scavo, fino ad un massimo di 350mm, a seconda delle necessità.



Figura 2.23 Double Shield Universal TBM impiegata nel tunnel Kishanganga (SELI Overseas)

Capitolo 3

ANALISI E RAPPRESENTAZIONE DEL FENOMENO

Nell'analisi delle gallerie è doveroso indagare la natura e l'origine delle deformazioni che si sviluppano durante e al termine dello scavo. Gli spostamenti che si verificano in corrispondenza dell'apertura sono generati sia dall'avanzamento dello scavo sia dal comportamento tempo-dipendente del materiale roccioso. A tale scopo, dunque, nel presente capitolo si riportano i modelli costitutivi maggiormente impiegati nelle fasi di progetto e verifica per simulare la risposta dell'ammasso. È bene notare, tuttavia, che la presenza del comportamento spingente comporta difficoltà nella valutazione delle proprietà dell'ammasso stesso in quanto gli stessi dati di partenza necessari alla valutazione non godono di affidabilità e talvolta non sono neanche disponibili.

3.1 Modelli costitutivi elasto-plastici

Generalmente, per la modellazione, si utilizzano soluzioni in forma chiusa basate su ipotesi semplificative ovvero si considera la galleria circolare e l'ammasso roccioso come un mezzo idrostatico. Focalizzandosi sulla risposta dell'ammasso allo scavo, si costruisce la curva caratteristica della galleria, la quale rappresenta la relazione tra la pressione al supporto p_i e lo spostamento del perimetro della galleria u_r (Figura 3.1)

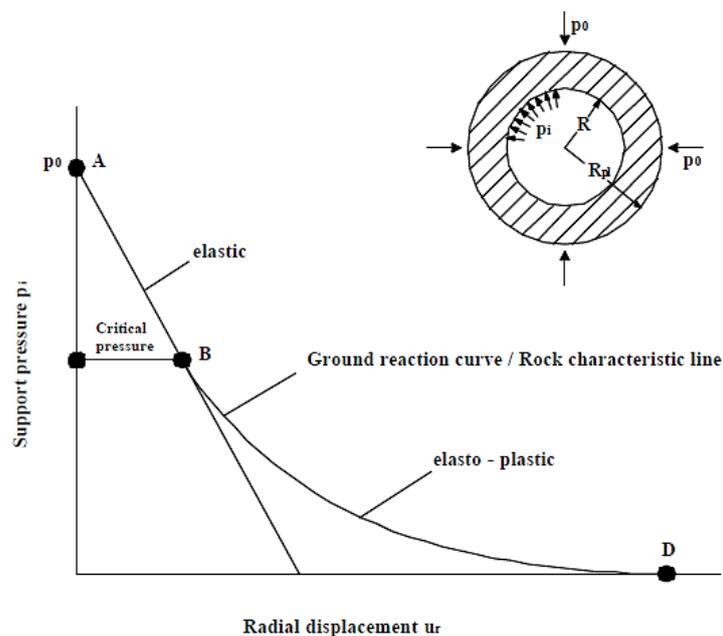


Figura 3.1 Curva caratteristica della galleria per comportamento elasto-plastico (Barla, 2001)

Assumendo un comportamento elasto-plastico isotropo, è possibile riferirsi a tre soluzioni:

- 1) Comportamento elastico perfettamente plastico (Figura 3.2a);
- 2) Comportamento elasto-plastico fragile (Figura 3.2b);
- 3) Comportamento elasto-plastico rammollente (Figura 3.2c).

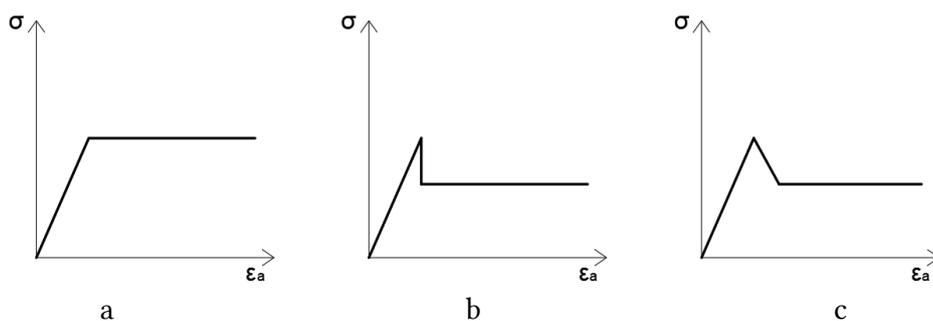


Figura 3.2 Rappresentazione comportamento elastico perfettamente plastico (a), elasto-plastico fragile (b), elasto-plastico rammollente (c)

Le soluzioni appena riportate assumono lo sviluppo, al contorno della galleria, di una zona plastica sempre circolare e definita tramite il raggio plastico R_{pl} il quale dipende, appunto, dalle caratteristiche dell'ammasso roccioso. L'espressione della Ground Reaction Curve (GRC), dunque, sarà ottenuta anche in funzione di quest'ultimo. Si

riportano in Tabella 3.1 le soluzioni che si trovano assumendo il criterio di resistenza di Mohr-Coulomb (Ribacchi e Riccioni, 1977) e il criterio di Hoek-Brown (Brown et al., 1993):

Tabella 3.1 Soluzioni in forma chiusa per comportamento elasto-plastico

Criterio di resistenza Mohr-Coulomb	
<i>Spostamento radiale</i>	
$r \geq R_{pl}$ (zona elastica)	$u_r = \frac{1 + \nu}{E} \cdot (p_0 - p_{cr}) \cdot \frac{R_{pl}^2}{r} \quad (19)$
$R < r < R_{pl}$	$u_r = \frac{1 + \nu}{E} \cdot \left\{ \frac{R_{pl}^{K'+1}}{r^{K'}} \cdot (p_0 + c_p \cdot \cotg \phi_p) \cdot \sin \phi_p + (p_0 + c_r \cdot \cotg \phi_r) \cdot (1 - 2\nu) \cdot \left(\frac{R_{pl}^{K'+1}}{r^{K'}} - r \right) - \frac{[1 + N_r \cdot K' - i \cdot (K'+1)(N_r+1)] \cdot (p_i + c_r \cdot \cotg \phi_r)}{(N_r + K') \cdot R^{N_r - 1}} \cdot \left(\frac{R_{pl}^{N_r + K'}}{r^{K'}} - r_r^N \right) \right\} \quad (20)$
Con $K' = \frac{1 - \sin \psi}{1 + \sin \psi}$	
<i>Raggio plastico</i>	
	$R_{pl} = R \cdot \left\{ \frac{(p_0 + c_r \cdot \cotg \phi_r) - (p_0 + c_p \cdot \cotg \phi_p) \cdot \sin \phi_p}{p_i + c_r \cdot \cotg \phi_r} \right\}^{\frac{1}{N_r - 1}} \quad (21)$
Con $N_r = \frac{1 + \sin \phi_r}{1 - \sin \phi_r}$	
<i>Pressione critica</i>	
	$p_{cr} = p_0 \cdot (1 - \sin \phi_p) - c_p \cdot \cos \phi_p \quad (22)$

Criterio di resistenza Hoek-Brown

Spostamento radiale

$$\begin{array}{l} r \geq R_{pl} \\ \text{(zona elastica)} \end{array} \quad u_r = \frac{1 + \nu}{E} \cdot (p_0 - p_{cr}) \cdot \frac{R_{pl}^2}{r} \quad (23)$$

$$R < r < R_{pl} \quad u_r = \frac{M \cdot \sigma_{ci} \cdot 2 \cdot (1 + \nu)}{E \cdot (f + 1)} \cdot \left[\frac{f - 1}{2} + \left(\frac{R_{pl}}{r} \right)^{f+1} \right] \cdot r \quad (24)$$

$$\text{Con } f = 1 + \frac{m_p}{2 \sqrt{\frac{m_p p_{cr}}{\sigma_{ci}} + s_p}}$$

Pressione critica

$$p_{cr} = p_0 - M \cdot \sigma_c \quad (25)$$

3.2 Modelli costitutivi per la simulazione del comportamento tempo-dipendente

Molte rocce ed ammassi presentano deformazioni di taglio che dipendono dal tempo qualora sottoposti ad uno stato tensionale costante. Questo comportamento è detto creep. Nel caso delle gallerie, il fenomeno si presenta sotto forma di aumento dello spostamento radiale. Generalmente, il comportamento di creep si caratterizza tramite tre stadi (Figura 3.3):

- Fase primaria: la velocità di deformazione diminuisce nel tempo;
- Fase secondaria: le deformazioni aumentano con una velocità costante e la curva è circa lineare;
- Fase terziaria: la velocità di deformazione aumenta molto accelerando il processo di snervamento o di collasso.

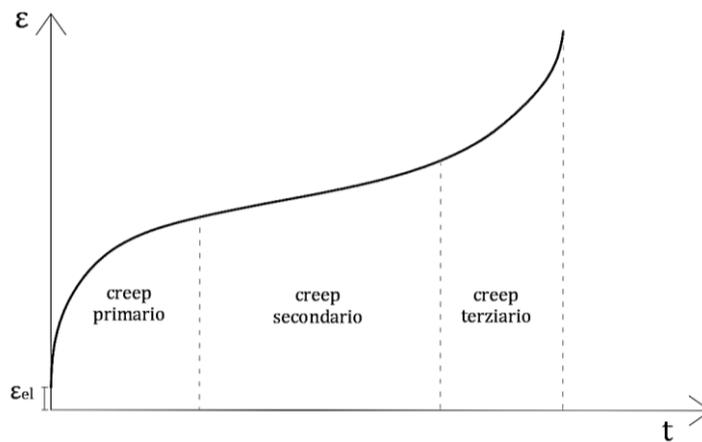


Figura 3.3 Stadi del creep

È bene evidenziare che la durata dei singoli stages varia a seconda del tipo di materiale che si considera. Ad esempio, materiali duttili possono non sperimentare la fase terziaria essendo in grado di deformarsi molto senza subire snervamento. Al contrario, i materiali fragili talvolta non presentano la fase secondaria (Lockner, 1993).

In relazione a quanto esposto in precedenza, pertanto, vari autori hanno proposto modelli di comportamento volti a rappresentare quanto più possibile il comportamento tempo dipendente della roccia. Suddetti modelli possono essere divisi in tre categorie:

- Funzioni empiriche basate sull'adattamento dei dati sperimentali ad una curva;
- Funzioni reologiche basate sulla dipendenza temporale;
- Teorie generali avanzate utili per la modellazione numerica.

Di questi metodi di analisi, le funzioni reologiche sono quelle più adoperate poiché consentono di rappresentare il comportamento viscoso tramite la combinazione- in serie o in parallelo- di modelli elementari ossia una molla di Hooke (mezzo elastico), pattino ad attrito di Saint Venant (mezzo plastico) e uno smorzatore di Newton (mezzo viscoso) (Tabella 3.2). Sebbene esistano molteplici modelli, si riportano alcuni esempi di modelli derivanti dall'assemblaggio di elementi semplici (Figura 3.4).

Tabella 3.2 Modelli reologici elementari

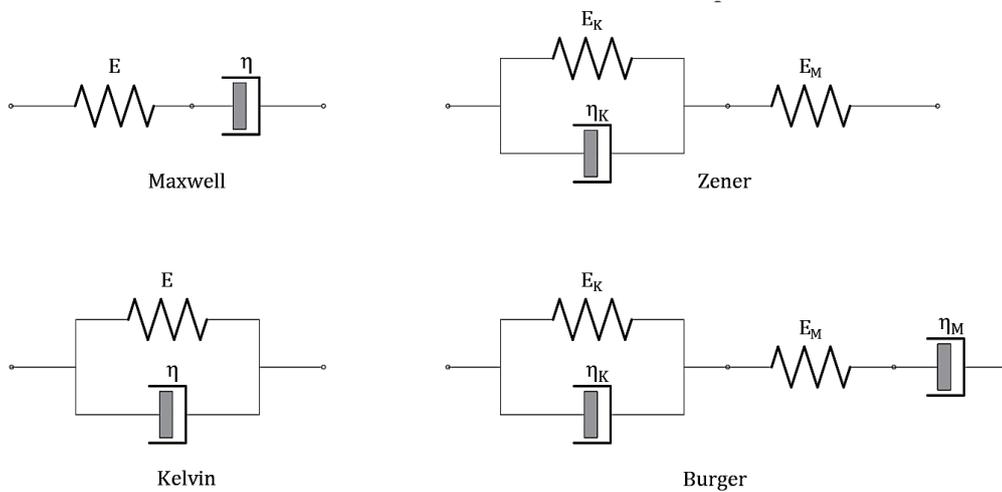
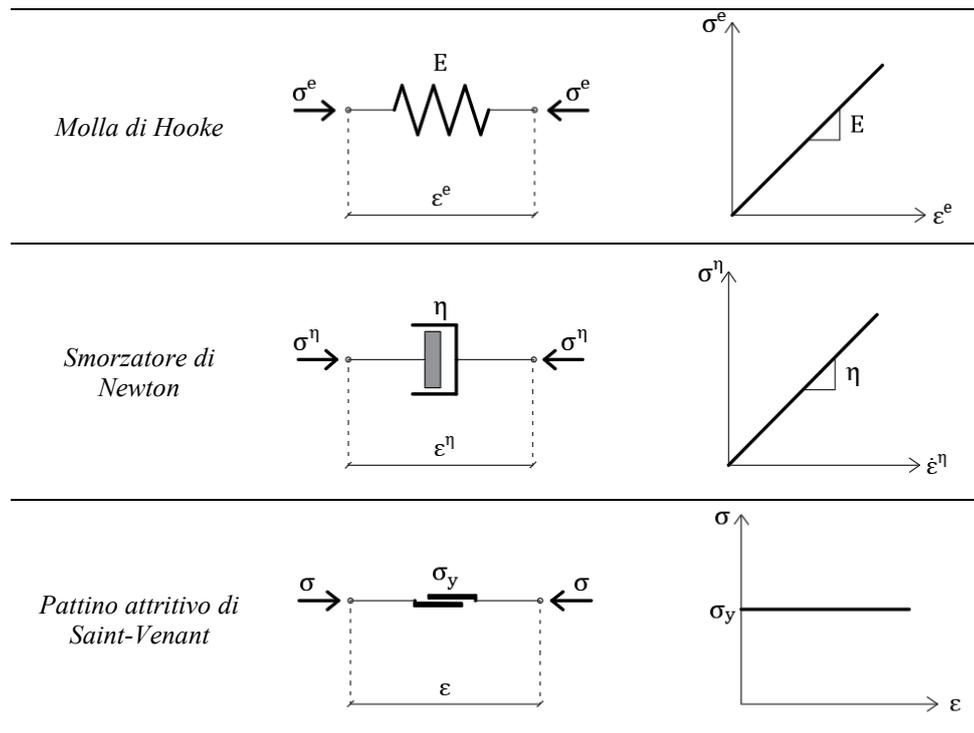
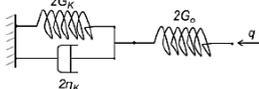
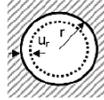
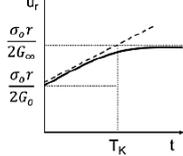
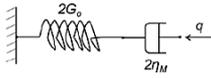
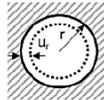
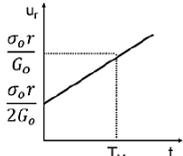
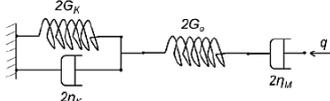
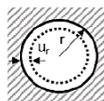
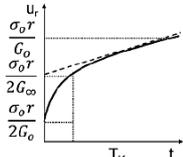


Figura 3.4 Esempi di modelli visco-elastici derivati da elementi semplici

Similmente a quanto riportato per i modelli elasto-plastici, anche per i modelli visco-elastici sono proposte soluzioni in forma chiusa (Paraskevopoulou e Diederichs, 2018). A titolo di esempio, nel seguito si riportano alcune delle soluzioni disponibili per modelli visco-elastici (Tabella 3.3) e la fase di creep attesa.

Tabella 3.3 Modelli visco-elastici e soluzioni analitiche per un tunnel circolare in assenza del supporto (Paraskevopoulou e Diederichs, 2018)

Model	Spring-Dashpot Analogues and Radial displacement – Time Analytical Solutions			
Kelvin-Voigt (Generalized Kelvin) (primary)		$\frac{1}{G_\infty} = \frac{1}{G_o} + \frac{1}{G_K}$ $T_K = \frac{\eta_K}{G_K}$		
Maxwell (secondary)		$T_M = \frac{\eta_M}{G_o}$		
Burgers (primary & secondary)		$\frac{1}{G_\infty} = \frac{1}{G_o} + \frac{1}{G_K}$ $T_K = \frac{\eta_K}{G_K}$		

Nella tabella sopra esposta sono indicati:

σ_0 tensione in sito;

σ_r tensione radiale;

u_r spostamento radiale;

r raggio della galleria;

T tempo di rilassamento;

G modulo di taglio;

η viscosità.

Gli indici K, M, ∞ si riferiscono al modello Kelvin-Voigt, al modello di Maxwell e la media armonica rispettivamente.

Un ulteriore passo in avanti per la rappresentazione del comportamento tempo-dipendente è l'introduzione della plasticità ovvero del pattino alla Saint-Venant in aggiunta allo smorzatore di Newton. Tali modelli sono definiti visco-plastici e si riportano alcuni esempi in Figura 3.5.

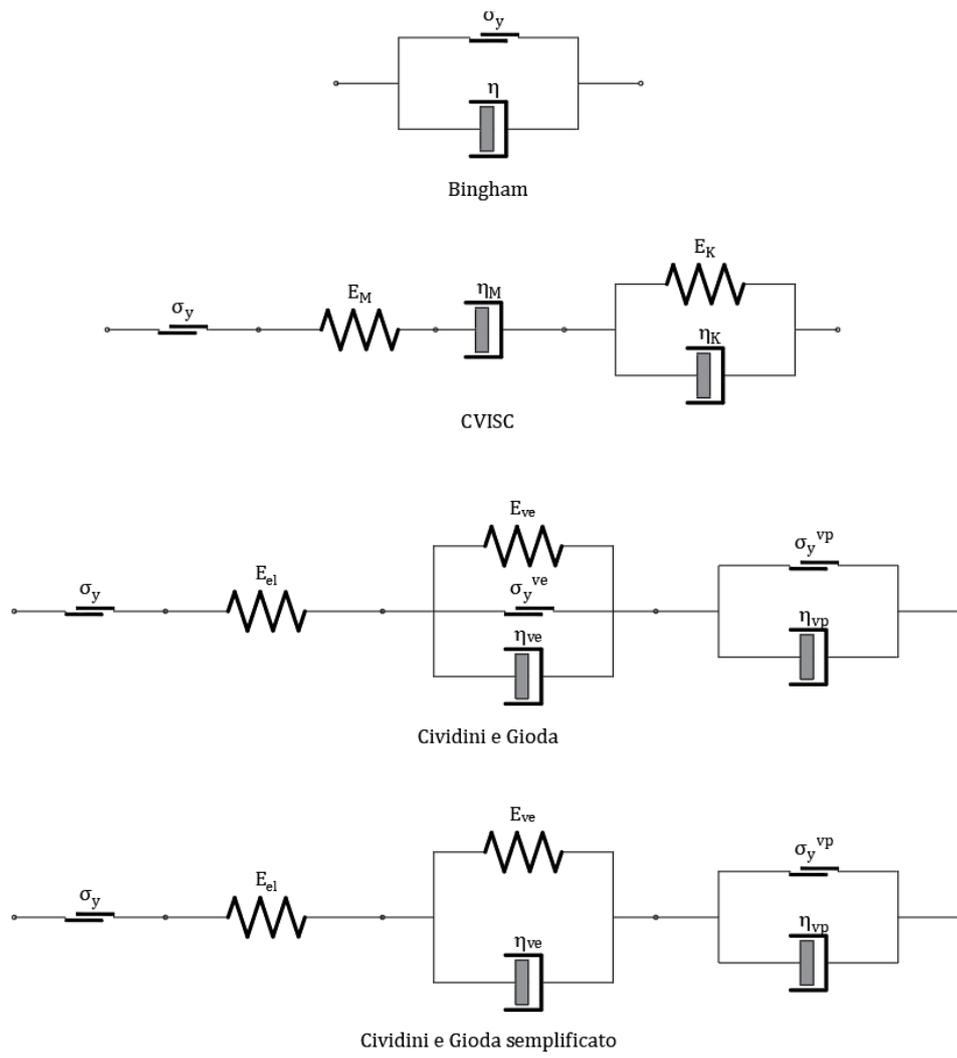


Figura 3.5 Esempi di modelli visco-plastici

3.2.1 Modello CVISC

Il modello CVISC (ITASCA, 2006) prevede l'impiego del modello visco-elastico di Burger assumendo il criterio di rottura di Mohr-Coulomb. Il comportamento del materiale, pertanto, può essere suddiviso nelle componenti volumetrica e deviatorica (Figura 3.6). La prima è definita da una legge elastica lineare e una legge di flusso plastico. La componente deviatorica, invece, segue il modello di Burger e la medesima legge di flusso plastico adottata nel comportamento volumetrico.

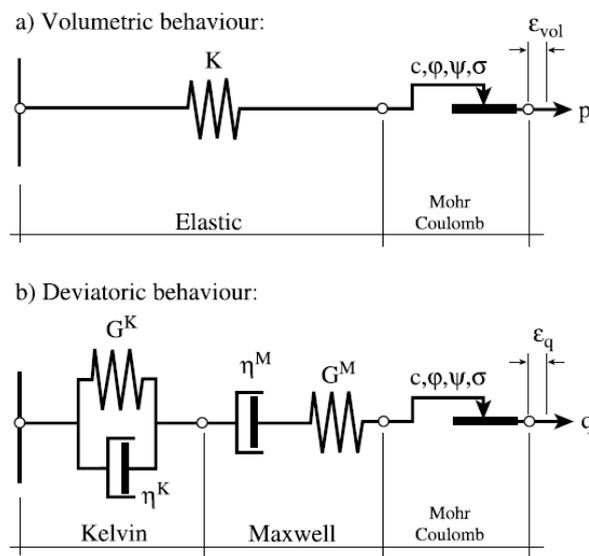


Figura 3.6 Rappresentazione modello CVISC (Itasca, 2006)

Le deformazioni viscoelastiche, quindi, sono legate alla sola componente deviatorica e dipendono dalla tensione deviatorica s_{ij} mentre le deformazioni plastiche sono dovute ad entrambe le componenti e dipendono dalle tensioni totali σ_{ij} in accordo con la legge di flusso impiegata. Il modello è descritto da nove parametri (Tabella 3.4).

Tabella 3.4 Parametri del modello CVISC

$K = \frac{E}{3(1-\nu)}$	Modulo di compressibilità	<i>Proprietà elastica</i>
η^M $G^M = \frac{E}{2(1+\nu)}$ η^K G^K	Viscosità dinamica di Maxwell Modulo di taglio di Maxwell Viscosità dinamica di Kelvin Modulo di taglio di Kelvin	<i>Proprietà visco-elastiche</i>
c φ σ_t ψ	Coesione Angolo di attrito Resistenza a trazione Angolo di dilatanza	<i>Proprietà plastiche</i>

I parametri di elasticità e plasticità sono valutabili a partire dalle classiche prove sforzo-deformazione; le grandezze visco-elastiche, invece, sono derivabili da prove triassiali, prove di rilassamento, prove di creep etc.

In base a quanto esposto, dunque, si procede a definire le formulazioni del modello (Bonini et al., 2007).

$$\varepsilon_{vol} = \varepsilon_{kk} \quad \text{e} \quad \varepsilon_{vol} = \varepsilon_{vol}^e + \varepsilon_{vol}^p \quad (26)$$

$$e_{ij} = \varepsilon_{ij} - \delta_{ij} \cdot \frac{\varepsilon_{vol}}{3} \quad \text{e} \quad e_{ij} = e_{ij}^{ve} + e_{ij}^p \quad (27)$$

$$p = \frac{\sigma_{kk}}{3} \quad (28)$$

$$s_{ij} = \sigma_{ij} - \delta_{ij} \cdot p \quad (29)$$

La parte viscoelastica è descritta dalle relazioni relative all'elemento Kelvin e all'elemento Maxwell:

$$e_{ij}^{ve} = e_{ij}^{veK} + e_{ij}^{veM} \quad (30)$$

$$s_{ij} = 2G^k \cdot e_{ij}^{veK} + 2 \cdot \eta^K \cdot \dot{e}_{ij}^{veK} \quad (31)$$

$$\dot{e}_{ij}^M = \frac{\dot{s}_{ij}}{2G^M} + \frac{s_{ij}}{2\eta^M} \quad (32)$$

dove gli apici K, M indicano rispettivamente i contributi di Kelvin, Maxwell.

La deformazione plastica segue la legge di flusso della plasticità:

$$\varepsilon_{ij}^p = \lambda \cdot \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} \quad (33)$$

*componente
volumetrica*

$$\varepsilon_{vol}^p = \lambda \cdot \left[\frac{\partial g}{\partial \sigma_{11}} + \frac{\partial g}{\partial \sigma_{22}} + \frac{\partial g}{\partial \sigma_{33}} \right] \quad (34)$$

*componente
deviatorica*

$$e_{ij}^p = \lambda \cdot \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} - \delta_{ij} \cdot \frac{\varepsilon_{vol}^p}{3} \quad (35)$$

In cui

λ è il coefficiente che deriva dalla condizione di rottura;

$$g = \begin{cases} \sigma_1 - \sigma_{3N_\psi} & \text{rottura a taglio} \\ -\sigma_3 & \text{rottura a trazione} \end{cases} \quad \text{è il potenziale plastico}$$

La componente di deformazione elastica del comportamento volumetrico, infine, è:

$$p = K(\varepsilon_{vol} - \varepsilon_{vol}^p) \quad (33)$$

3.2.2 Modello Cividini e Gioda semplificato

Questo modello semplificato prevede un elemento Kelvin in serie con un elemento Bingham cui è associato il criterio di rottura di Mohr-Coulomb (Figura 3.7). Anche in questo caso, si assume che il comportamento meccanico possa essere diviso in componente volumetrica e componente deviatorica. Il comportamento volumetrico è considerato solo elastoplastico e governato da una legge elastica lineare e da una legge di flusso plastico mentre la parte deviatorica è assunta visco-elasto-plastica.

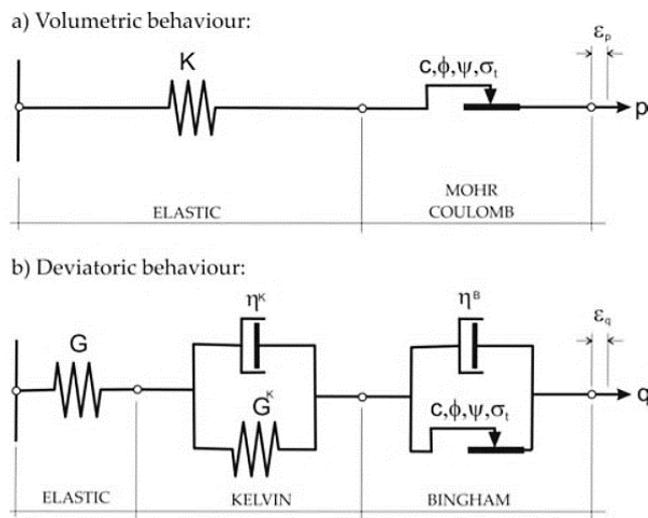


Figura 3.7 Rappresentazione del modello Cividini e Gioda semplificato (Debernardi, 2008)

I parametri che caratterizzano il modello sono nove e sono riassunti in Tabella 3.5.

Tabella 3.5 Parametri caratteristici del modello Cividini e Gioda semplificato

K	Modulo di compressibilità	<i>Proprietà elastiche</i>
G	Modulo di taglio	
η^B	Viscosità dinamica di Bingham	<i>Proprietà visco-elastiche</i>
η^K	Viscosità dinamica di Kelvin	
G^K	Modulo di taglio di Kelvin	
c	Coesione	<i>Proprietà plastiche</i>
φ	Angolo di attrito	
σ_t	Resistenza a trazione	
ψ	Angolo di dilatanza	

Le formulazioni relative a questo modello sono nel seguito riportate.

$$\varepsilon_{vol} = \varepsilon_{kk} \quad \text{e} \quad \varepsilon_{vol} = \varepsilon_{vol}^e + \varepsilon_{vol}^p \quad (34)$$

$$e_{ij} = \varepsilon_{ij} - \delta_{ij} \cdot \frac{\varepsilon_{vol}}{3} \quad \text{e} \quad e_{ij} = e_{ij}^e + e_{ij}^{ve} + e_{ij}^p \quad (35)$$

I tre elementi semplici che costituiscono il modello reologico sono descritti come:

$$\text{Elemento elastico} \quad \sigma_{ij} = K \cdot \varepsilon_p^e + 2G \cdot e_{ij}^e \quad (36)$$

$$\text{Elemento Kelvin} \quad s_{ij} = 2G^K \cdot e_{ij}^{ve} + 2\eta^K \cdot \dot{e}_{ij}^{ve} \quad (37)$$

$$\text{Elemento Bingham} \quad s_{ij}^{pD} = \eta^B \cdot \dot{e}^p \quad (38)$$

In cui l'aliquota s_{ij}^{pD} sperimentata dal dissipatore dell'elemento Bingham può essere determinata a partire dalla tensione totale sopportata dal pattino σ_{ij}^{pS} :

$$s_{ij}^{pD} = \sigma_{ij} - \sigma_{ij}^{pS} \quad (39)$$

Con $\sigma_{kk}^{pS} = \sigma_{kk}$.

Le tensioni σ_{ij}^{pS} devono rispettare il criterio di resistenza per cui

$$f(\sigma_{ij}^{pS}) = 0 \quad (40)$$

e la legge di flusso plastico, per la quale:

$$\dot{e}_{ij}^p = \lambda \cdot \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}^{pS}} \quad (41)$$

con

λ moltiplicatore plastico;

g potenziale plastico.

È bene notare che quanto esposto vale per l'ipotesi di trascurare la fase di creep terziario andando, dunque, a rappresentare solo la prima e la seconda fase. Per tener

conto della fase terziaria si necessita di una legge che riesca a riprodurre la riduzione dei parametri dal valore di picco al valore residuo e ciò avviene modificando i parametri dell'elemento Bingham.

3.2.3 Modello SHELVIP (Debernardi e Barla 2008)

Il modello *Stress Hardening ELastic Viscous Plastic* è stato introdotto al fine di rappresentare le particolarità del fenomeno che si osserva durante lo scavo di gallerie in terreni con un marcato livello di squeezing. La formulazione del modello si fonda su:

- Osservazioni sperimentali sulla dipendenza dal tempo del comportamento di terreni e roccia debole;
- Modelli costitutivi proposti nel passato;
- Condizioni dello scavo della galleria;
- Esigenze legate sia ai codici numerici che al progetto;
- Risultati ottenuti sia dalle prove di laboratorio effettuate su provini di carbone sia dai dati del monitoraggio in sito della discenderia di Saint Martin La Porte.

Alla base del modello SHELVIP vi è l'accostamento della teoria classica dell'elasto-plasticità con la componente tempo-dipendente basata sulla teoria di *overstress* di Perzyna (1966) la quale si basa sull'esistenza, nello spazio delle tensioni efficaci, di una superficie limite detta superficie di snervamento. Al di sotto di tale superficie si ha il campo elastico mentre, nella zona compresa tra la superficie di snervamento e il limite visco-plastico le deformazioni sono visco-plastiche. Dunque, secondo questa teoria, durante l'applicazione di un carico un punto può oltrepassare la superficie di snervamento muovendosi verso il limite plastico.

In questa maniera, dunque, si riescono a rappresentare le deformazioni istantanee irreversibili e, al contempo, si mantiene una legge plastica come generalmente avviene nella pratica progettuale. Uno dei principali requisiti richiesti, tuttavia, è che il modello

si conservi semplice e gestibile sebbene rappresenti un fenomeno molto complesso e ancora non pienamente conosciuto. Per tali motivi sono state assunte le seguenti ipotesi:

- mezzo isotropo;
- gli effetti delle pressioni interstiziali sono considerati tramite legge di Terzaghi;
- si trascurano gli effetti dinamici e termici.

Similmente a quanto già riportato per i modelli reologici discussi in precedenza, anche per il modello in esame si assume la separazione del tensore delle deformazioni in tre componenti: elastica ε_{ij}^e , plastica indipendente dal tempo ε_{ij}^p e visco-plastica tempo dipendente ε_{ij}^{vp} :

$$\varepsilon_{ij} = \varepsilon_{ij}^e + \varepsilon_{ij}^p + \varepsilon_{ij}^{vp} \quad (45)$$

Nello spazio delle tensioni principali, si definiscono due superfici limite tramite il criterio di Drucker-Prager: una superficie di snervamento plastica più esterna ed una visco-plastica più interna. La prima definisce gli stati tensionali in corrispondenza dello sviluppo di deformazioni plastiche mentre la seconda rappresenta i valori tensionali di soglia oltre i quali si verificano deformazioni tempo-dipendenti. Come mostrato in Figura 3.8, le due superfici delimitano tre campi:

- *campo elastico* posto all'interno della superficie visco-plastica. Qui le deformazioni sono puramente elastiche

$$\varepsilon_{ij} = \varepsilon_{ij}^e;$$

- *campo elastico-viscoplastico* compreso tra le due superfici. Qui le deformazioni sono date dai due contributi elastico e visco-plastico:

$$\varepsilon_{ij} = \varepsilon_{ij}^e + \varepsilon_{ij}^{vp};$$

- *campo elastico-plastico-viscoplastico* situato sulla superficie viscoplastica. Le deformazioni sono legate a tutte e tre le componenti

$$\varepsilon_{ij} = \varepsilon_{ij}^e + \varepsilon_{ij}^p + \varepsilon_{ij}^{vp}$$

Nel seguito saranno esposte più dettagliatamente le leggi che consentono la determinazione delle deformazioni.

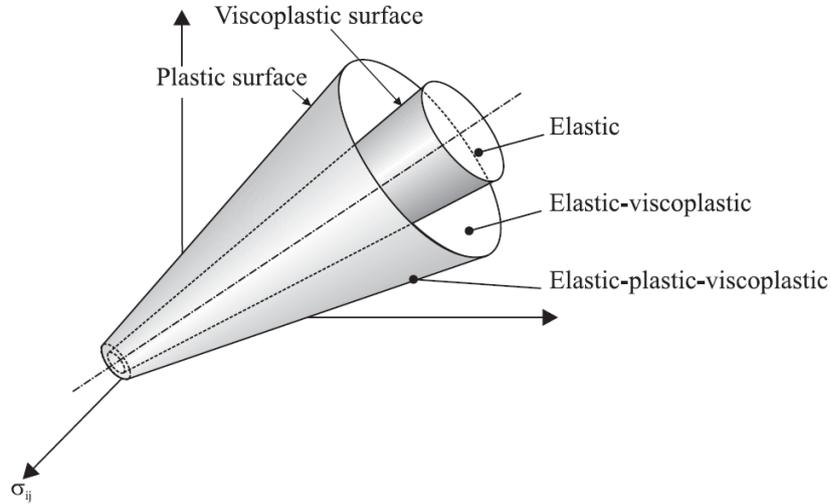


Figura 3.8 Superfici limite e campi di tensione nel piano delle tensioni principali per modello SHELVIP (Debernardi e Barla, 2009)

Le superfici limite del modello possono essere rappresentate da relazioni matematiche nel piano delle tensioni $q - p$:

$$p = \frac{1}{3} \cdot \sigma_{kk} \quad (42)$$

$$q = \sqrt{\frac{3}{2} s_{ij} \cdot s_{ij}} \quad (43)$$

con

$$s_{ij} = \sigma_{ij} - \frac{1}{3} \cdot \delta_{ij} \cdot \sigma_{kk} \text{ deviatore delle tensioni.}$$

La superficie plastica $f_p = 0$ è definita a partire dal criterio lineare di Drucker-Prager:

$$f_p = q - \alpha_p \cdot p - k_p \text{ per } p \geq \sigma_t^4 \quad (44)$$

⁴ i parametri α_p e k_p possono derivarsi dai parametri di coesione c e angolo di attrito ϕ del criterio di Mohr-Coulomb come:

$$DP \text{ circoscritto a Mohr - Coulomb } \left\{ \begin{array}{l} \alpha_p = \frac{6}{3-\sin(\phi)} \cdot \sin(\phi) \\ k_p = \frac{6}{3-\sin(\phi)} \cdot c \cdot \sin(\phi) \end{array} \right.$$

$$DP \text{ inscritto a Mohr - Coulomb } \left\{ \begin{array}{l} \alpha_p = \frac{6}{3+\sin(\phi)} \cdot \sin(\phi) \\ k_p = \frac{6}{3+\sin(\phi)} \cdot c \cdot \sin(\phi) \end{array} \right.$$

in cui

α_p è la pendenza della retta;

k_p è l'intercetta con l'asse q;

σ_t è la tensione volumetrica di cut-off.

Si evidenzia che la superficie plastica è mantenuta fissa per cui non subisce incrudimento né rammollimento durante lo sviluppo delle deformazioni sia plastiche che viscoplastiche.

La superficie limite viscoplastica $f_{vp} = 0$, invece, è interna a quella plastica ed è anch'essa definita a partire dal criterio lineare di Drucker-Prager.

$$f_{vp} = q - \alpha_{vp} \cdot \left(p + \frac{k_p}{\alpha_p} \right) \quad \text{per} \quad p \geq \sigma_t \quad (45)$$

con α_{vp} pendenza della retta.

Si assume che la superficie viscoplastica intersechi l'asse delle ascisse nello stesso punto della superficie plastica ossia nel punto O. Inoltre, si mantiene invariata anche la tensione di cut-off σ_t . Grazie a queste ipotesi, pertanto, si ottengono due superfici omotetiche e si riduce il numero dei parametri costitutivi.

In Figura 3.9 sono rappresentate le due superfici nel piano q-p.

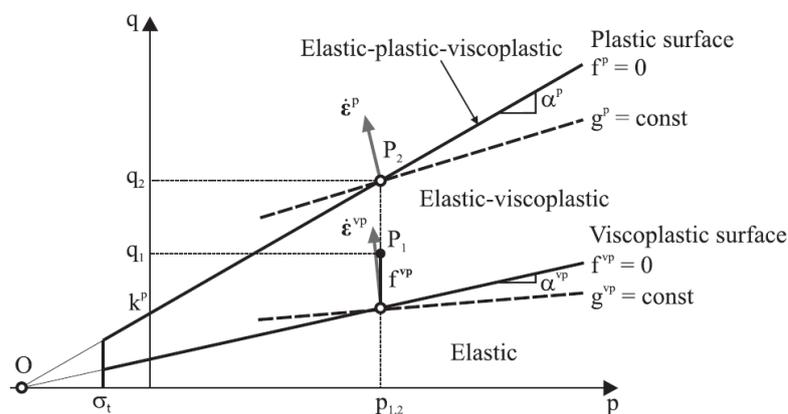


Figura 3.9 Rappresentazione delle superfici limite e dei campi nel piano q-p (Debernardi e Barla, 2009)

Siccome la storia tensionale pregressa induce la variazione dei valori di snervamento, per simulare questo fenomeno si assume l'incrudimento della superficie viscoplastica. Dal punto di vista 'matematico' ciò avviene mediante l'incremento del parametro α_{vp} il quale può essere considerato, a questo punto, come rappresentativo del livello di incrudimento viscoplastico del materiale.

3.2.3.1 Leggi del modello SHELVIP

Come già discusso nella sezione precedente, le deformazioni totali, e dunque la velocità di deformazione, derivano dalla somma di tre aliquote:

$$\varepsilon_{ij} = \varepsilon_{ij}^e + \varepsilon_{ij}^p + \varepsilon_{ij}^{vp} \quad \Rightarrow \quad \dot{\varepsilon}_{ij} = \dot{\varepsilon}_{ij}^e + \dot{\varepsilon}_{ij}^p + \dot{\varepsilon}_{ij}^{vp} \quad (46)$$

La componente elastica è valutata tramite legge elastica lineare a partire dal tensore $\dot{\sigma}_{kl}$:

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^e = \mathbf{C}_{ijkl} \cdot \dot{\sigma}_{kl} \quad (47)$$

in cui

$\mathbf{C}_{ijkl} = \frac{1}{E} [(1 + \nu) \cdot \delta_{ik} \cdot \delta_{jl} - \nu \cdot \delta_{ij} \cdot \delta_{kl}]$ è la matrice delle cedevolezza.

Quando si è nella condizione $f_{p(\sigma_{ij})} = 0$ - ossia si ha lo sviluppo di deformazioni plastiche - la velocità di deformazione si trova grazie alla legge di flusso:

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^p = \lambda \cdot \frac{\partial g_p}{\partial \sigma_{ij}} \quad (48)$$

in cui λ è il moltiplicatore plastico e la funzione g_p è il potenziale plastico assunto lineare con lo sforzo deviatorico q e lo sforzo volumetrico p :

$$g_p = q - \omega_p \cdot p \quad (49)$$

con ω_p dilatanza di origine plastica.

Nella condizione $f_{vp}(\sigma_{ij}) > 0$, lo stato tensionale è al di sopra della soglia viscoplastica per cui si generano le deformazioni viscoplastiche. La velocità di deformazione viene valutata tramite la legge di flusso della teoria di *overstress* di Perzyna:

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^{vp} = \gamma \cdot \phi(F) \cdot \frac{\partial g_{vp}}{\partial \sigma_{ij}} \quad (50)$$

in cui:

- γ è il parametro di viscosità;
- la funzione F rappresenta la distanza del punto che rappresenta la tensione e la funzione di snervamento viscoplastica. Nel modello SHELVIP si assume

$$F = f_{vp};$$

- $\phi(F)$ è detto nucleo viscoplastico e controlla il valore della velocità di deformazione viscoplastica. Tramite l'operatore di Macaulay si rappresenta la generazione delle deformazioni viscoplastiche qualora si abbia uno stato tensionale superiore alla funzione di snervamento:

$$\phi(F) = \langle F \rangle^n \text{ }^5;$$

- g_{vp} è il potenziale visco-plastico e rappresenta la direzione della velocità di deformazione. Esso si assume lineare con le tensioni q e p :

$$g_{vp} = q - \omega_{vp} \cdot p$$

con ω_{vp} dilatanza visco-plastica.

In base a quanto definito, la velocità di deformazione viscoplastica può essere riscritta come:

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^{vp} = \gamma \cdot \phi(F) \cdot \frac{\partial g_{vp}}{\partial \sigma_{ij}} \rightarrow \dot{\varepsilon}_{ij}^{vp} = \gamma \cdot f_{vp}^n \cdot \left(\frac{3}{2} \cdot \frac{s_{ij}}{q} - \frac{1}{3} \cdot \omega_{vp} \cdot \delta_{ij} \right) \quad (51)$$

avendo posto

⁵ $\langle x \rangle = \begin{cases} 0 & \text{se } x < 0 \\ x & \text{se } x \geq 0 \end{cases}$

$$\frac{\partial q}{\partial \sigma_{ij}} = \frac{3}{2} \cdot \frac{s_{ij}}{q} \quad e \quad \frac{\partial p}{\partial \sigma_{ij}} = \frac{1}{3} \cdot \delta_{ij} \quad (52)$$

A questo punto, per completare il modello, è necessario definire la legge di incrudimento del ramo viscoplastico. Si valuta la variazione nel tempo del parametro α_{vp} che rappresenta l'incrudimento in funzione dello stato tensionale $f_{vp}(\sigma_{ij})$ che eccede il limite di snervamento viscoplastico:

$$\dot{\alpha}_{vp} = \frac{l}{m \cdot n} \cdot \frac{f_{vp}}{p + \frac{k_p}{\alpha_p}} \cdot \left(\frac{f_{vp}}{q}\right)^{m \cdot n} \quad (53)$$

con $l > 0$ e $m > 0$ parametri costitutivi.

L'impiego di una funzione di incrudimento dipendente dalla tensione permette di valutare il livello di incrudimento viscoplastico del materiale a partire dai valori limite di tensione per lo sviluppo di deformazioni viscoplastiche. Inoltre, un ulteriore vantaggio risiede nella possibilità di definire chiaramente ogni caratteristica tempo dipendente tramite un solo parametro costitutivo. D'altra parte, si nota che si è introdotto un ulteriore parametro costitutivo per garantire l'identità dimensionale tra i termini. In base a quanto finora esposto, il modello SHELVIP è definito da 11 parametri riassunti in Tabella 3.6.

Tabella 3.6 Parametri costitutivi del modello SHELVIP

E	Modulo di Young	<i>Proprietà elastiche</i>
v	Coefficiente di Poisson	
α_p	Pendenza della retta del criterio di Drucker-Prager	<i>Proprietà plastiche</i>
k_p	Intercetta della retta del criterio di Drucker-Prager con l'asse delle ordinate	
σ_t	Tensione di cut-off	
ω_p	Dilatanza plastica	
γ	Parametro di viscosità	<i>Proprietà viscoplastiche</i>
m	Fattore di forma	
n	Fattore di dipendenza dal carico	
l	Fattore di dilatazione temporale	
ω_{vp}	Dilatanza viscoplastica	

3.3 Implementazione nella modellazione numerica

Per una migliore comprensione e previsione dei fenomeni che si verificano durante lo scavo delle gallerie, è utile affidarsi anche alla simulazione numerica del problema geotecnico. I modelli costitutivi esposti in precedenza possono essere utilizzati tramite software di modellazione, nello specifico, nel presente lavoro, si è utilizzato il software FLAC3D (*Fast Lagrangian Analysis of Continua*) sviluppato da ITASCA il quale è basato sul metodo delle differenze finite (FDM) e consente, ad esempio, l'impiego del modello CVISC il quale è implementato di default tra i modelli costitutivi adottabili nelle analisi di creep. Inoltre, un'ulteriore possibilità, è quella di realizzare una libreria .dll che può essere richiamata in FLAC così da rendere utilizzabile qualsivoglia modello costitutivo definito e sviluppato dall'utente.

In particolare, le analisi descritte nel seguito sono state realizzate con l'ausilio del legame CVISC (default) e del legame SHELVIP (user defined).

3.3.1 Cenni sul metodo FDM in FLAC3D

Il metodo delle differenze finite consente la risoluzione di equazioni differenziali date le condizioni iniziali e al contorno. Con questo metodo si procede, dunque, alla sostituzione della derivata con una differenza finita ovvero il rapporto incrementale. Si evince, quindi, che si rende necessaria la discretizzazione del dominio in un certo numero di intervalli andando ad individuare dei punti discreti per i quali si risolve un'equazione algebrica scritta in termini di variabili di campo (es. tensioni, spostamenti) (Figura 3.10).

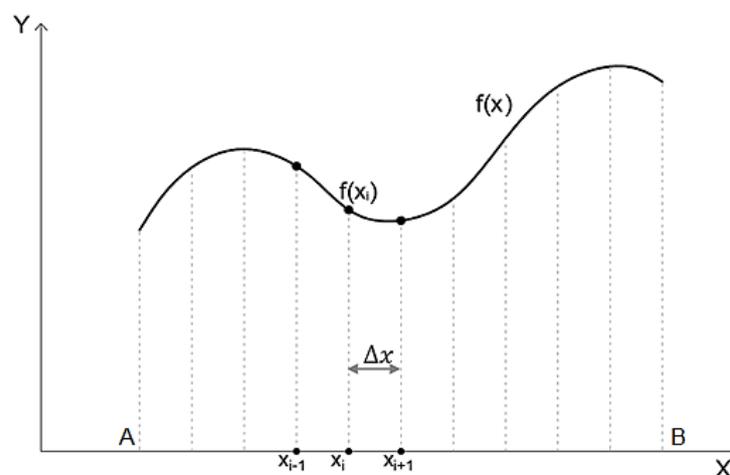


Figura 3.10 Discretizzazione del dominio della funzione

Il codice, inoltre, adotta il metodo esplicito ovvero, al fine di minimizzare le instabilità - dovute ad esempio a non linearità dei materiali - si adottano le equazioni della dinamica applicandole anche a problemi statici. Dalle equazioni del moto si ottengono i valori di velocità e spostamenti ai nodi e da questi ultimi si trovano le deformazioni. Note tali deformazioni, tramite legge costitutiva, si valutano le tensioni. Il ciclo di calcolo si ripete per ogni timestep Δt (Figura 3.11).

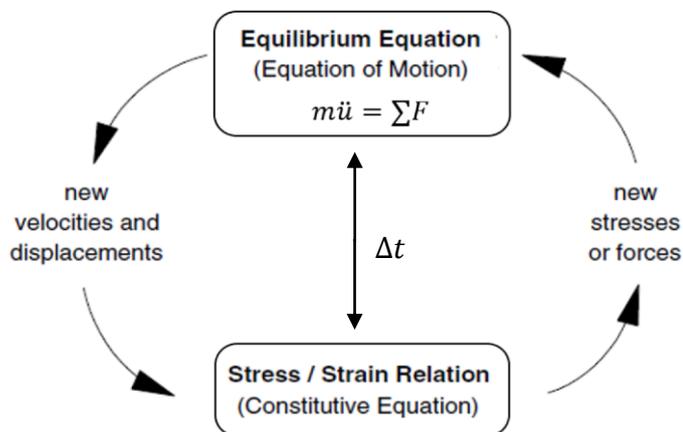


Figura 3.11 Processo di calcolo impiegato in FLAC

È bene notare che l'intervallo di tempo adottato risulta essere molto piccolo, tale da poter assumere che la velocità sia fissa all'interno del ciclo di calcolo. In questo modo, pertanto, nelle equazioni compaiono solo termini noti e costanti.

Un importante vantaggio legato all'adozione di tale procedimento è che non si ricorre a processi iterativi; di contro, lo svantaggio nell'applicare un metodo esplicito risiede nella necessità di fissare un intervallo Δt molto piccolo, il che comporta un notevole aumento del numero di step totali da computare.

3.3.2 Validazione del software

Prima di procedere con la modellazione numerica attraverso un software è buona norma accertarsi della validità dei risultati da esso restituiti; a tal fine, si procede con la validazione. Tale pratica consente di verificare che la soluzione numerica ottenuta tramite modellazione sia congruente con la soluzione analitica - qualora disponibile - e con i dati ottenuti da sperimentazione in laboratorio. Generalmente si valuta l'affidabilità della soluzione per problemi semplici e facilmente controllabili così da ridurre al minimo la possibilità di errore e avere quanta più certezza possibile sulla validità dei risultati.

In questo caso, si è deciso di riprodurre – tramite modelli CVISC e SHELVIP - la prova triassiale di creep eseguita su un campione di argille scagliose (RTC5) (Bonini et al. 2007).

Il provino in esame è cilindrico e presenta diametro pari a 50 mm e altezza pari a 100 mm. Nell'ambito della modellazione, si è sfruttata la simmetria così da rappresentare solo un quarto del provino (Figura 3.12).

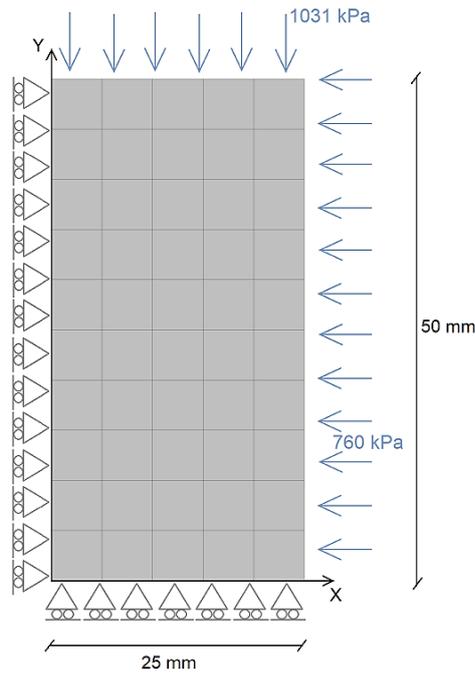


Figura 3.12 Modellazione del provino RTC5 impiegato nella validazione

3.3.2.1 Applicazione del modello CVISC

La prova di creep è stata simulata considerando come parametri costitutivi del modello quelli riportati in Tabella 3.8.

Tabella 23.7 Parametri costitutivi del modello CVISC per le argille scagliose (RTC5) (Bonini et al.,2007)

Parametri CVISC		
E	50000	[kPa]
ν	0.3	[-]
G^K	$30,7E + 3$	[kPa]
η^K	34	[kPa·day]
η^M	1338	[kPa·day]
c'	20	[kPa]
ϕ'	16	[°]
σ_t	5	[kPa]
ψ	0	[°]

Dalla simulazione in FLAC3D si ottiene la corrispondenza mostrata in Figura 3.13 in cui si nota che la riproduzione dei dati reali è affidabile.

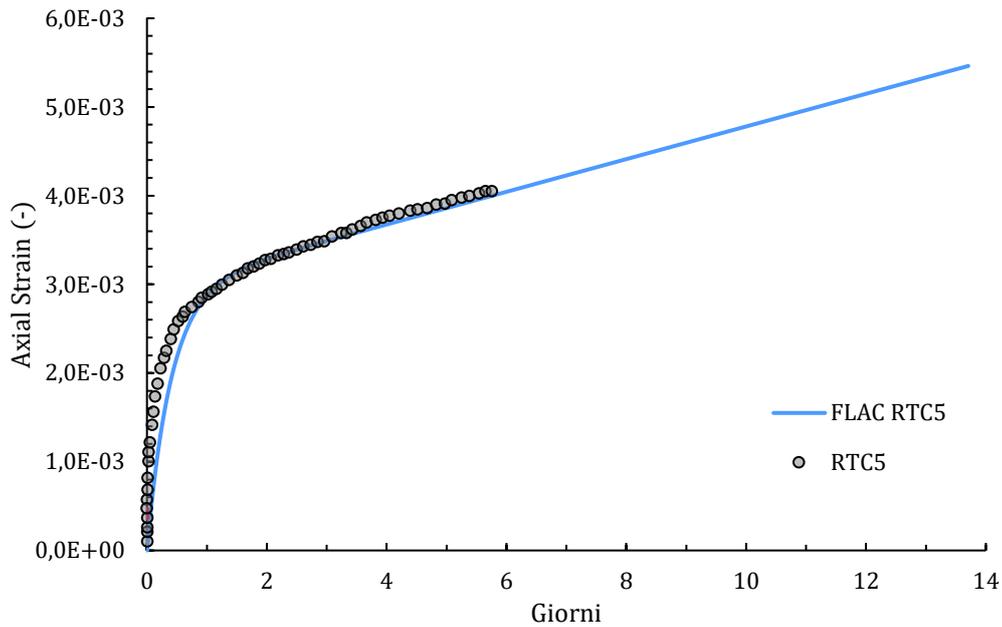


Figura 3.13 Confronto tra risultati numerici e dati di laboratorio per la prova di creep sul provino RTC5 con modello CVISC

3.3.2.2 Applicazione del modello SHELVIP

Analogamente a quanto effettuato nella sezione precedente, la prova di creep è stata ripetuta assegnando al materiale il legame SHELVIP. I parametri costitutivi sono riportati in Tabella 3.8 e sono gli stessi provenienti dalla calibrazione eseguita in Debernardi (2008).

Tabella 3.8 Parametri del modello per le argille scagliose (RTC5) (tempo in giorni, tensioni in kPa)

Parametri SHELVIP		
E	50000	[kPa]
ν	0.3	
α_p	0.607	
k_p	42.34	[kPa]
σ_t	10.00	[kPa]
ω_p	0	
γ	$2.264E - 5$	
m	1.005	
n	1.448	
l	144.86	
ω_{vp}	-0.41	

Dalla simulazione numerica della prova, è stata ottenuta una curva che mostra una buona approssimazione dei dati reali (Figura 3.14) pertanto le validazioni del software e del modello SHELVIP hanno esito positivo e sono considerate affidabili.

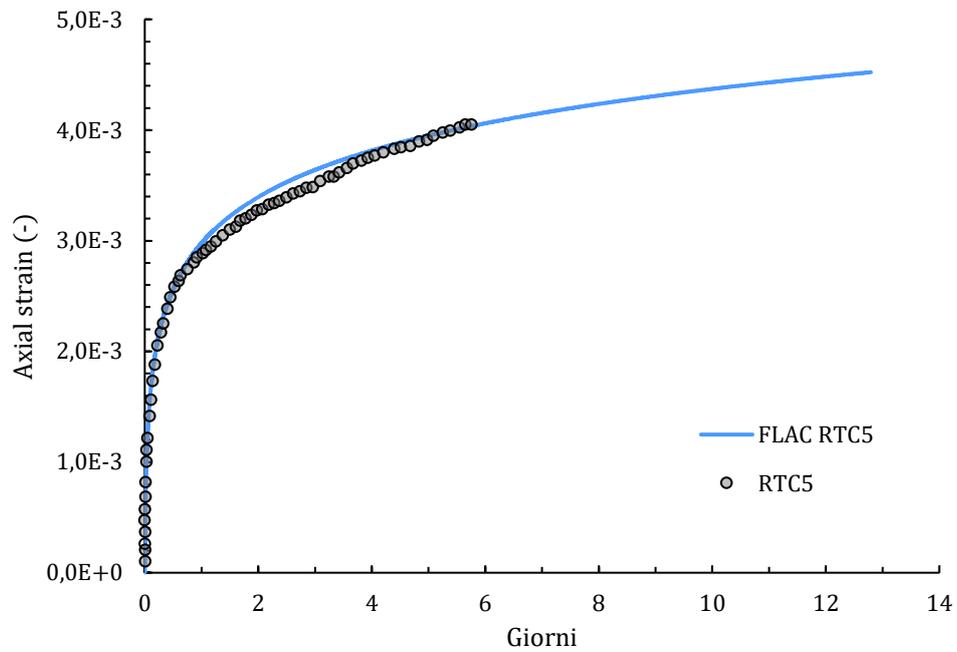


Figura 3.14 Confronto tra risultati numerici e dati di laboratorio per la prova di creep sul provino RTC5 con modello SHELVIP

Capitolo 4

LE GALLERIE DI SAINT MARTIN LA PORTE

Nel presente capitolo, si introduce il caso studio riguardante le gallerie di Saint Martin la Porte – discenderia SMP e galleria di ricognizione SMP4- per le quali, durante la fase di scavo, sono state riscontrate diverse problematiche relative al comportamento spingente dell'ammasso. Negli anni sono stati effettuati molti studi riguardanti il caso di SMP2 e le conoscenze acquisite sono poi state applicate anche per lo studio e la realizzazione di SMP4. Prima di procedere alla descrizione della modellazione delle sezioni, si descrive brevemente il contesto in cui tale opera si inserisce.

4.1 Il progetto europeo

L'opera in esame si colloca all'interno del ben più ampio progetto Trans-European Networks-Transport (TEN-T) il quale è stato proposto dalla Commissione Europea al fine di realizzare una rete di infrastrutture di trasporto in grado di collegare le nazioni europee. La rete di collegamenti si compone di infrastrutture lineari, quali strade e ferrovie, e puntuali come porti e aeroporti. Il progetto, nella sua interezza, è suddiviso in due livelli:

- Core Network: collega i nodi più importanti e si intende completarlo entro in 2030;

- Comprehensive Network: prevede il collegamento tra tutte le regioni europee e si pensa di completarlo entro il 2050.

La rete principale Core Network si compone a sua volta di nove “corridoi” (Figura 4.1), ovvero:

- 1) Corridoio Baltico-Adriatico: attraversa Polonia, Austria, Alpi Orientali e Italia Nord-Orientale fino a Ravenna;
- 2) Corridoio Mare del Nord-Baltico: si estende dai Paesi Bassi attraverso Germania Polonia ed Estonia dalla quale è raggiungibile la Finlandia tramite traghetto;
- 3) Corridoio Mediterraneo: Dalla penisola Iberica si estende fino al confine Ungheria-Ucraina attraversando Spagna, Francia, tutta la catena alpina italiana, Slovenia e Ungheria;
- 4) Corridoio Orientale-Mediterraneo Orientale: Si estende dal Mare del Nord fino al Mediterraneo attraverso Germania, Repubblica Ceca, Ungheria fino a Grecia e Cipro;
- 5) Corridoio Scandinavo-Mediterraneo: collega il Mar Baltico al Mediterraneo passando tra Finlandia, Svezia, Germania, Italia fino a Malta;
- 6) Corridoio Reno-Alpino: connette i Paesi Bassi a Genova attraverso Lussemburgo, Svizzera e Italia;
- 7) Corridoio Atlantico: si estende dal Portogallo fino a Strasburgo attraverso la Francia;
- 8) Corridoio Mare del Nord-Mediterraneo: dall'Irlanda, attraverso Paesi Bassi, Lussemburgo e Svizzera, giunge fino alla costa mediterranea francese;
- 9) Corridoio Reno-Danubio: da Strasburgo, attraverso Germania, Ungheria e Romania, si estende fino al Mar Nero.

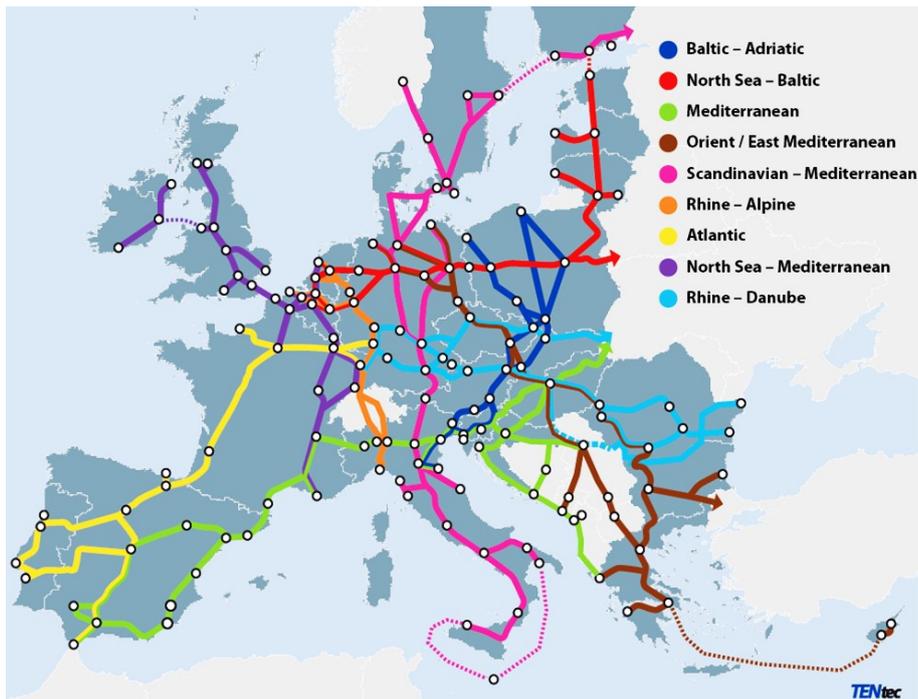


Figura 4.1 Mappa dei corridoi costituenti la Core Network (Directorate-General for Mobility and Transport)

4.2 Le gallerie nell'ambito della Torino-Lione

Nell'ambito del progetto del corridoio Mediterraneo, si ha il collegamento ferroviario ad alta velocità Lione-Torino il quale si compone di 270 km attraverso la catena alpina tra St. Jean de Maurienne e la Val di Susa (Figura 4.2).

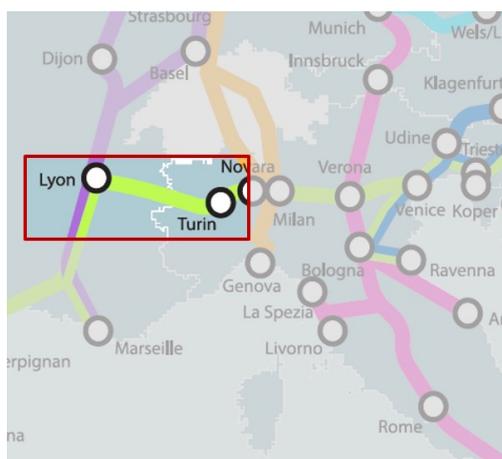


Figura 4.2 Collegamento Torino-Lione all'interno del TEN-T

Per la realizzazione dell'opera, sono state progettate quattro discenderie: Saint Martin la Porte, La Praz e Villarodin-Bourget/Modanne in Francia e La Maddalena in Italia (Figura 4.3).

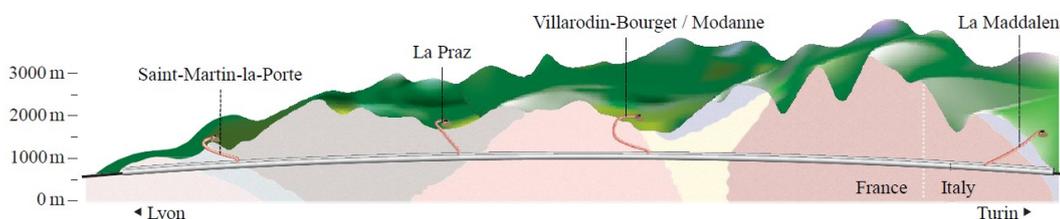


Figura 4.3 Discenderie previste nel progetto Torino-Lione (Liu, 2020)

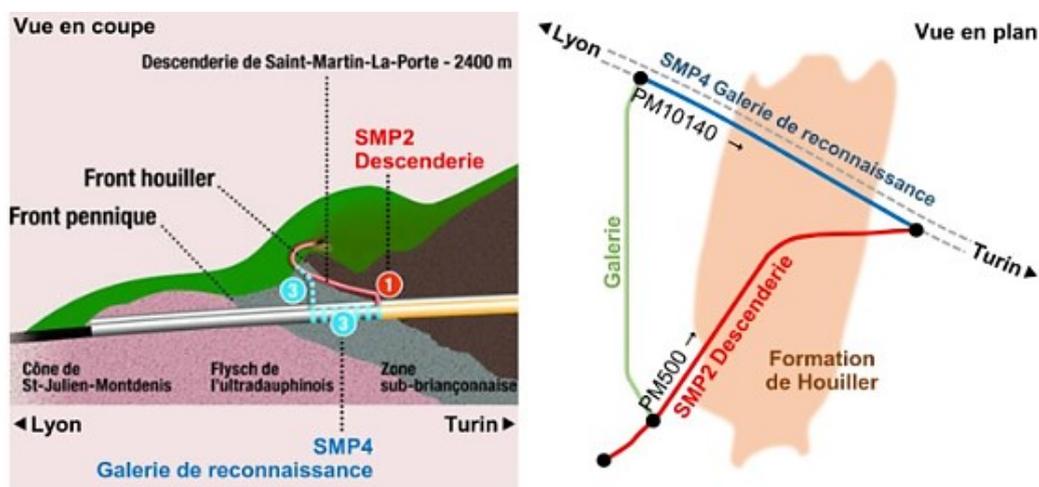


Figura 4.4 Gallerie del cantiere SMP (Liu et al.,2020)

Nella presente tesi, tuttavia, ci si sofferma sull'analisi del sito di Saint Martin la Porte (SMP) (Figura 4.4). Nel Marzo 2003 è iniziata la realizzazione della discenderia (SMP2) necessaria per coprire un dislivello di circa 80 m ovvero la profondità cui si trova il tunnel ferroviario di base. A lavori ultimati, l'opera presenta una lunghezza di 2329 m suddivisa in: un tratto iniziale con pendenza dell'1,1% e raggio di curvatura pari a 710 m; un successivo tratto lineare discendente con pendenza 7,8% e, in fine, un segmento il cui asse principale risulta ruotato verso destra di 40° (Figura 4.5).

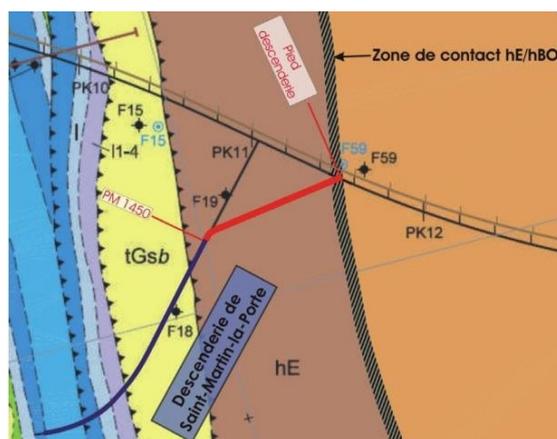


Figura 4.5 Vista planimetrica della discenderia di Saint Martin la Porte (Rettighieri et al., 2018)

Più di recente, dal 2017, nello stesso sito, è iniziato lo scavo di una galleria di ricognizione (SMP4) alla stessa profondità e lungo la stessa direzione del tunnel di base successivo. In tal modo, dunque, si consente lo studio delle condizioni che l'opera principale incontra durante lo scavo. La galleria SMP4 attraversa le stesse formazioni della SMP2 seppure ad una profondità più elevata pari a circa 600 m. Per tale motivazione, dunque, gli stessi accorgimenti adottati precedentemente nel caso SMP2 sono stati riproposti per SMP4.

4.2.1 Profilo geologico

Dal punto di vista geologico, l'intera galleria Torino-Lione attraversa molteplici zone geologiche non chiaramente distinte tra loro. La discenderia in esame, allo stesso modo, presenta una geologia complessa poiché nell'area di realizzazione si verifica la sovrapposizione della cosiddetta zona "Houillère Briançonnaise" alla "Sub-Briançonnaise" dando così origine ad una zona di contatto della "Front Houillère". Come visibile in Figura 4.6, dall'entrata del tunnel fino alla progressiva 60 m ci si trova in una zona di detriti alluvionali dopodiché si ha un'alternanza di calcare, marna calcarea, shales e dolomiti. Successivamente, si incontra il "Front Houillère" costituito da gesso e anidrite. Dalla progressiva 810 m il tunnel attraversa la "Productive Carboniferous Formation" ossia una facies di arenaria, scisto nero e carbone.

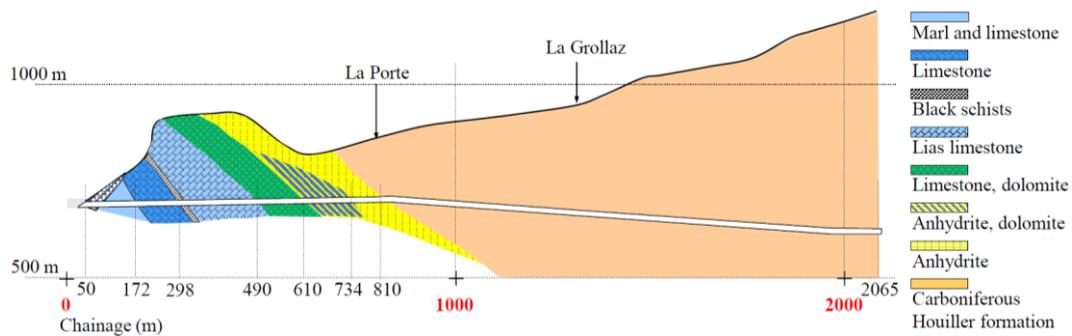


Figura 4.6 Profilo della discenderia di Saint Martin la Porte (Rettighieri et al., 2018)

Dai 1280 m ai 1500 m in particolare, sia durante che dopo gli scavi, si è osservato un severo squeezing che ha generato diverse difficoltà quali una eccessiva convergenza (fino a 2 m) e fenomeni di instabilità e frattura locali. Al fine di comprendere la risposta del tunnel, pertanto, è stato installato un sistema di monitoraggio e, inoltre, numerosi studi sono stati condotti nel tempo (es. Barla et al., 2007; Rettighieri et al., 2008; Barla et al., 2010; Barla et al., 2011, 2012; Vu et al., 2012, Tran-Manh, 2014).

Suddetta sezione presenta un ricoprimento variabile da 250 a 400 m ed è scavata nella formazione carbonifera detta “Zone Houillère briançonnaise-Unité des Encombes” (hSG). Qui il fronte scavo si è mostrato altamente fratturato ed eterogeneo. Durante i lavori di scavo, pertanto, sono state individuate le condizioni geologiche della roccia e, inoltre, si è stimato l’indice GSI della roccia esposta (Figura 4.7). Quest’ultimo, in particolare, è un chiaro indice dell’eterogeneità riscontrata in quanto risulta continuamente variabile in un intervallo di valori tra 35 e 48 che rappresentano rispettivamente il materiale più “scadente” e quello migliore.

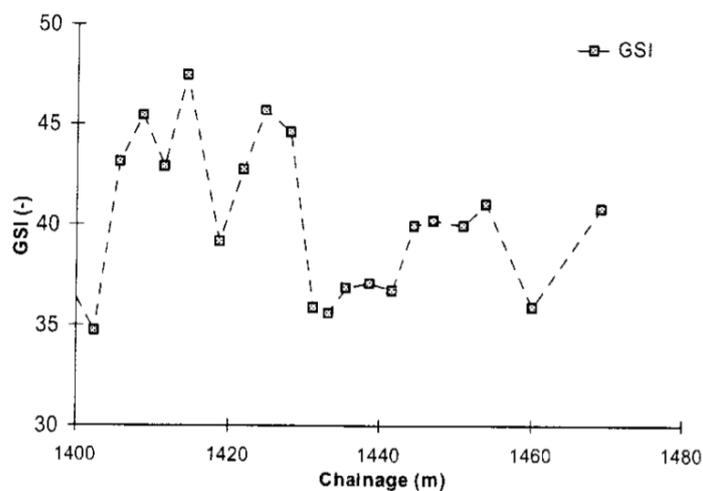


Figura 4.7 Distribuzione dell'indice GSI lungo la discenderia (Barla G., Barla M., Bonini, Debernardi, 2007)

4.2.2 Metodi di sostegno installati

Lungo l'asse della galleria scavata nell'area carbonifera sono stati utilizzati diversi metodi di sostegno quali:

- un sostegno rigido (P2) che comprende centine metalliche IPN180 con interasse di 1 m, puntoni da roccia di lunghezza 8 m e uno strato di shotcrete rinforzato di 20 cm;
- un sostegno flessibile (P7.3) costituito da centine a giunto scorrevole tipo TH, bulloni da roccia di 8 m di lunghezza e un rivestimento di prima fase di 20 cm di shotcrete (Figura 4.8).

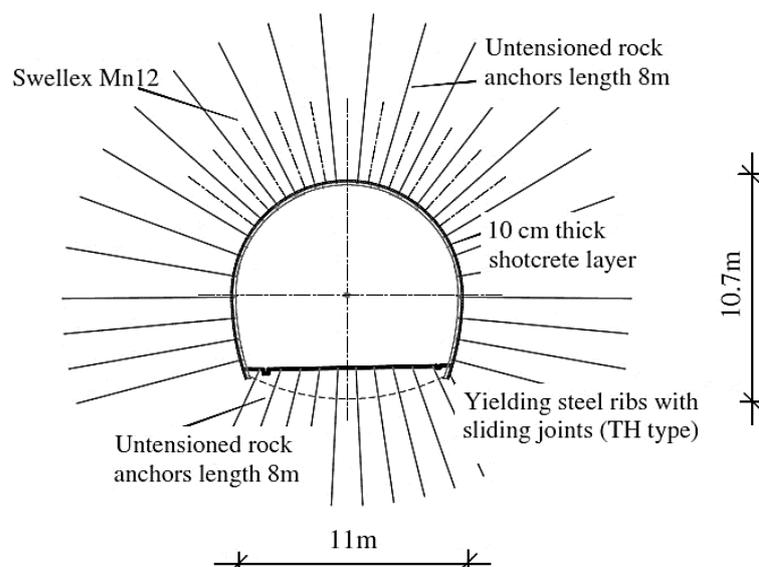


Figura 4.8 Sistema di supporto P7-3 (Bonini e Barla G., 2007)

Entrambe le tipologie, tuttavia, non erano adatte alle condizioni di squeezing che si verificavano, infatti, il sostegno P7.3 ha subito deformazioni eccessive con convergenza fino a 2 m costringendo a riprofilare lo scavo. Dal metro 1400 dall'entrata della galleria, dunque, si è installato un supporto in grado di deformarsi in maniera controllata detto Descenderie Saint Martin (DSM) (Figura 4.9). Il sistema di supporto può essere sintetizzato per stages:

- Stage 0: rinforzo preliminare del fronte con elementi in fibra di vetro in modo da incrementare le caratteristiche dell'ammasso circostante per un'area di 2-3 m intorno alla galleria;
- Stage 1: si effettua lo scavo in step di 1 m installando un supporto costituito da ancoraggi passivi di 8 m lungo il perimetro, centine a giunto scorrevole tipo TH ed uno strato di shotcrete di 10 cm;
- Stage 2: applicazione di un supporto di prima fase con shotcrete di 20 cm di spessore, centine tipo TH con aperture longitudinali all'interno dei quali sono inseriti elementi HDC (40x80x20 cm);
- Step 3: installazione del rivestimento definitivo a distanza di circa 80 m dal fronte.

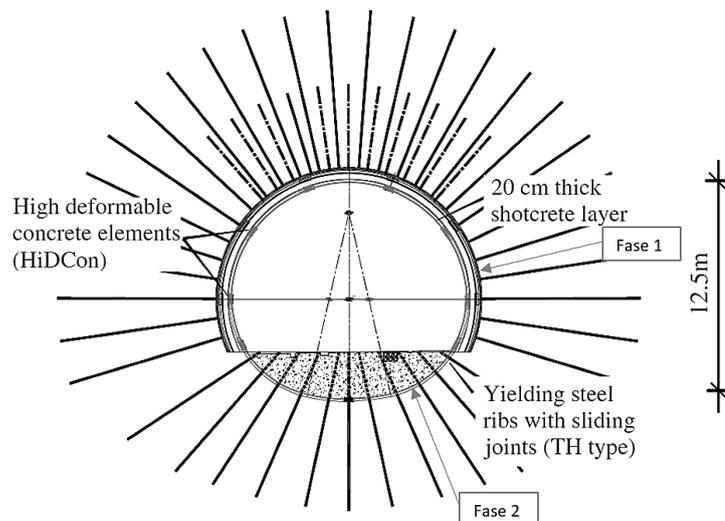


Figura 4.9 Sistema di supporto DSM (Bonini e Barla, 2007)

4.3 Monitoraggio

Durante lo scavo di una galleria, è fondamentale installare un sistema di monitoraggio al fine di poter valutare la stabilità a lungo termine del fronte e del contorno dello scavo, modificare il sistema di sostegno o la metodologia di scavo. In caso di scavo tradizionale, generalmente, si monitorano le deformazioni della roccia e lo stato tensionale del supporto.

4.3.1 Convergenza

Le misure di convergenza sono le più diffuse poiché consentono di valutare direttamente la chiusura della sezione di scavo. Generalmente, queste vengono effettuate posizionando dei prismi ottici lungo il perimetro della sezione e/o del rivestimento (Figura 4.10). In questo modo, è possibile ottenere dati in fasi differenti:

- prima della costruzione si riesce a comprendere il comportamento dell'ammasso in cui si opera;

- durante la costruzione si monitora la prestazione del sistema di supporto consentendo eventuali modifiche;
- dopo la costruzione si ottengono dati utili alla previsione del comportamento a lungo termine della galleria.

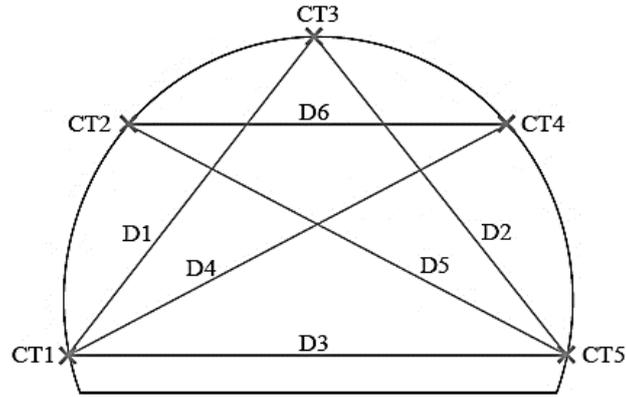


Figura 4.10 Esempio di misurazioni della convergenza tramite cinque prismi (Liu,2020)

Nella galleria geognostica SMP4, sono state installate da cinque a sette mire poste a distanza di circa cinque metri.

La convergenza, dunque, viene valutata come la variazione della distanza tra due target nel tempo:

$$C(t) = D(t_0) - D(t) \quad (54)$$

Prendendo in esame due mire A e B rappresentabili tramite coordinate (Figura 4.11.)

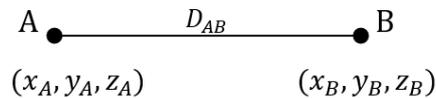


Figura 4.11 Distanza tra due mire ottiche

la distanza può ricavarsi a partire dalle coordinate delle due mire:

$$D_{AB} = \sqrt{(x_A - x_B)^2 + (y_A - y_B)^2 + (z_A - z_B)^2} \quad (55)$$

4.3.2 Estrusione del nucleo

Per valutare l'eventuale estrusione del nucleo durante l'avanzamento in direzione assiale si installano degli estensimetri (Figura 4.12). Con questi strumenti si ottengono delle misure continue grazie ai trasduttori.

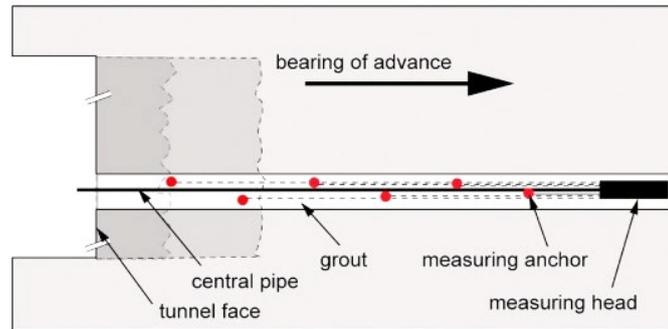
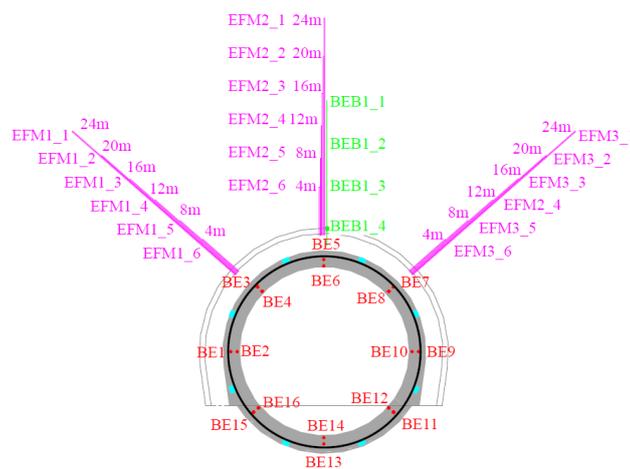


Figura 4.12 Misurazione dell'estrusione tramite Modular Reverse-Head Extensometer (Soilexperts)

4.3.3 Spostamenti attorno al cavo

Per valutare gli spostamenti al contorno del cavo si impiegano degli estensimetri multipunto che consentono di ottenere lo spostamento relativo tra due punti lungo l'asse dello strumento (Figura 4.13). In tal modo si comprende anche l'entità dell'estensione della zona di snervamento.



(a)

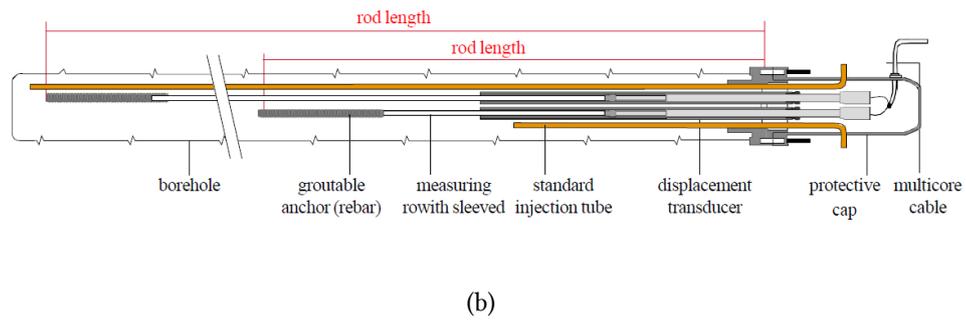


Figura 4.13 Installazione estensimetri multipunto per SMP4 (a), schematizzazione componenti dell'estensimetro (b) (Liu, 2020)

4.3.4 Tensioni nel rivestimento finale

Per misurare lo stato tensionale e i carichi cui è sottoposto il rivestimento, si ricorre all'uso di estensimetri a corda vibrante (Figura 4.14). Poiché le variazioni tensionali/deformative del rivestimento comportano una variazione di lunghezza nella corda, la frequenza di vibrazione di quest'ultima si modifica. L'acquisizione dei dati sulla vibrazione consente di risalire alle modifiche subite dal rivestimento stesso.

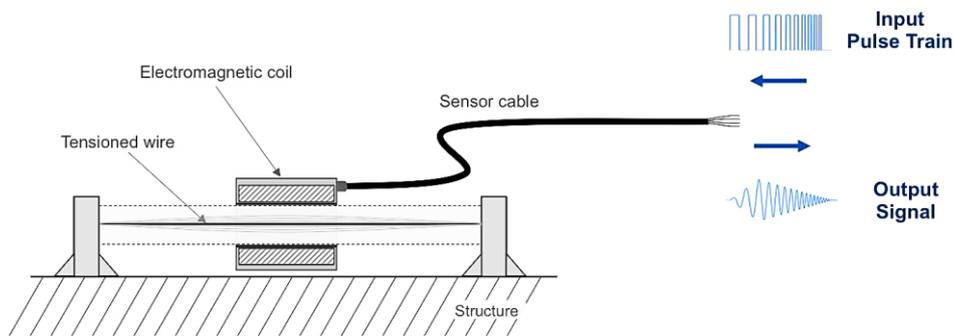


Figura 4.14 Schema di funzionamento dell'estensimetro a corda vibrante

Durante il monitoraggio in SMP2 si è visto che lo stato tensionale nel rivestimento cresceva sensibilmente appena dopo l'installazione per poi stabilizzarsi dopo circa cinque anni (Figura 4.15).

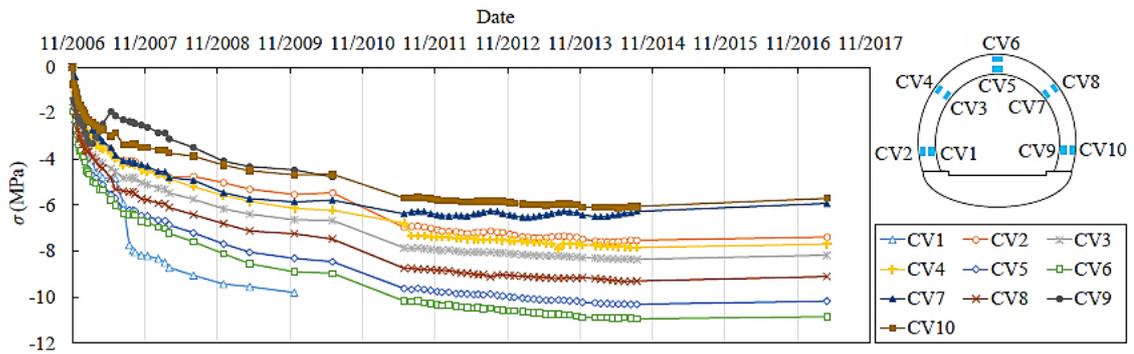


Figura 4.15 Monitoraggio della tensione nel rivestimento definitivo (SMP2) (Liu,2020)

4.3.5 Tensioni nel rivestimento in shotcrete

Per monitorare le tensioni nello strato di shotcrete sono stati installati 16 estensimetri sul rivestimento stesso (Figura 4.16). Dalle misure acquisite si nota che le tensioni raggiungono valori fino a 15 MPa (Figura 4.17).

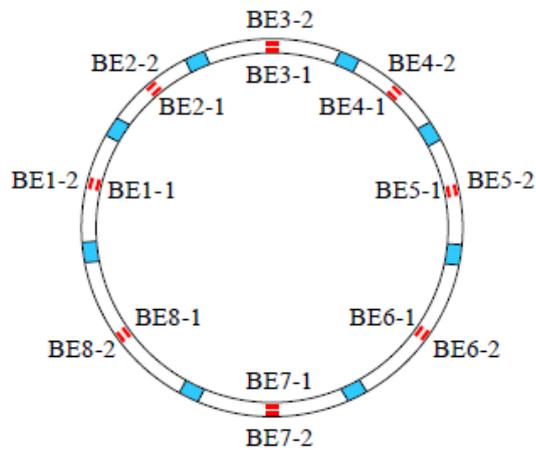


Figura 4.16 Posizionamento degli estensimetri lungo il rivestimento preliminare (Liu, 2020)

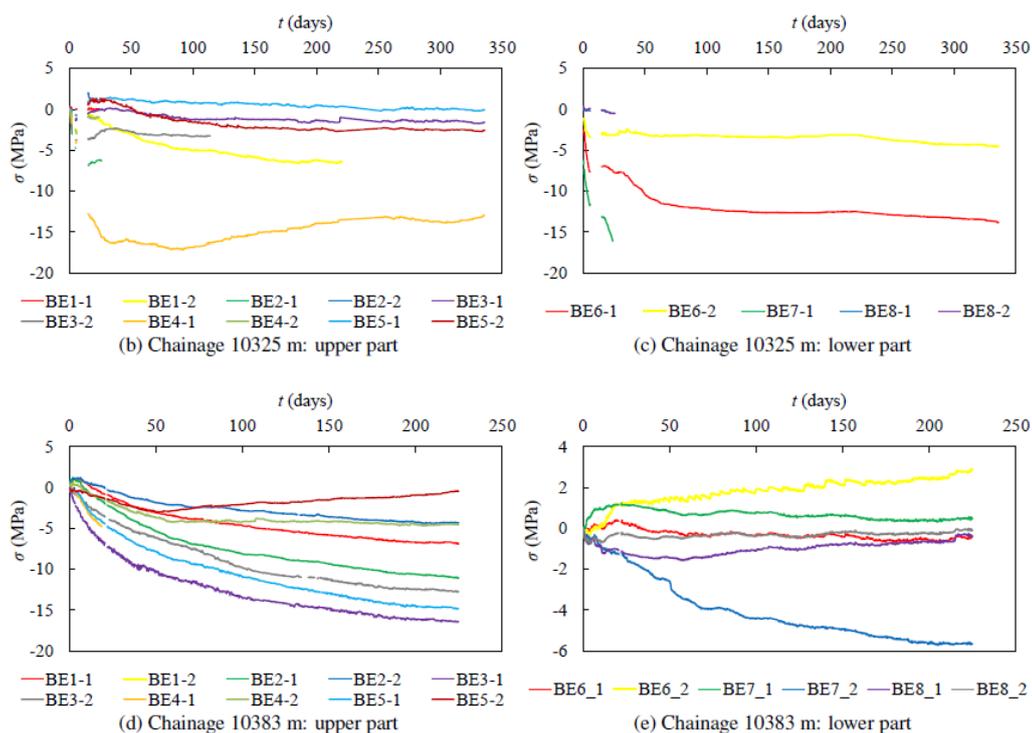


Figura 4.17 Valori di tensione nella sezione SMP4-RPS (Liu, 2020)

4.4 Interpretazione dei dati di monitoraggio

I dati acquisiti dal monitoraggio necessitano di interpretazione poiché, ad esempio, nelle misure di convergenza bisogna comprendere quali spostamenti sono legati all'avanzamento dello scavo e quali, invece, sono dovuti alla viscosità del mezzo.

Sulem (1987) ha proposto una legge di convergenza che tiene conto della distanza della sezione monitorata dal fronte x e del tempo t . Quando il fronte è prossimo alla sezione in esame, gli spostamenti sono principalmente meccanici e dipendono dalla distanza di influenza del fronte⁶. Di contro, quando la distanza tra fronte e sezione strumentata è abbastanza elevata gli spostamenti sono influenzati dal comportamento reologico dell'ammasso.

⁶ La distanza di influenza del fronte può valutarsi a partire dai dati di monitoraggio acquisiti in un periodo di interruzione dello scavo

Considerando un mezzo elasto-plastico, l'effetto dovuto all'avanzamento del fronte è ben descritto dalla funzione (Panet e Guenot, 1982):

$$C(x) = C_{\infty,x} \left[1 - \left(\frac{X}{x+X} \right)^2 \right] \quad (56)$$

dove

X è una distanza legata al raggio plastico, in genere $X = 0,84 \cdot r_{pl}$;

Nelle fasi in cui lo scavo interrotto, invece, la convergenza è dovuta solo al creep e i dati sono ben approssimati dalla:

$$C(t) = A \left\{ 1 - \left[\frac{T}{t+T} \right]^{0,3} \right\} \quad (57)$$

in generale, dunque, volendo esprimere la convergenza come funzione di x e t si ottiene:

$$C(x, t) = C_{\infty,x} \left[1 - \left(\frac{X}{x+X} \right)^2 \right] \cdot \left\{ 1 + m \left[1 - \left(\frac{T}{t+T} \right)^{0,3} \right] \right\} \quad (58)$$

con

$C_{\infty,x}$: 'chiusura istantanea' ottenuta a distanza infinita dal fronte e indipendentemente dal tempo;

m : parametro correlato al rapporto tra la convergenza finale $C_{\infty} = C_{\infty,x}(1+m)$ e quella istantanea;

La legge semi-empirica di convergenza consente di ottenere una previsione verosimile degli spostamenti, tuttavia, ricorrere ad una modellazione numerica consente una rappresentazione più accurata del comportamento reologico di un ammasso roccioso in quanto si ha spesso la possibilità di applicare modelli costitutivi i cui parametri possono essere calibrati speditamente a partire dai dati di monitoraggio o da prove di laboratorio. Nel seguito verrà descritto il modello numerico tridimensionale realizzato per lo studio di una sezione della galleria di ricognizione SMP4.

Capitolo 5

SIMULAZIONE NUMERICA DEL COMPORTAMENTO DIPENDENTE DAL TEMPO NELLA GALLERIA SMP4

Nel presente capitolo si procede alla descrizione del modello tridimensionale realizzato tramite software FLAC3D al fine di rappresentare il comportamento del materiale sia alla scala del laboratorio che alla scala del sito.

5.1 Simulazione alla scala di laboratorio

Si ricorre alla simulazione di una prova di creep monoassiale condotta su un provino costituito da carbone prelevato nel cantiere '*Nouvelle Liaison Ferroviaire Lyon-Turin Chantier SMLP4 –Reconnaitssances Complementaires Partie 2*' ad una profondità di 59,4 m. La prova di compressione monoassiale è stata eseguita dal Laboratorio di Materiali e Strutture (MASTRLAB) del Politecnico di Torino.

5.1.1 Descrizione delle attrezzature e della prova

Per l'esecuzione della prova è stato utilizzato un telaio in grado di applicare un carico assiale al provino posizionato tra le sue due basi: quella inferiore, fissa e quella superiore mobile e in grado di applicare il carico di compressione (Figura 5.1a). Durante

lo svolgimento della prova, è possibile monitorare carico applicato e spostamenti indotti per mezzo di una cella di carico e due estensimetri (Figura 5.1b e c).



(a)



(b)



(c)

Figura 5.1 Telaio impiegato per la prova (a); Dettaglio estensimetro (b); Installazione estensimetri su provino (c)

Il provino è stato caricato assialmente fino a raggiungere un certo valore di tensione il quale viene mantenuto costante nel tempo mentre si monitorano le deformazioni assiali. Nella Tabella 5.1 si riportano le dimensioni del provino e il valore del carico applicato.

Tabella 5.1 Dati del provino sottoposto a prova di creep

Dati del provino		
Altezza iniziale	118,3	mm
Diametro iniziale	63,3	mm
Peso iniziale	682,2	g
Carico assiale applicato (primo gradino del creep)	0,28	MPa

Nella figura Figura 5.2 si riporta l'andamento temporale delle deformazioni assiali ottenuto per il primo stage del creep della prova realizzata.

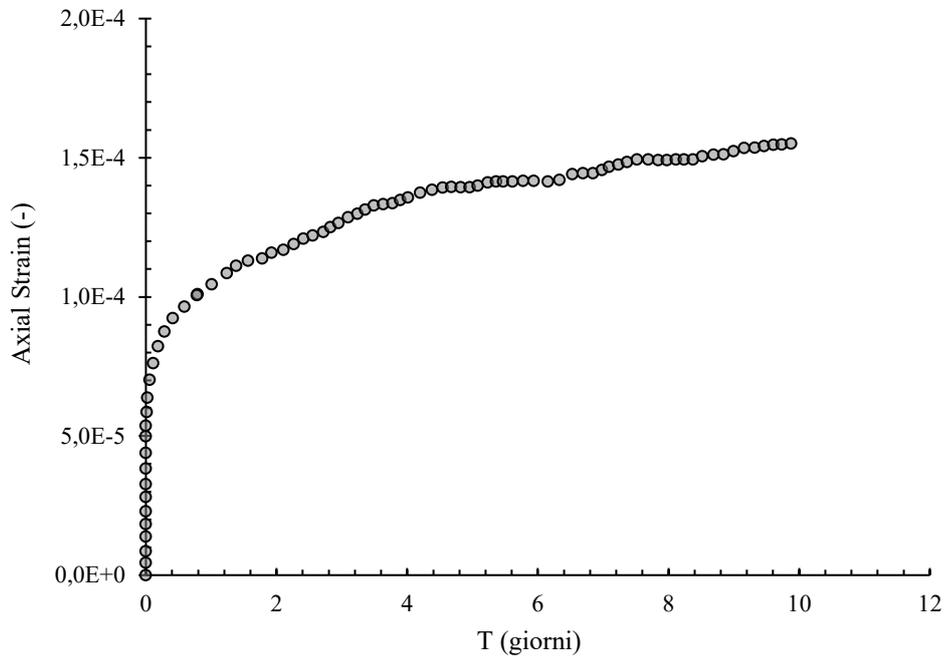


Figura 5.2 Risultati della prova di creep – primo gradino

5.1.2 Condizioni al contorno

Per riprodurre il comportamento reale del materiale, è necessario dapprima individuare i valori dei parametri del legame costitutivo. Per fare ciò, dunque, è stato costruito un modello tridimensionale in FLAC3D definendone geometria e mesh. Costruito, dunque, il provino, sono state applicate le condizioni al contorno necessarie per simulare la prova:

- ▶ base inferiore vincolata allo spostamento verticale tramite imposizione di una velocità nulla in direzione z;

- ▶ base superiore caricata assialmente tramite applicazione di una tensione di compressione pari a 0,28 MPa⁷;
- ▶ superficie laterale libera.

Nella figura Figura 5.3 è rappresentato uno schema concettuale del provino.

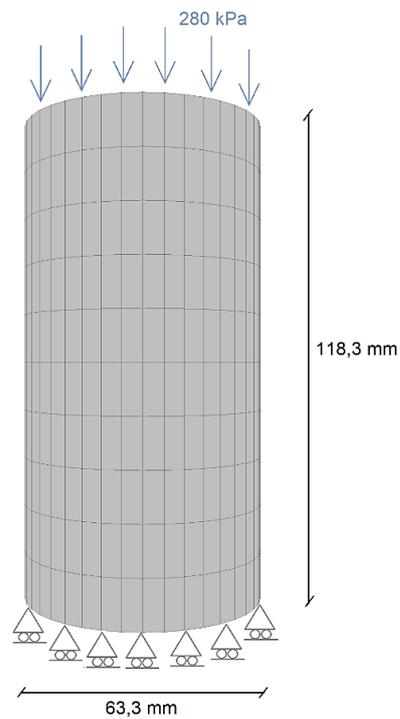


Figura 5.3 Schematizzazione della prova di compressione monoassiale di creep

A questo punto, è stato possibile applicare il modello costitutivo e procedere all'analisi e alla calibrazione dei parametri ad esso relativi.

⁷ A differenza della convenzione generalmente adottata nella geotecnica, in FLAC le tensioni di compressione hanno segno negativo

5.1.3 Applicazione del modello CVISC

Per la validazione del modello CVISC, al provino è stato assegnato il legame costitutivo i cui parametri visco-plastici iniziali sono quelli provenienti dalla letteratura, in particolare, sono stati adottati i valori dei parametri esposti in Bonini et al. (2010) e sintetizzati in Tabella 5.2 e definiti *set 0*.

Tabella 5.2 Parametri costitutivi del modello CVISC (*set 0*)

Parametri CVISC – Set 0		
E	5000000	[kPa]
ν	0.3	[-]
G^K	498,1	[MPa]
η^K	4,26	[MPa·year]
η^M	27,98	[MPa·year]
c'	3,52	[MPa]
ϕ'	34,29	[°]
σ_t	0,1	[MPa]
ψ	0	[°]

Confrontando i valori di deformazione derivanti dalla prova di laboratorio con i risultati dell'analisi numerica, si ritrova il confronto in Figura 5.4.

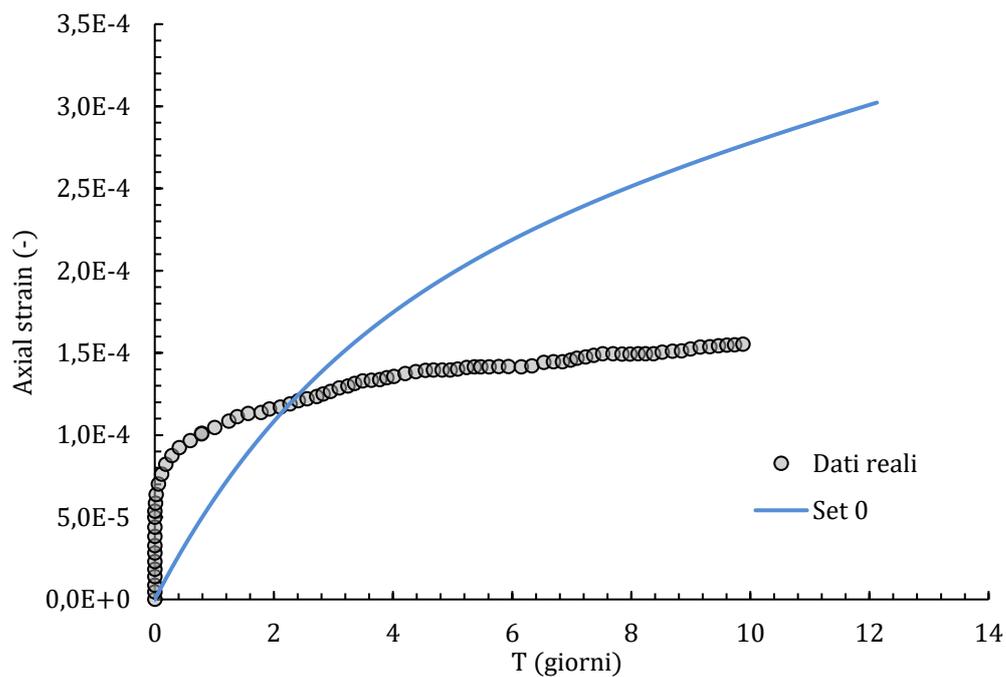


Figura 5.4 Confronto tra dati di laboratorio e risultati numerici per il Set 0 – CVISC

Data la discrepanza tra i dati, si procede alla calibrazione numerica dei parametri viscoplastici fino ad ottenere una corrispondenza considerata accettabile. Per ottenere il set di parametri definitivo sono state eseguite numerose analisi tuttavia, per semplicità, si riportano solo quelli considerati ‘significativi’ ovvero quelli rappresentativi di alcune famiglie di curve. Nella Tabella 5.3 sono riassunti i parametri dei set testati e nella Figura 5.5 si evidenzia il confronto tra questi e i dati sperimentali.

Tabella 5.3 Set di parametri costitutivi del modello CVISC calibrati

	Set 0			Set 1		
E	5000000	[kPa]		E	5000000	[kPa]
ν	0,3	[-]		ν	0,3	[-]
G^K	498,1	[MPa]		G^K	$5,5E + 2$	[MPa]
η^K	4,26	[MPa·year]		η^K	2,85	[MPa·year]
η^M	27,98	[MPa·year]		η^M	$1,9E + 3$	[MPa·year]
c'	3,52	[MPa]		c'	3,52	[MPa]
ϕ'	34,29	[°]		ϕ'	34,29	[°]
σ_t	0,1	[MPa]		σ_t	0,1	[MPa]
ψ	0	[°]		ψ	0	[°]

Set 2			Set 3		
E	5000000	[kPa]	E	5000000	[kPa]
ν	0.3	[-]	ν	0.3	[-]
G^K	580	[MPa]	G^K	620	[MPa]
η^K	0,31	[MPa·year]	η^K	2,54	[MPa·year]
η^M	634	[MPa·year]	η^M	1900	[MPa·year]
c'	3,52	[MPa]	c'	3,52	[MPa]
ϕ'	34,29	[°]	ϕ'	34,29	[°]
σ_t	0,1	[MPa]	σ_t	0,1	[MPa]
ψ	0	[°]	ψ	0	[°]

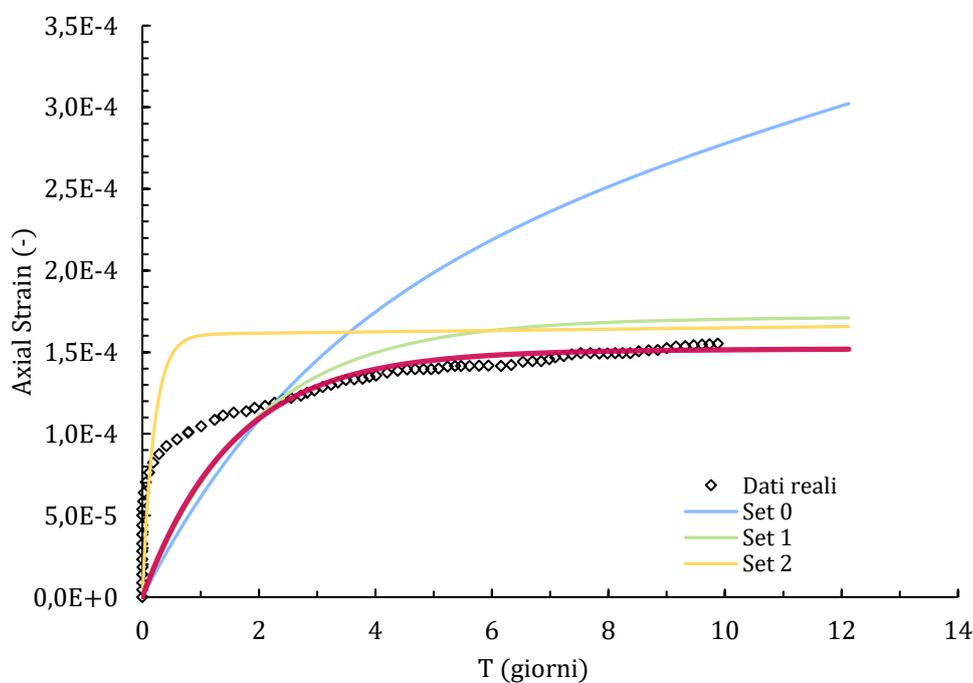


Figura 5.5 Curve relative ai set di parametri costitutivi vs dati sperimentali - CVISC

Si evince, dalla rappresentazione grafica dei set di parametri, che nessuna delle ipotesi riesce a ricalcare con precisione la curva dei dati sperimentali. Tuttavia, il set 3, seppur discostandosi nella fase iniziale, si dimostra abbastanza simile alla curva sperimentale.

5.1.4 Applicazione del modello SHELVIP

Analogamente al procedimento eseguito in precedenza, si applica il modello SHELVIP al materiale per procedere alla calibrazione dei parametri viscoplastici esposti in Tabella 3.6. Come set di valori iniziale è stato adottato quello calibrato in Debernardi (2008) per provini in carbone (Tabella 5.4) e indicato come “set 0”.

Tabella 5.4 Parametri del modello SHELVIP calibrati su prove di creep e di rilassamento (tempo in giorni e tensioni in kPa) (Debernardi, 2008)

Parametri SHELVIP- Set 0		
E	5000000	kPa
ν	0,3	
α_p	1,393	
k_p	7160	kPa
σ_t	-100	kPa
ω_p	0	
γ	4,21E-04	
m	0,705	
n	0,181	
l	5,902	
α_{vp}	0	
ω_{vp}	0,735	

Confrontando la curva ottenuta in laboratorio con quella numerica, la corrispondenza non è risultata accettabile (Figura 5.6) pertanto sono stati modificati i parametri viscoplastici del set 0 al fine di migliorare il confronto.

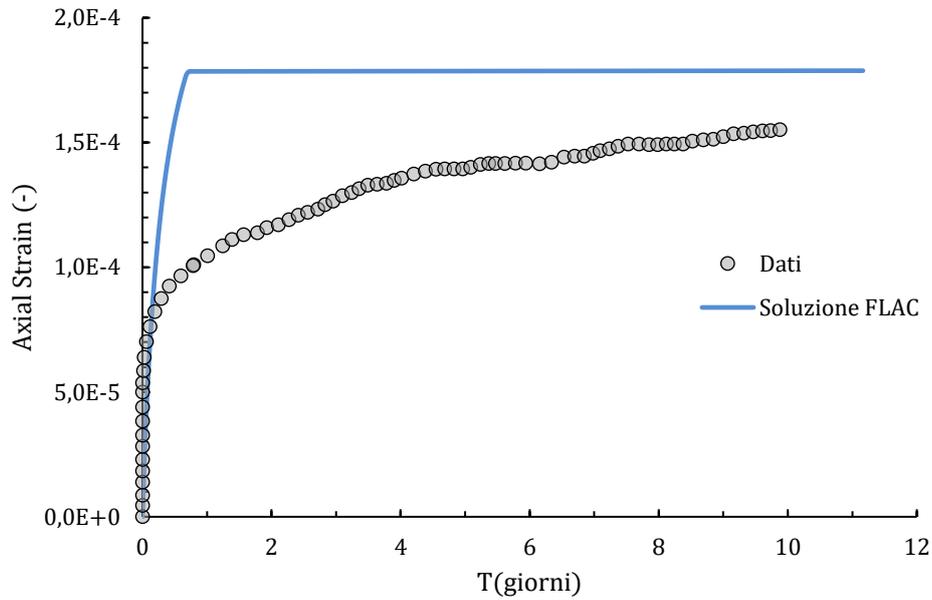


Figura 5.6 Confronto soluzione numerica per 'set_0' con dati di laboratorio - SHELVIP

Per comprendere al meglio il procedimento di variazione dei parametri, si riportano gli effetti geometrici di questi sulla curva di creep. Come accennato nella sezione 3.2, i parametri ω_{vp} e n non producono variazioni della forma delle curve ma influenzano solo la dipendenza dallo stato tensionale e il rapporto tra le deformazioni volumetriche e deviatoriche.

Il parametro m , invece, modifica la curvatura della curva deformazioni-tempo (Figura 5.7).

Il parametro γ influenza il valore delle deformazioni tramite una traslazione verticale della curva $\varepsilon_a^{vp} - t$ e $\dot{\varepsilon}_a^{vp} - t$ (Figura 5.8). Similmente, l'effetto del parametro l nella curva deformazione-tempo provoca la traslazione verticale della curva mentre, nel piano $\varepsilon_a^{vp} - t$ all'aumentare di l si verifica una traslazione della curva verso sinistra (Figura 5.9).

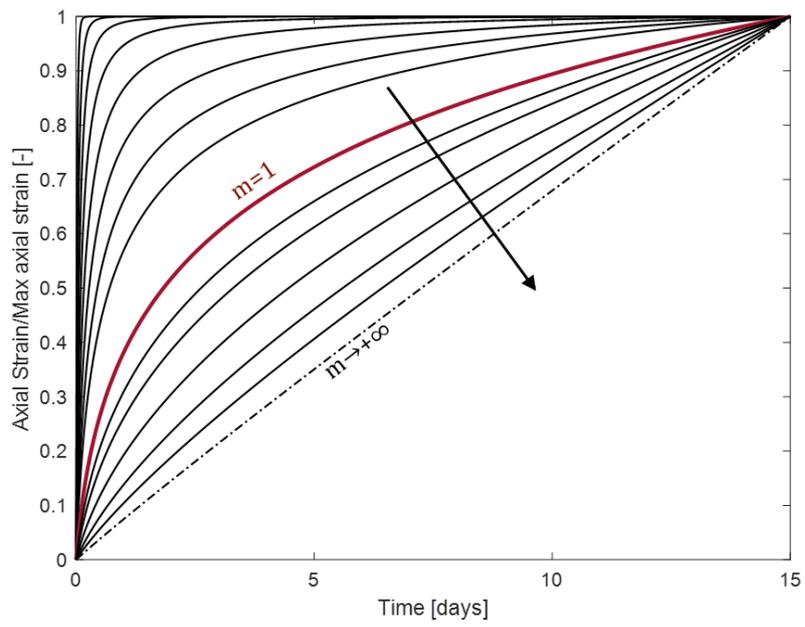
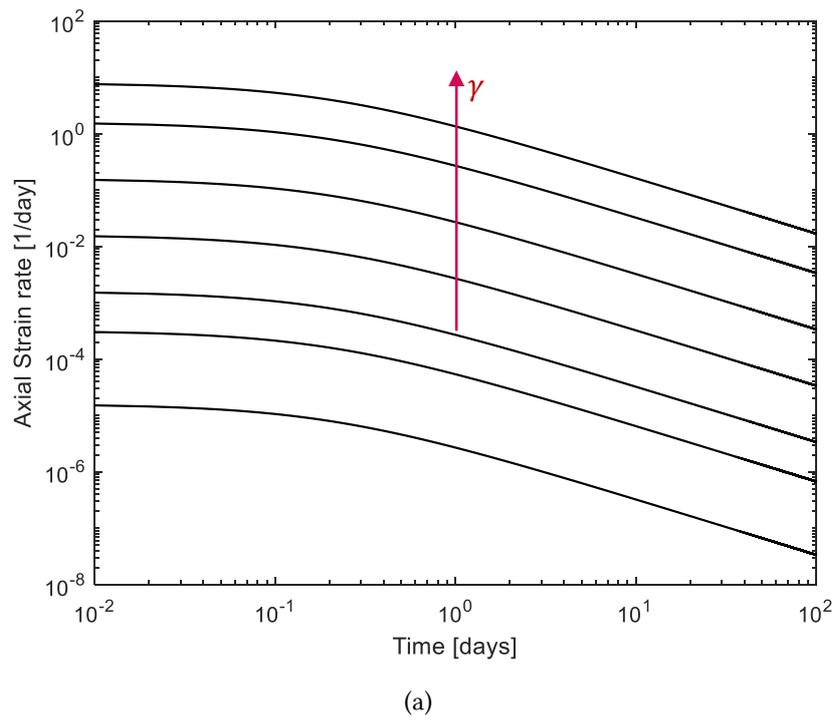
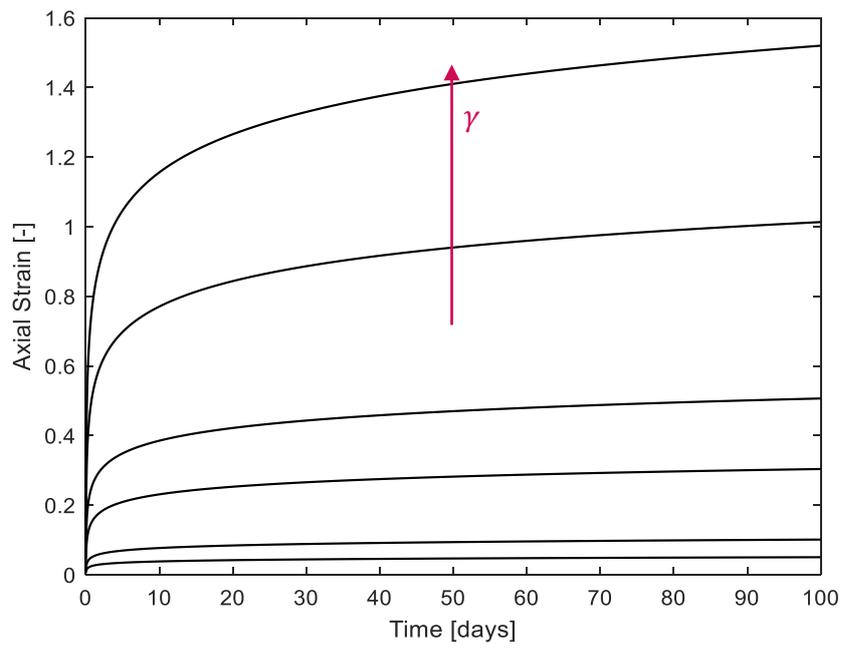


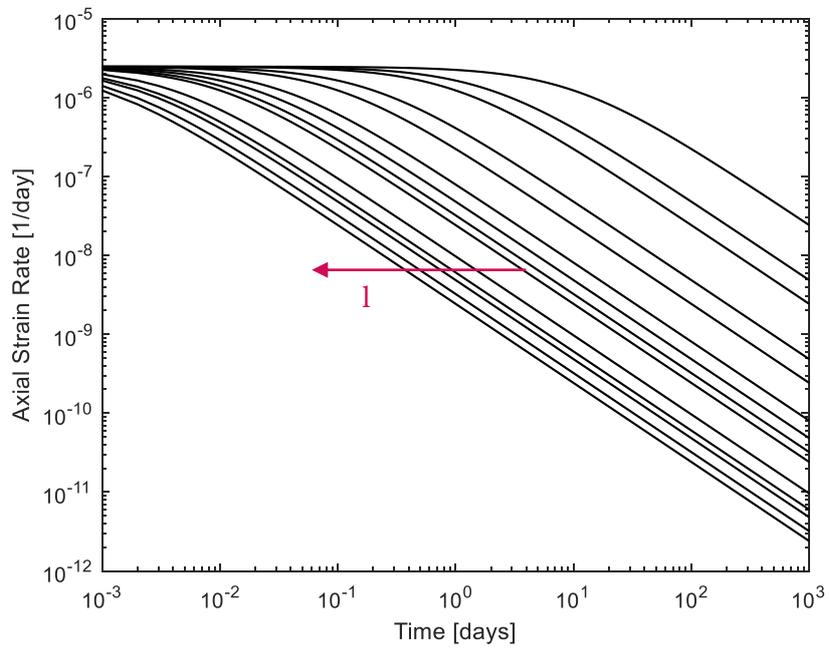
Figura 5.7 Influenza del parametro m sulle curve di creep



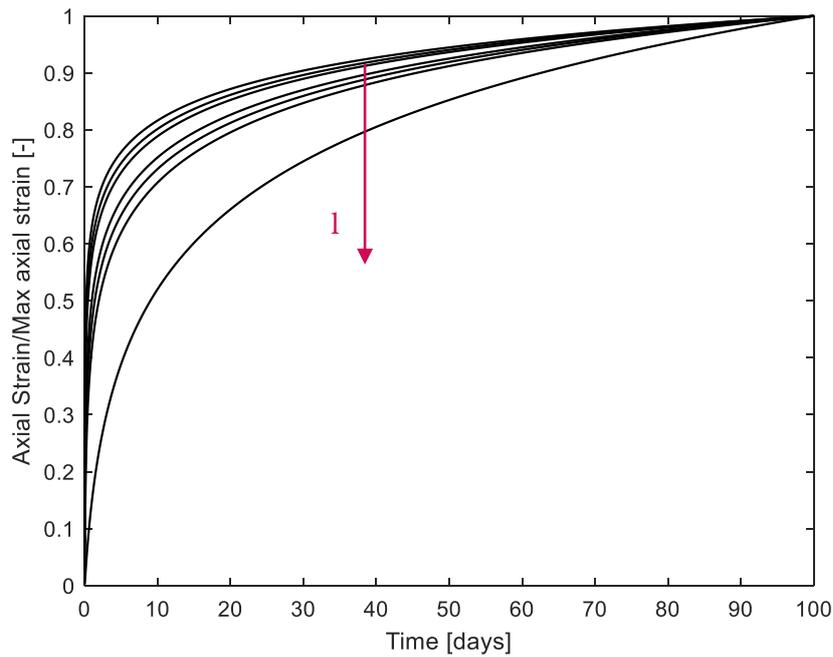


(b)

Figura 5.8 Influenza del parametro γ sulle curve di creep $\varepsilon_a^{vp} - t$ (a) e $\varepsilon_a^{vp} - t$ (b)



(a)



(b)

Figura 5.9 Influenza del parametro l sulle curve di creep $\varepsilon_a^{vp} - t$ (a) e $\varepsilon_a^{vp} - t$ (b)

Noti, dunque, gli effetti dei singoli parametri sulla curva si è proceduto a modificare questi ultimi fino a trovare la migliore corrispondenza.

Dapprima sono stati variati il valore di γ - così da ridurre i valori di deformazione - e il parametro m - per avere una maggiore somiglianza tra le curve. L'incremento del fattore di forma ha necessariamente portato all'incremento del parametro l per ottenere l'abbassamento in verticale della curva (*set 2, set 3*). Poiché nessuno dei set si è mostrato in grado di riprodurre i valori reali, è stato aumentato il valore di n agendo contemporaneamente su l e γ per riportare la curva alla giusta "altezza" (*set 4*). Come ultimo step si è agito gradualmente ancora una volta su l e γ fino ad ottenere una riproduzione numerica dei dati reali accurata (*set 5*).

Nella Tabella 5.5 sono riassunti i parametri dei set testati e nella Figura 5.10 si evidenzia il confronto tra questi e i dati sperimentali.

Tabella 5.5 Set di parametri costitutivi del modello SHELVIP calibrati

Set 0			Set 1			Set 2		
E	5000000	kPa	E	5000000	kPa	E	5000000	kPa
v	0,3		v	0,3		v	0,3	
α_p	1,393		α_p	1,393		α_p	1,393	
k_p	7160	kPa	k_p	7160	kPa	k_p	7160	kPa
σ_t	-100	kPa	σ_t	-100	kPa	σ_t	-100	kPa
ω_p	0		ω_p	0		ω_p	0	
γ	4,21E-04		γ	2,21E-04		γ	2,21E-04	
m	0,705		m	1,002		m	1,002	
n	0,181		n	0,181		n	0,181	
l	5,902		l	5,902		l	9	
α_{vp}	0		α_{vp}	0		α_{vp}	0	
ω_{vp}	0,735		ω_{vp}	0,735		ω_{vp}	0,735	

Set 3			Set 4			Set 5		
E	5000000	kPa	E	5000000	kPa	E	5000000	kPa
v	0,3		v	0,3		v	0,3	
α_p	1,393		α_p	1,393		α_p	1,393	
k_p	7160	kPa	k_p	7160	kPa	k_p	7160	kPa
σ_t	-100	kPa	σ_t	-100	kPa	σ_t	-100	kPa
ω_p	0		ω_p	0		ω_p	0	
γ	2,21E-04		γ	1,40E-04		γ	4,95E-05	
m	1,002		m	1,002		m	1,002	
n	0,181		n	0,3		n	0,562	
l	15		l	70		l	33	
α_{vp}	0		α_{vp}	0		α_{vp}	0	
ω_{vp}	0,735		ω_{vp}	0,735		ω_{vp}	0,735	

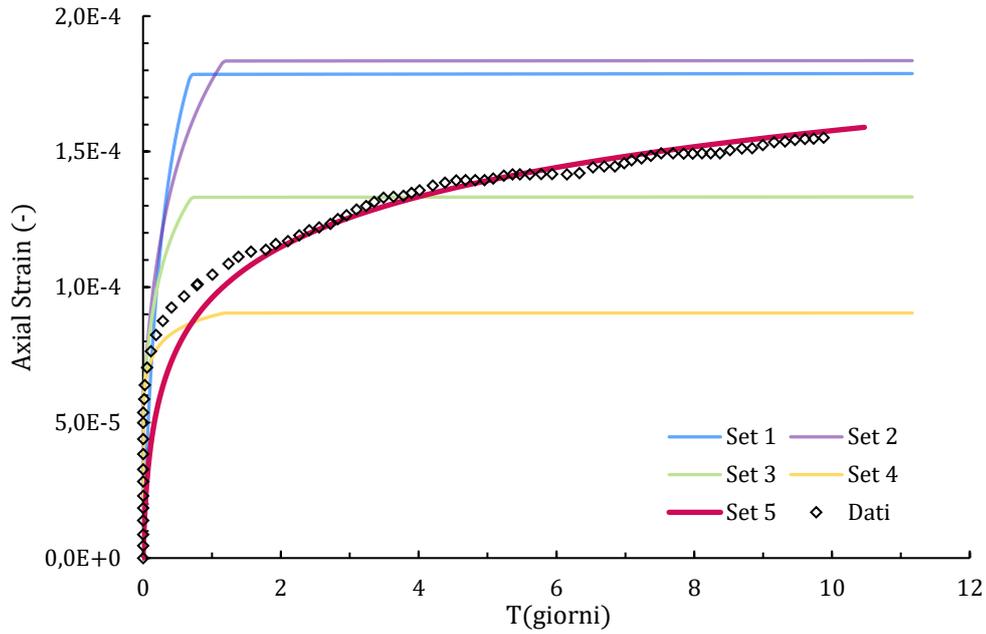


Figura 5.10 Curve relative ai set di parametri costitutivi vs dati sperimentali - SHELVIP

5.1.5 Soluzione analitica della legge SHELVIP

Prendendo in esame le condizioni di creep, si può ricavare una soluzione in forma chiusa a partire dalle equazioni differenziali del modello SHELVIP (Debernardi, 2008; Debernardi, Barla, 2009). Derivando nel tempo l'equazione della superficie di snervamento viscoplastico (49) e sostituendola nell'espressione della legge di incrudimento (57) si ottiene:

$$\dot{f}_{vp} = -\frac{l}{m \cdot n} \cdot f_{vp} \cdot \left(\frac{f_{vp}}{q}\right)^{m \cdot n} \quad (59)$$

Assumendo intervalli di tempo molto piccoli, il decremento dello stato di *overstress* nel materiale può considerarsi direttamente proporzionale allo stato di sovra tensione stesso moltiplicato per un coefficiente che tiene conto del rapporto tra il valore di sovratensione e lo sforzo deviatorico iniziale. In tal modo si trova:

$$f_{vp} = q \cdot \left[l \cdot t + \left(\frac{q}{f_{vp,0}} \right)^{m \cdot n} \right]^{-\frac{1}{m \cdot n}} \quad (60)$$

Introducendo la relazione appena trovata nell'equazione (55) si ottiene l'equazione analitica della velocità di deformazione assiale:

$$\varepsilon_a^{vp} = \gamma \cdot q^n \cdot \left[l \cdot t + \left(\frac{q}{f_{vp,0}} \right)^{m \cdot n} \right]^{\frac{1}{m}} \cdot \left(1 - \frac{\omega_{vp}}{3} \right) \quad (61)$$

integrando nel tempo l'equazione (65) si trova la soluzione per la deformazione assiale.

$$\begin{cases} \varepsilon_a^{vp} = \frac{\gamma}{l} \cdot \frac{m}{m-1} \cdot q^n \cdot \left\{ \left[l \cdot t + \left(\frac{q}{f_{vp,0}} \right)^{m \cdot n} \right]^{\frac{m-1}{m}} - \left(\frac{q}{f_{vp,0}} \right)^{n(m-1)} \right\} \cdot \left(1 - \frac{\omega_{vp}}{3} \right) & \text{per } m \neq 1 \\ \varepsilon_a^{vp} = \frac{\gamma}{l} \cdot \frac{m}{m-1} \cdot q^n \cdot \ln \left[1 + l \cdot t + \left(\frac{q}{f_{vp,0}} \right)^{-n} \right] \cdot \left(1 - \frac{\omega_{vp}}{3} \right) & \text{per } m = 1 \end{cases} \quad (62)$$

Confrontando le soluzioni numerica e analitica relative al set 5 con i dati acquisiti dalla prova sperimentale, si nota che la riproduzione dei dati è accurata (Figura 5.11).

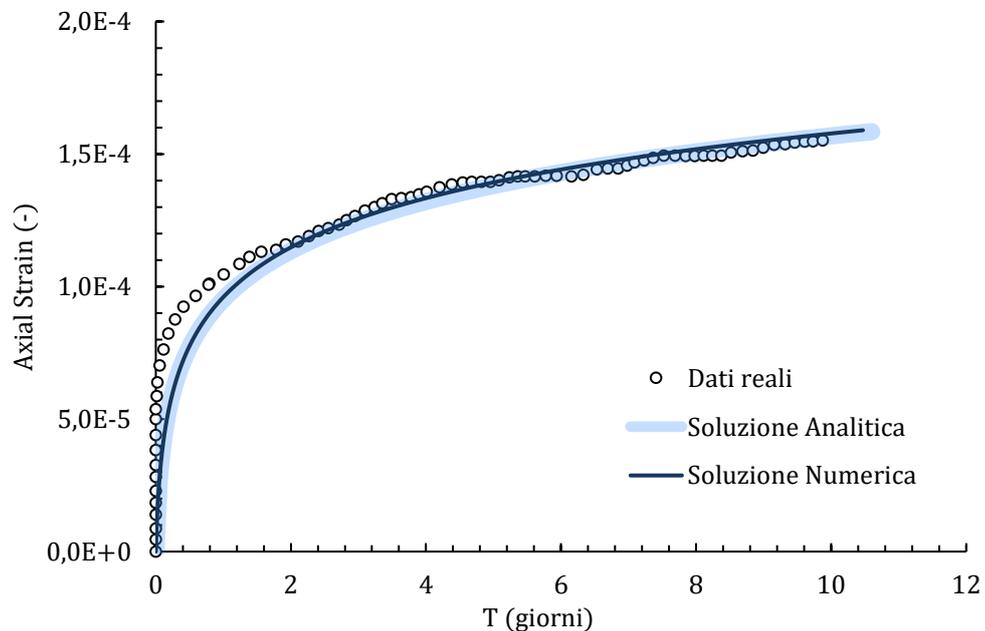


Figura 5.11 Confronto soluzioni analitica, numerica, dati sperimentali

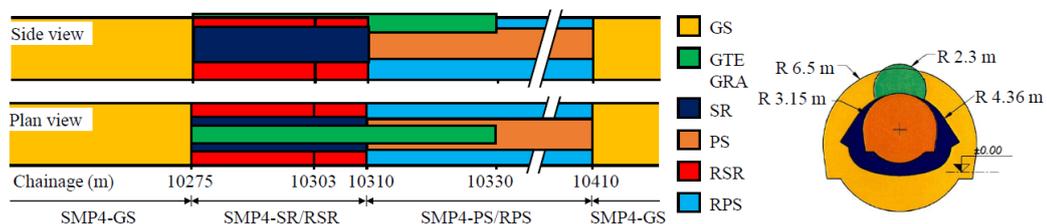
5.2 Simulazione numerica alla scala del sito

Dopo aver validato l'affidabilità del software ed identificato i parametri del provino, si prosegue con lo studio del sito analizzando la sezione di galleria definita SMP4-RPS la quale risulta compresa tra le progressive 10310 e 10410 (Figura 5.12). Poiché nel settembre 2017 si è verificato il collasso del fronte alla progressiva 10303, per attraversare la zona collassata la sezione in esame è stata scavata in due step:

- scavo di una sezione ridotta di raggio 3.35 m definita SMP4-PS;
- allargamento della sezione PS fino ad ottenere la sezione finale di raggio di 6.5 m definita SMP4-RPS.



(a)



(b)

Figura 5.12 Collasso del fronte alla progressiva 10303 verificatosi in data 8 Settembre 2017 (a); step di scavo per l'attraversamento dell'area collassata (b) (Liu, 2020)

Per rappresentare al meglio i fenomeni che si riscontrano durante e dopo lo scavo della sezione RPS, è dapprima necessario simulare lo scavo della galleria PS in quanto la sua realizzazione altera lo stato tenso-deformativo dell'ammasso roccioso. Pertanto, nella modellazione si terrà conto di entrambe le fasi di scavo.

5.2.1 Modello numerico tridimensionale

La galleria è rappresentata tramite un modello tridimensionale di lunghezza 96 m tra le progressive 10300 m e 10396 m. Sebbene la sezione non sia circolare, è possibile ricondursi a questa considerando un raggio equivalente R_{eq} tale che l'area del cerchio e l'area della sezione reale siano uguali. In tal modo si ottiene:

$$R_{eq,PS} = 3.15 \text{ m} \qquad R_{eq,RPS} = 6.3 \text{ m}$$

Inoltre, per semplificare ulteriormente il modello riducendo gli oneri computazionali, si studia solo metà galleria poiché simmetrica rispetto all'asse verticale. Per lo studio delle convergenze ci si focalizza sulla sezione posta a 10344 m poiché si dispone dei dati di monitoraggio ad essa relativi e inoltre è situata ad una distanza dagli estremi tale da poter evitare gli effetti di bordo.

In Figura 5.13 è rappresentato il modello 3D realizzato per la simulazione.

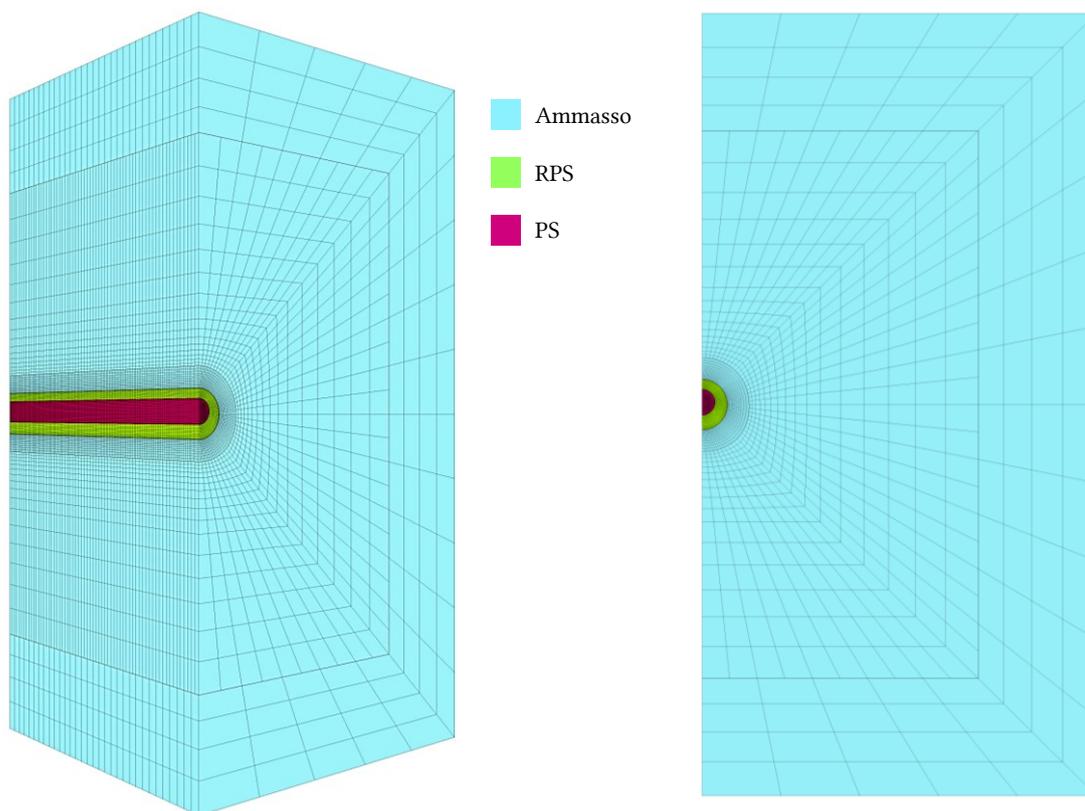


Figura 5.13 Modello tridimensionale usato per la simulazione numerica SMP4-RPS

5.2.2 Condizioni al contorno

La galleria in esame è una galleria profonda, pertanto, è lecito assumere che lo stato tensionale in sito sia geostatico e isotropo con $\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z = 16.2 \text{ MPa}$.

Il volume che rappresenta le due gallerie da scavare è realizzato all'interno di un dominio più ampio che riproduce l'ammasso roccioso. Tale dominio ha un'estensione pari a $16R_{RPS}$ in direzione x e $32R_{RPS}$ in direzione z . Lungo la direzione y , invece, si tiene conto della sola estensione dello scavo ossia 96 m. Definite suddette dimensioni, pertanto, si può assumere che lungo i bordi del dominio gli effetti in termini di spostamento generati dallo scavo siano trascurabili. Questa condizione di spostamento nullo ai bordi si realizza nella modellazione vincolando questi ultimi con dei carrelli. Nello specifico, in FLAC3D si impone che la velocità lungo tutte le superfici esterne del dominio sia nulla (Figura 5.14).

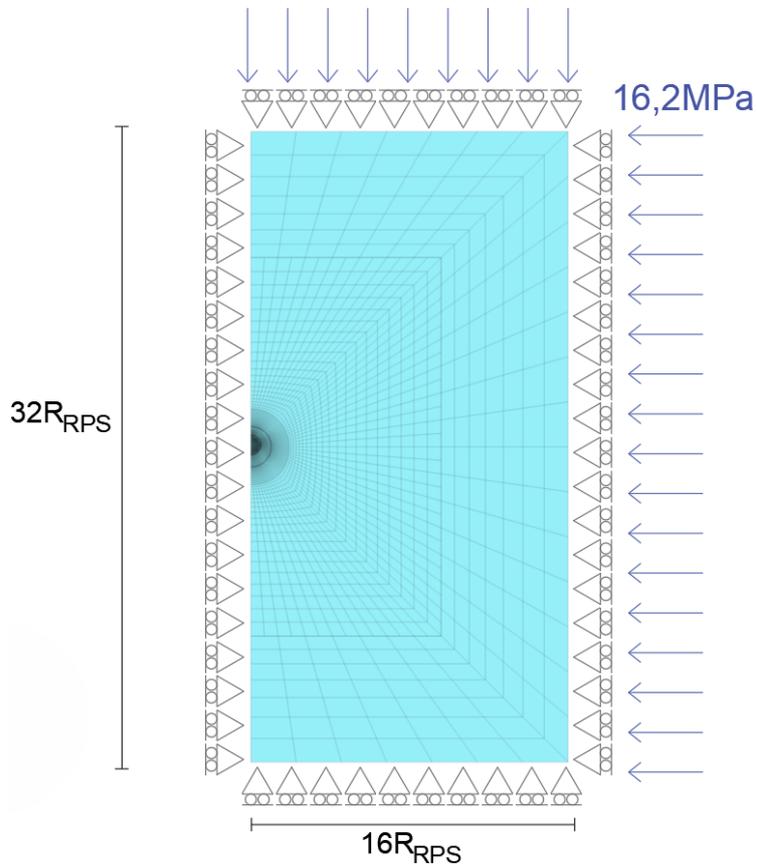


Figura 5.14 Condizioni al contorno applicate sul modello

Come si evince dalla Figura 5.14, la mesh è composta da elementi esaedrici che aumentano di dimensione con la distanza dalla galleria. In tal modo si ottiene una gradazione tale da consentire al contempo una buona rappresentazione dei risultati e la diminuzione del numero di elementi di cui è composto il modello. Questa semplificazione è stata adottata così da ridurre i tempi di calcolo e di elaborazione da parte del software.

5.2.3 Fasi di scavo

La modellazione tiene conto delle reali fasi di avanzamento dello scavo e del supporto e può essere divisa in due fasi a loro volta suddivise in due step come riportato in Tabella 5.6 e in Figura 5.15.

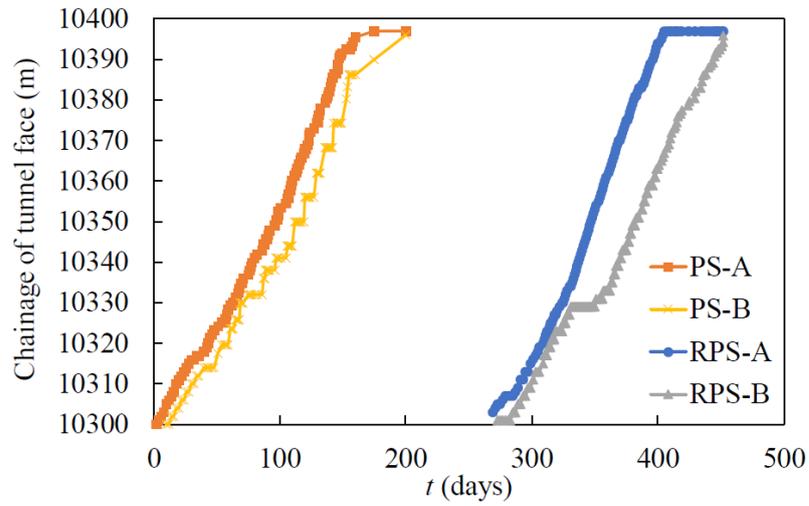
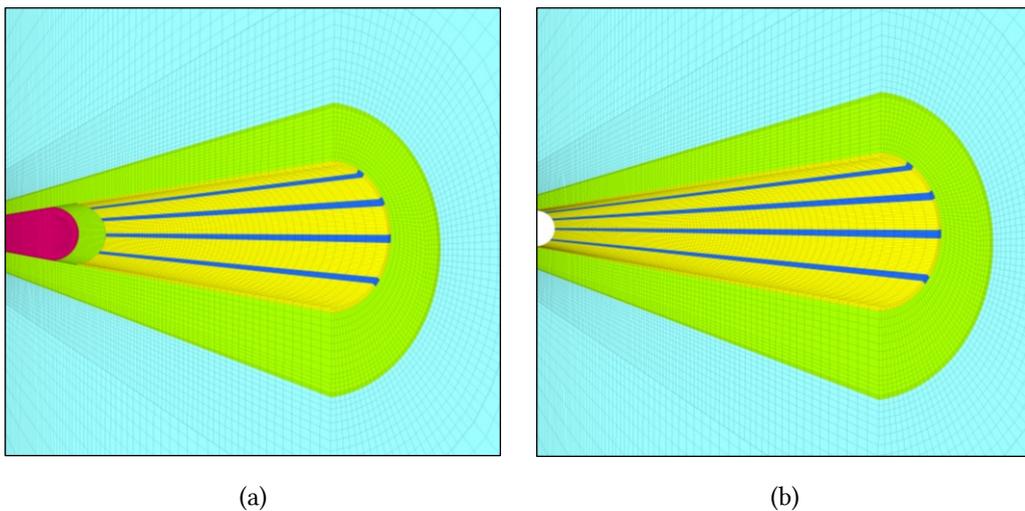


Figura 5.15 Fasi di scavo e supporto per le sezioni SMP4-PS e SMP4-RPS (Liu, 2020)

Tabella 5.6 Sintesi fasi di scavo

Fase 1	Scavo sezione ridotta PS	(A) Realizzazione dello scavo della sezione SMP4-PS (B) Installazione supporto SMP4-PS
Fase 2	Scavo sezione allargata RPS	(A) Allargamento della sezione da SMP4-PS a SMP4-RPS (B) Installazione supporto SMP4-RPS

Il supporto installato in entrambe le sezioni si compone di uno strato di calcestruzzo proiettato dello spessore di 20 cm all'interno del quale sono presenti otto elementi HDC di dimensione 40x20x80 cm (Figura 5.16, Figura 5.17).



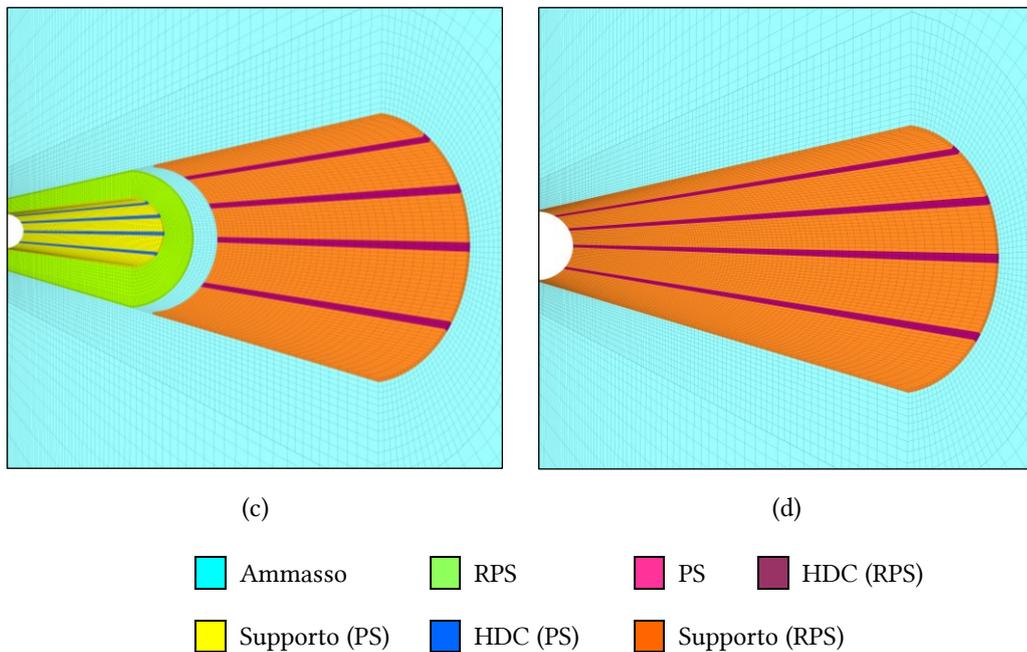


Figura 5.16 Rappresentazione delle fasi di scavo: a) scavo della sezione PS e installazione del supporto; b) scavo e supporto completi della sezione PS; c) scavo e supporto della sezione RPS; d) scavo e supporto completi della sezione RPS

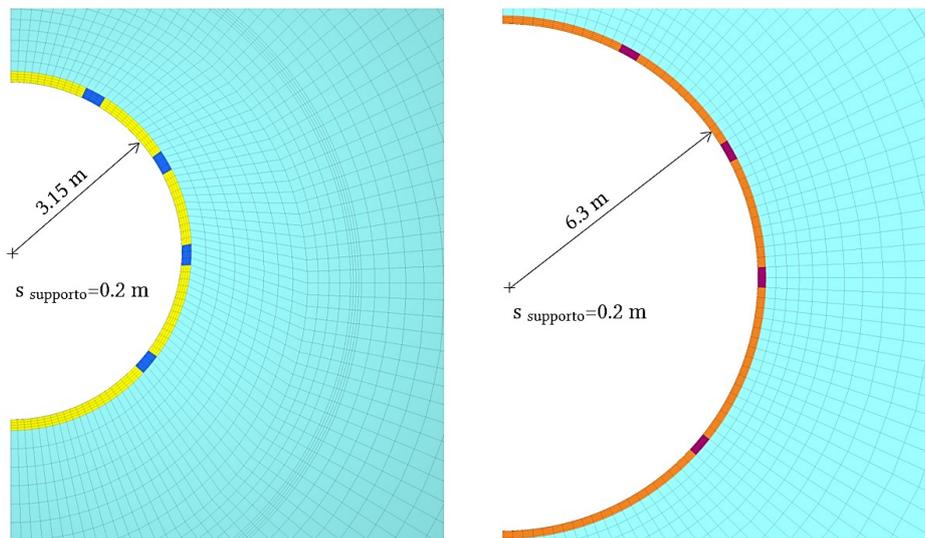


Figura 5.17 Particolare dimensioni delle sezioni e dei supporti

Gli elementi di cui si tiene conto nella modello numerico sono sintetizzati in Tabella 5.7.

Tabella 5.7 Modelli costitutivi adottati nella simulazione numerica dello scavo

Elemento		Modello costitutivo
Ammasso roccioso		CVISC / SHELVIP
Supporto semi-rigido	Shotcrete	Elastico
	Blocchi HDC	Double-Yield

I parametri costitutivi dei diversi modelli sono i medesimi adottati nei precedenti studi (Liu, 2020) e sintetizzati in Tabella 5.8.

Tabella 5.8 Parametri costitutivi impiegati nella modellazione degli elementi del modello tridimensionale

Elemento	Modello	Parametro		
Shotcrete	Elastico	Modulo di Young E	$E = 10000$	[MPa]
		Coefficiente di Poisson	$\nu = 0.2$	[-]
Blocchi HDC	Double-yield	Modulo di Young	$E = 550$	[MPa]
		Coefficiente di Poisson	$\nu = 0$	[-]
		Coesione	$c = 10^{20}$	[MPa]
		Limite di tensione	$\sigma^t = 0$	[MPa]
		Coefficiente moltiplicatore	$R = 1000$	[-]
		Cap pressure	$p_c = 2.83$	[MPa]

5.2.4 Applicazione del modello CVISC alla sezione SMP4-PS

Come già accennato nel precedente paragrafo, durante la simulazione numerica del processo di scavo si seguono le reali tempistiche di scavo e supporto. In particolare, l'avanzamento del fronte per la sezione SMP4-PS di raggio 3,15 m avviene con una velocità di circa 0,6 m/day per cui nel modello sono definiti 160 step di scavo di profondità 0,6 m ognuno. Il supporto, invece, viene installato a circa 12 m dal fronte anch'esso in slot di 0,6 m/day.

In base a ciò, dunque, la perforazione dell'intero sviluppo della galleria PS avviene in 160 giorni mentre il termine dell'installazione del supporto si ha dopo 20 giorni, pertanto, il completamento della fase 1 avviene in 180 giorni circa. Al termine dei 180 giorni, si continuano a monitorare le deformazioni per altri 70 giorni fino a raggiungere il giorno 250 il quale rappresenta l'inizio delle lavorazioni relative alla fase 2 di scavo (Figura 5.18).

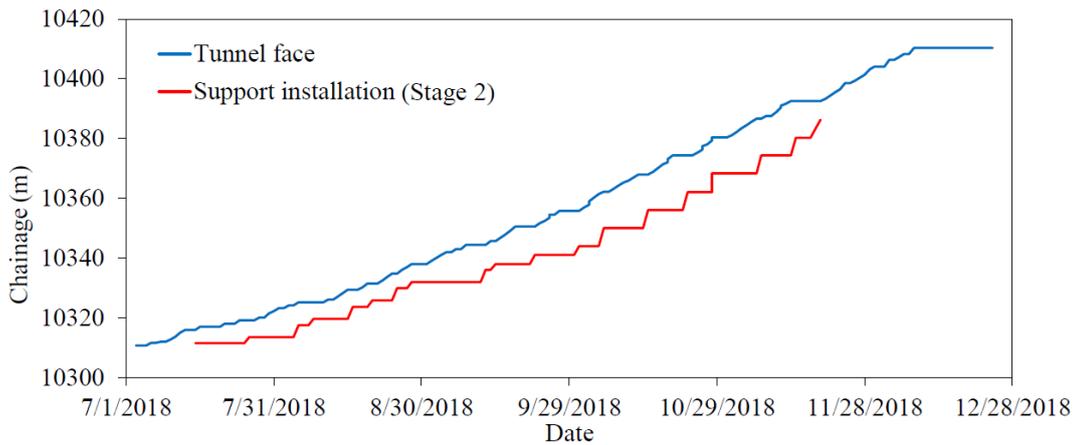


Figura 5.18 Avanzamento del fronte e installazione del supporto per la sezione SMP4-PS

A titolo di esempio si riporta l'entità degli spostamenti nella galleria PS per diversi stage di scavo (Figura 5.19, Figura 5.20, Figura 5.21) ottenuti a partire dai parametri costitutivi riportati in Tabella 5.9 Parametri costitutivi dell'ammasso roccioso secondo il modello CVISC.

Tabella 5.9 Parametri costitutivi dell'ammasso roccioso secondo il modello CVISC

Elemento	Modello	Parametri		
Ammasso roccioso	CVISC	Modulo di Young	$E = 1625$	[MPa]
		Coefficiente di Poisson	$\nu = 0.3$	[-]
		Modulo di taglio – Kelvin	$G^K = 550$	[MPa]
		Viscosità – Kelvin	$\eta^K = 15.4$	[GPa·day]
		Viscosità – Maxwell	$\eta^M = 756.25$	[GPa·day]
		Coesione	$c = 2.76$	[MPa]
		Angolo di attrito	$\phi = 26$	[°]
		Trazione limite	$\sigma_t = 8.5$	[kPa]
		Angolo di dilatanza	$\psi = 0$	[°]

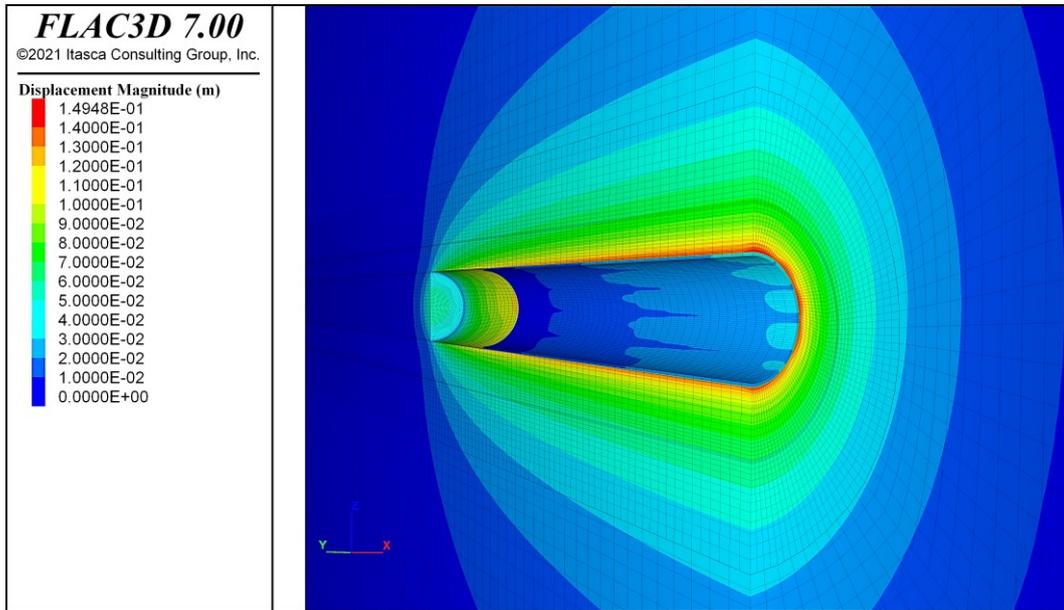


Figura 5.19 Entità degli spostamenti nella galleria SMP4-PS con fronte a 10344 m

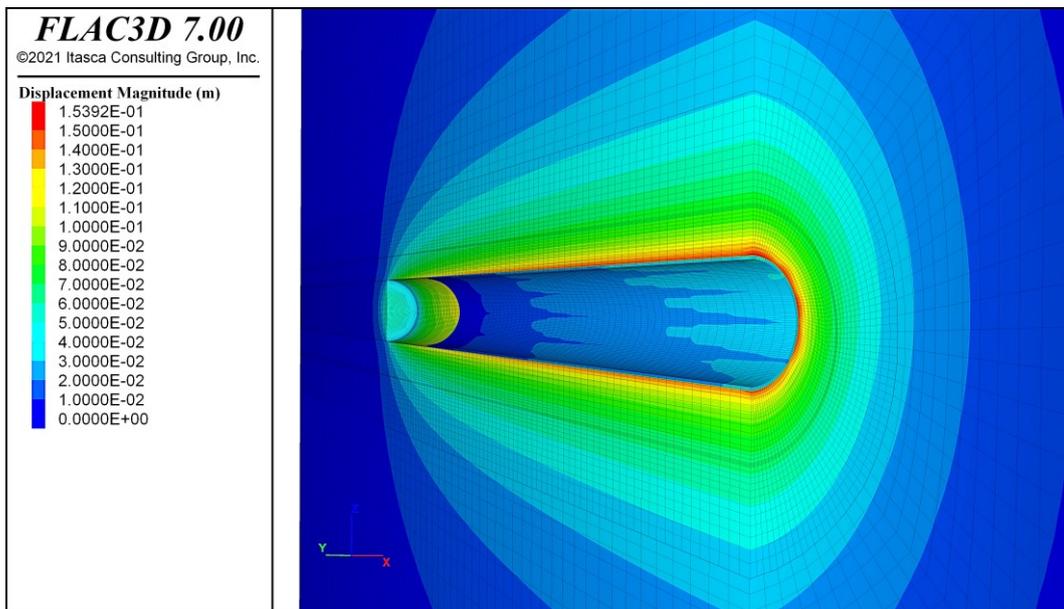


Figura 5.20 Entità degli spostamenti nella galleria SMP4-PS con supporto a 10344 m

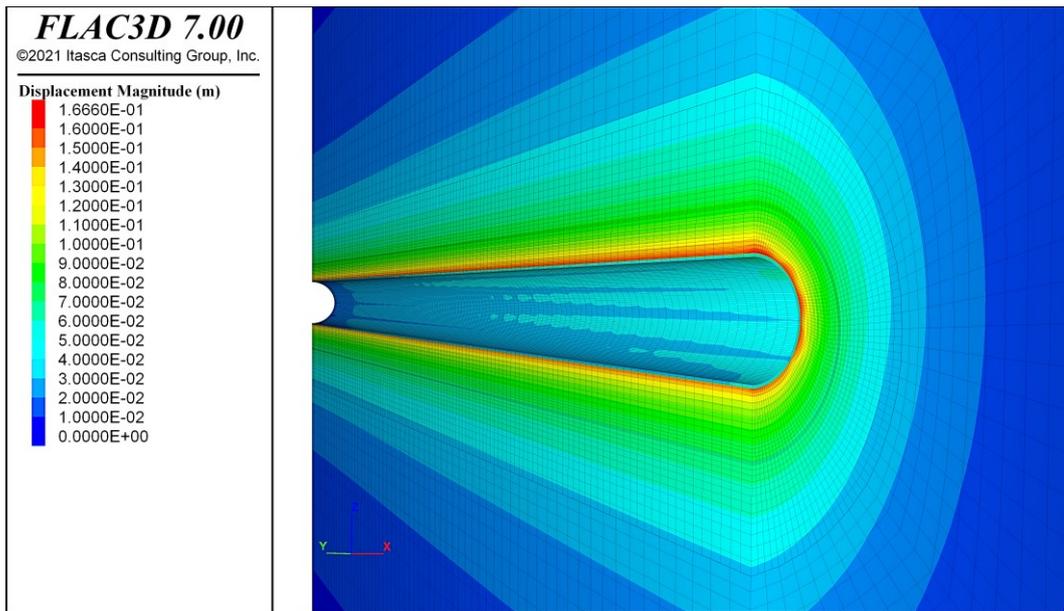


Figura 5.21 Entità degli spostamenti nella galleria SMP4-PS al termine dello scavo e del supporto

Dai risultati grafici riportati, si nota che l'andamento degli spostamenti lungo lo sviluppo della galleria è omogeneo e ben distribuito. Inoltre, dalla scala dei valori della legenda è possibile avere un'idea del progressivo aumento dell'entità degli spostamenti attorno al cavo in funzione dell'avanzamento del fronte ovvero in funzione del tempo.

5.2.5 Applicazione del modello CVISC alla sezione SMP4-RPS

Terminato lo scavo della galleria SMP4-PS, si inizia ad allargare la sezione fino al raggio 6,5 m ovvero la dimensione finale della galleria SMP4-RPS. Anche in questo caso, la simulazione si basa sull'avanzamento reale degli scavi secondo una velocità media di avanzamento di 0,75 m/day. Il sistema di sostegno, invece, è installato anch'esso in slot di 0,75 m mentre, per quanto concerne la distanza dal fronte, fino alla progressiva 10330 m il supporto è installato a distanza di 5 m, in seguito, dati gli spostamenti di lieve entità, l'installazione avviene a 30 m dal fronte. Le informazioni riguardanti il supporto, sono disponibili fino alla progressiva 10351 m, pertanto, si

assume che oltre tale profondità si continui ad avanzare per slot di 0,75 m posti a 30 m dal fronte (Figura 5.22).

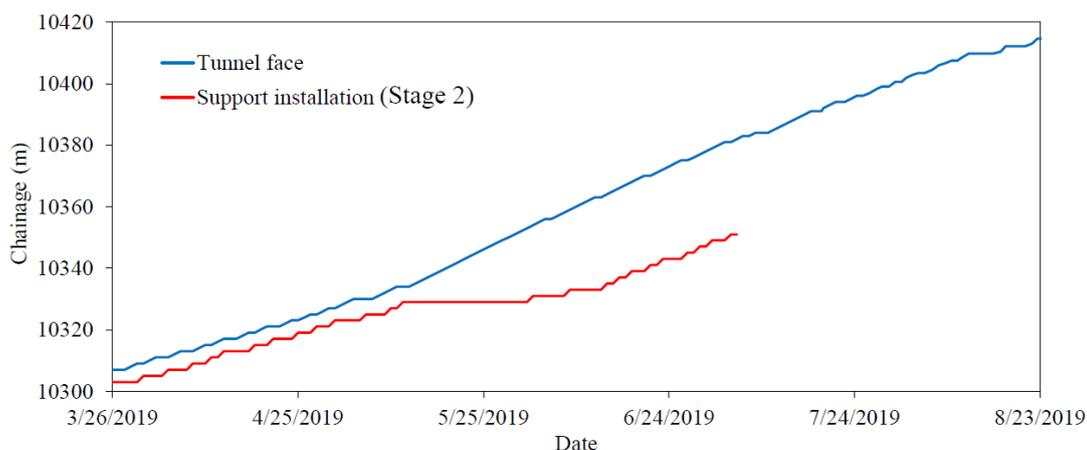


Figura 5.22 Avanzamento del fronte e installazione del supporto per la sezione SMP4-RPS

Sulla base di quanto esposto, l'intero processo di scavo è diviso in 128 step corrispondenti a 128 giorni. L'installazione completa del supporto, invece si ha dopo altri 40 giorni per un totale di 168 giorni. Oltre tale termine si continua a monitorare l'andamento della convergenza per circa 300 giorni.

Come precedentemente descritto, l'analisi si concentra sulla sezione posta alla progressiva 10344 m verificando la corrispondenza tra i risultati numerici e i dati di convergenza provenienti dal monitoraggio in sito⁸.

Sulle pareti della galleria sono installati cinque target le cui posizioni sono mostrate in Figura 5.23.

⁸ L'installazione dei prismi ottici sul contorno del cavo avviene quando il fronte è a distanza di circa 2 m dalla sezione in esame ovvero al giorno 312 della simulazione.

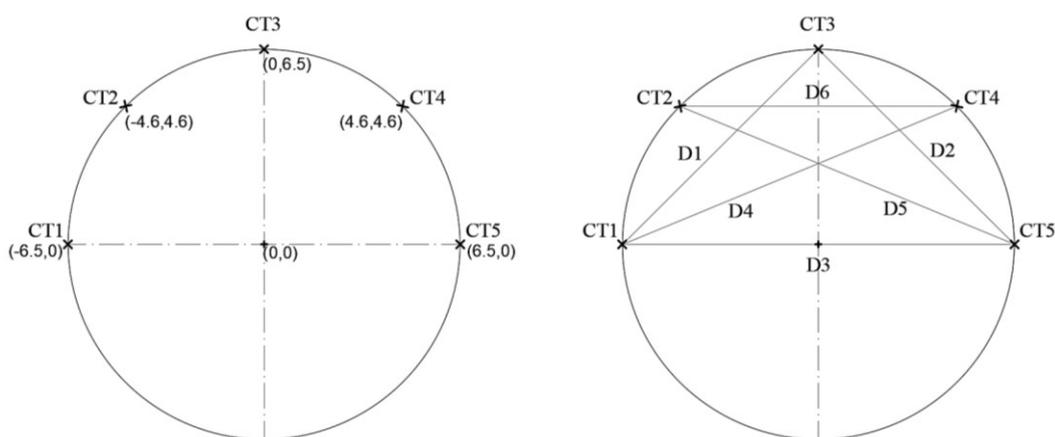


Figura 5.23 Posizione dei prismi ottici per il monitoraggio e denominazione delle corde

A questo punto, i risultati ottenuti dall'analisi numerica sono stati confrontati con i dati disponibili e relativi agli accorciamenti delle corde nella sezione in esame (Figura 5.24, Figura 5.25, Figura 5.26, Figura 5.27).

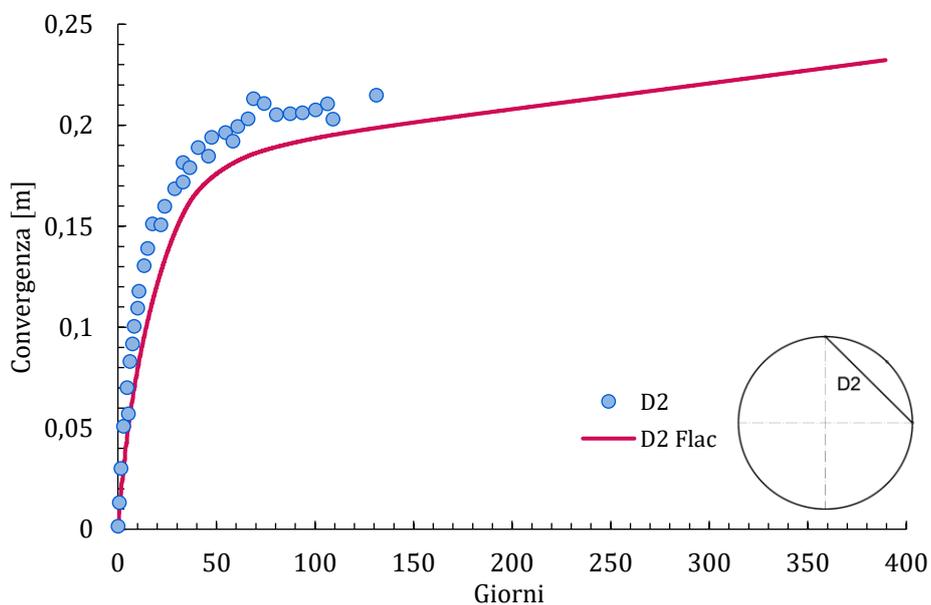


Figura 5.24 Confronto dati di monitoraggio e risultati numerici - corda D2

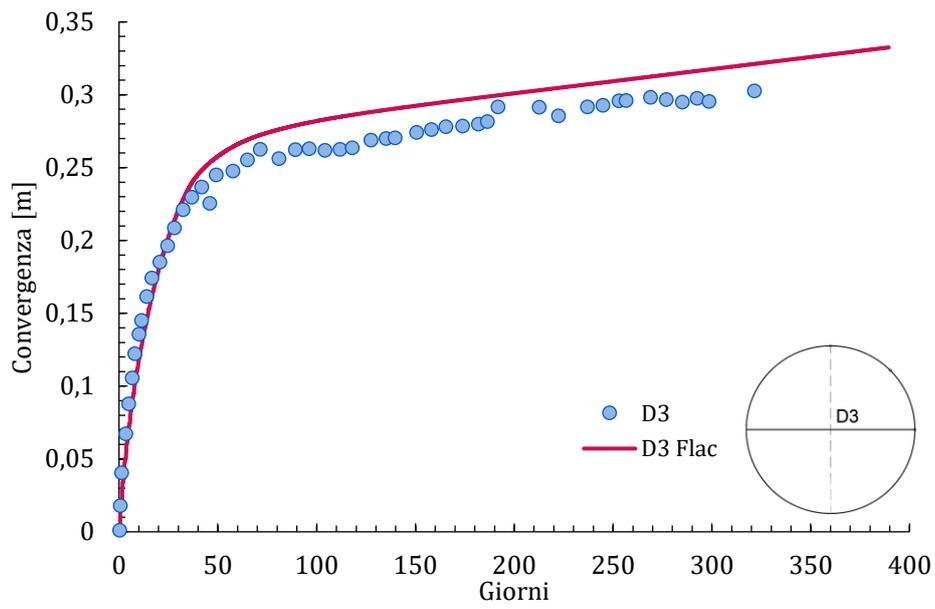


Figura 5.25 Confronto dati di monitoraggio e risultati numerici - corda D3

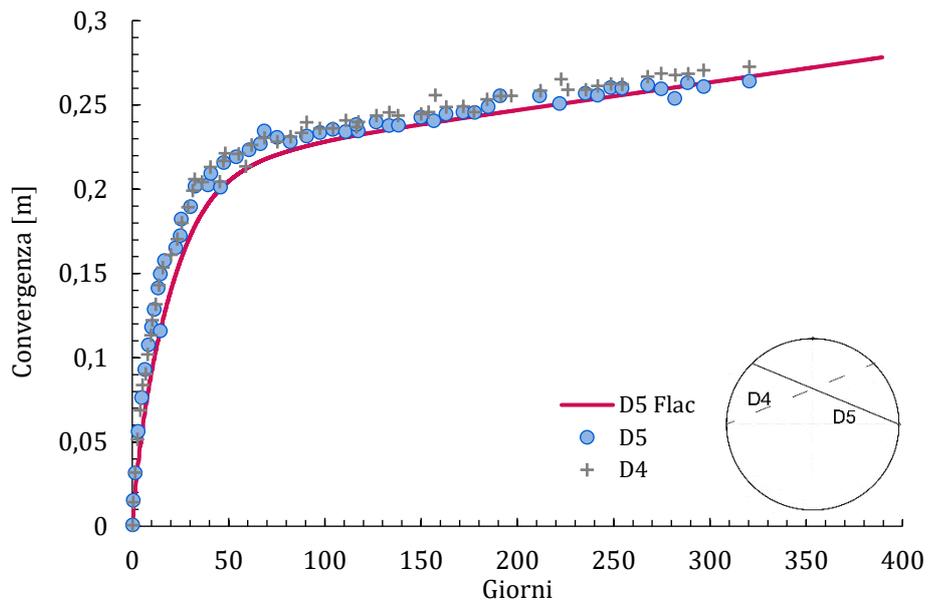


Figura 5.26 Confronto dati di monitoraggio e risultati numerici - corda D5

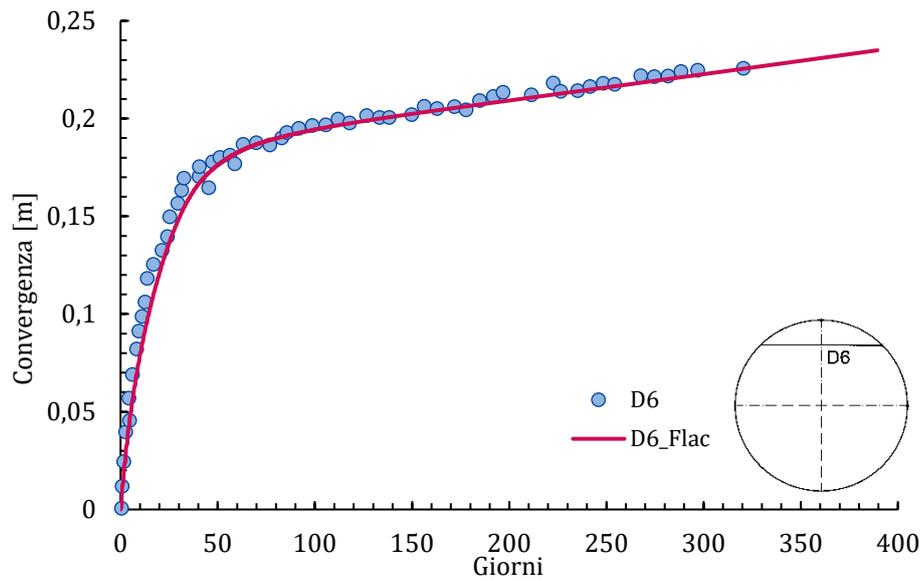


Figura 5.27 Confronto dati di monitoraggio e risultati numerici - corda D6

Dai risultati mostrati nei grafici precedenti, si evince che il modello è in grado di riprodurre in maniera appropriata i dati reali di convergenza.

In particolare, i valori di convergenza relativi alle corde D5 e D6 sono ben rappresentati dai risultati numerici. Di contro, la corda D2 è leggermente sottostimata dall'analisi numerica mentre la corda D3 è leggermente sovrastimata.

La discrepanza tra dati di monitoraggio e risultati numerici, tuttavia, costituisce un errore trascurabile in quanto la differenza tra i valori è ridotta e pari a circa all'8% nel caso della corda D3 e il 7% per la corda D2.

Capitolo 6

CONCLUSIONI

Oggetto della tesi è stato lo studio del comportamento spingente degli ammassi rocciosi anche grazie alla modellazione numerica tridimensionale. Lo studio, in particolare, si fonda sulle problematiche riscontrate durante lo scavo della galleria sita in Saint Martin la Porte facente parte del progetto per il collegamento ferroviario Torino-Lione. Le conoscenze acquisite durante lo scavo della galleria definita SMP2 hanno fatto sì che si disponesse di numerosi dati e report grazie ai quali è stato possibile prevedere la presenza di condizioni difficili anche nel sito di realizzazione della galleria geognostica SMP4.

Sebbene ad oggi non si sia ancora raggiunta la completa conoscenza del fenomeno di squeezing, gli approcci previsionali formulati nel passato forniscono una buona base di partenza per lo sviluppo di studi più approfonditi. Tutte le metodologie volte ad identificare il comportamento spingente vedono come punto di partenza la caratterizzazione della roccia in termini di resistenza, stato tensionale, litologia ecc.

Sulla base, dunque, di tali consapevolezza sono stati proposti diversi modelli costitutivi atti a simulare – per quanto possibile – lo sviluppo delle deformazioni nel tempo. Essi, tuttavia, non dispongono di soluzioni in forma chiusa per i problemi relativi allo scavo di gallerie pertanto sono da utilizzarsi grazie a software di modellazione numerica. Tra questi, nello specifico, ai fini della tesi, FLAC3D (Itasca) si è dimostrato adatto allo scopo poiché di default offre la possibilità di risolvere numerosi problemi in ambito geotecnico consentendo anche di rappresentare il fenomeno del creep sia tramite

impostazioni e modelli costitutivi di default sia tramite modelli *user-defined* che possono essere facilmente richiamati durante la modellazione.

La legge di comportamento scelta e già presente in FLAC è il modello elasto-viscoplastico (CVISC) la quale si mostra abbastanza precisa nella riproduzione dell'andamento delle convergenze in una sezione rappresentativa della galleria SMP4. In particolare, si è visto che confrontando i dati provenienti dal monitoraggio in sito con i risultati dell'analisi numerica la discrepanza è inferiore al 10%.

Per quanto riguarda l'implementazione di un modello costitutivo *user-defined* è stato adottato il modello SHELVIP (Stress Hardening ELastiv VIscous Plastic). I parametri costitutivi sono stati ottenuti grazie alla calibrazione numerica di una prova monoassiale di creep su un provino proveniente dal sito in esame sulla base degli studi sviluppati in passato da Debernardi (2008).

Sebbene non si disponesse di un elevato numero di prove di laboratorio, affidandosi ai valori caratteristici presenti in letteratura, è stato comunque possibile trovare dei risultati affidabili sia alla scala del provino che alla scala del sito. Tuttavia, studi ulteriori potranno essere realizzati, ad esempio, su un numero maggiore di provini prelevati da sezioni di galleria situate a progressive diverse. In tal modo, pertanto, è possibile non solo ottenere informazioni più precise sulle caratteristiche dell'ammasso roccioso ma si può anche tenere conto dell'eventuale eterogeneità della roccia consentendo così di rappresentare più accuratamente i valori di convergenza nelle diverse sezioni dello sviluppo della galleria.

Inoltre, per quanto riguarda le leggi di comportamento, risulterebbe molto utile individuare una correlazione tra i parametri costitutivi e le caratteristiche della roccia in quanto la calibrazione ai fini della modellazione numerica diverrebbe più agevole, precisa e controllabile.

BIBLIOGRAFIA

- Anagnostou G., Cantieni L. (2007) - *Design and analysis of yielding support in squeezing ground*. 11th ISRM Congress.
- Anagnostou, G., Kovàri, K. (2005) - *Tunnelling through geological fault zones*. Conference Paper, ETH Zurich.
- Aydan O., Akagi T., Kawamoto, T. (1993) - *The squeezing potential of rocks around tunnels; Theory and prediction*. Rock Mechanics and Rock Engineering, 26(2), pp. 137–163.
- Barla G. (2001) - *Tunnelling under squeezing rock conditions*. Eurosummer-School in Tunnel Mechanics, Innsbruck, 169–268, Logos Verlag Berlin.
- Barla G. (2005) - *Design analyses for tunnels in squeezing rock (Overview Lecture)*. The 11th International Conference of IACMAG, Torino, Italy.
- Barla G. (2011) - *Contributions to the understanding of time dependent behaviour in deep tunnels*. Geomechanics and Tunnelling.
- Barla G., Barla M. (2008) - *Innovative Tunnelling Construction Methods in Squeezing Rock*. What Future for the Infrastructure? Innovation & Sustainable Development pp.103-119.
- Barla G., Barla M., Bonini M., Debernardi D. (2007) - *Lessons learned during the excavation of the Saint Martin La Porte access gallery along the Lyon-Turin Base tunnel*. (Tech. Rep.).
- Barla G., Barla M., Bonini M., Debernardi D. (2014) - *Guidelines for TBM tunnelling in squeezing conditions – a case study*. Geotechnique Letters, 4(April-June), 83–87.
- Barla G., Bonini M., Debernardi D. (2010) - *Time Dependent Deformations in Squeezing Tunnels*. International Journal of Geoengineering Case Histories, 2(1), 40.
- Barla G., Bonini M., Semeraro M. (2011) - *Analysis of the behaviour of a yield-control support system in squeezing rock*. Tunnelling and Underground Space Technology, 26(1), 146–154.

- Barla G., Borgna S. (1999) - *Tunnelling in Squeezing Rock Conditions*. International Conference on Rock Engineering Techniques for Site Characterization, Bangalore, India, Volume: 1.
- Barla G., Debernardi D., Sterpi D. (2012) - *Time-dependent modeling of tunnels in squeezing conditions*. International Journal of geomechanics, 12(6), 697–710.
- Barla G., Pelizza S. (2000) - *TBM tunnelling in difficult ground conditions*. GeoEng2000 – International conference on geotechnical & geological engineering, Melbourne, Volume 1, pp. 1471–1489.
- Bonini M., Barla G. (2012) - *The Saint Martin La Porte access adit (Lyon-Turin Base Tunnel) revisited*. Tunnelling and Underground Space Technology, 30, pp. 38–54.
- Bonini M., Debernardi D., Barla M., Barla G. (2009) - *The mechanical behaviour of clay shales and implications on the design of tunnels*. Rock Mechanics and Rock Engineering, 42(2), pp. 361–388.
- Cantieni L., Anagnostou G., (2010). *On a Paradox of Elasto-Plastic Tunnel Analysis*. Rock Mechanics and Rock Engineering. 44. pp. 129-147.
- De La Fuente M. (2018) - Tunneling under squeezing conditions: Effect of the excavation method (PhD thesis). Université Paris-Est.
- Debernardi D. (2008) - *Viscoplastic behaviour and design of tunnels* (PhD thesis). Politecnico di Torino.
- Debernardi D., Barla G. (2009) - *New viscoplastic model for design analysis of tunnels in squeezing conditions*. Rock Mechanics and Rock Engineering, 42(2), pp. 259–288.
- Gioda G., Cividini A. (1996) - *Numerical methods for the analysis of tunnel performance in squeezing rocks*. Rock Mechanics and Rock Engineering, 29(4), pp. 171–193.
- Goel R.K. (2000) - *Tunnelling in squeezing ground conditions*. Rivista Italiana di Geotecnica, 1, pp. 35–40.
- Goel R.K., Jethwa J., Paithankar A. (1995) - *Tunnelling through the young Himalayas—a case history of the Maneri-Uttarkashi power tunnel*. Engineering Geology, 39(1-2), 31–44.
- Ghorbani M., Korosh S., Mostafa S., Masoudi R. (2020) - *A critical review on the developments of rock support systems in high stress ground conditions*. International Journal of Mining Science and Technology 30 (2020) pp. 555–572.
- Hoek E. (1998) - *Tunnel support in weak rock*. Symposium of sedimentary rock engineering. Taipei, Taiwan.
- Hoek E. (2001) - *Big tunnels in bad rock. 2000 Terzaghi Lecture*. ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 127. pp. 726-740.

- Itasca (2017) - *Fast lagrangian analysis of continua (FLAC3D v7.00)* [Computer software manual]. Itasca Consulting Group Inc., USA.
- Jethwa J., Singh B., Singh B. (1984) - *Estimation of ultimate rock pressure for tunnel linings under squeezing rock conditions—a new approach*. Design and performance of underground excavations: ISRM symposium—Cambridge, UK, 3–6 September 1984 (pp. 231–238).
- Kovári K. (1986) - Rock deformation problems when using full-facing cutting equipment in rock, part 2. *Tunnel*, 4(86), pp. 289–298.
- Kovári K., Staus J. (1996) - *Basic considerations on tunnelling in squeezing ground*. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 29(4), pp. 203–210.
- Liu Y. (2020) - Modeling of time-dependent and anisotropic behavior of highly squeezing ground Application to the Saint-Martin-la-Porte exploratory galleries of the Lyon-Turin link (PhD Thesis). Université Paris-Est.
- Liu Y., Sulem J., Subrin D., Humbert E. (2019) - *Anisotropic convergence of tunnels in squeezing ground: The case of Saint-Martin-la-Porte survey gallery*. *Tunnels and Underground Cities: Engineering and Innovation meet Archaeology, Architecture and Art*, pp.3940-3947.
- Liu Y., Sulem J., Subrin D., Tran-Manh H., Humbert E. (2021) - *Insights on squeezing behavior from Saint-Martin-la-Porte galleries*. IOP Conference Series: Earth and Environmental Science.
- Moritz B. (2011) - *Yielding elements – requirements, overview and comparison*. *Geomechanics and Tunnelling*.
- Nguyen-Minh D., Guo C. (1996) - *Recent progress in convergence confinement method*. ISRM international symposium-EUROCK 96. pp. 855–860.
- Paraskevopoulou C. (2016) - *Time-dependency of Rocks and Implications Associated with Tunnelling* (PhD Thesis). Queen’s University, Canada.
- Paraskevopoulou C., Diederichs M., (2018) - *Analysis of time-dependent deformation in tunnels using the Convergence-Confinement Method*. *Tunnelling and Underground Space Technology* Volume 71, January 2018, pp. 62-80.
- Ramoni M., Anagnostou G. (2008) - *TBM drives in squeezing ground – Shield-rock interaction*. Building underground for the future; AFTES International Congress, Monaco (October), pp. 163-172.
- Ramoni M., Anagnostou G., (2010) - *Tunnel boring machines under squeezing conditions*. *Tunnelling and Underground Space Technology*. 25. pp. 139-157.
- Russo G., Repetto L., Piraud J., Lavignerie R. (2009) - *Back-analysis of the extreme squeezing conditions in the exploratory adit to the Lyon-Turin base tunnel*. Proceedings of the 3rd CANUS Rock Mechanics Symposium. Toronto, Canada.

- Schubert W., (1996) - *Dealing with squeezing conditions in Alpine tunnels*. Rock Mech Rock Engng 29, pp. 145–153.
- Schubert W. (2008) - *Design of Ductile Tunnel Linings*. 42nd U.S. Rock Mechanics - 2nd U.S.-Canada Rock Mechanics Symposium.
- Schubert W., Radoncic N., (2015) - *Tunnelling in " squeezing " ground conditions – problems and solutions*. 13th ISRM Congress, Montreal, Canada.
- Schubert W. et al. (2017) - *Support aspects of tunnels in fault zones*. Geomechanics and Tunnelling. 10(4). pp. 342-352.
- Sterpi D., Gioda, G. (2009) - *Visco-Plastic behaviour around advancing tunnels in squeezing rock*. Rock Mechanics and Rock Engineering, 42(2), pp. 319–339.
- Sulem J., Panet M., Guenot A. (1987a) - *An analytical solution for time-dependent displacements in a circular tunnel*. International journal of rock mechanics and mining sciences & geomechanics abstracts, 24(3), pp. 155–164.
- Sulem J., Panet M., Guenot A. (1987b) - *Closure analysis in deep tunnels*. International journal of rock mechanics and mining sciences & geomechanics abstracts, 24(3), pp. 145–154.
- Swannell N., et al. (2016) - *Geotechnical risk management approach for TBM tunnelling in squeezing ground conditions*. Tunnelling and Underground Space Technology. 57.
- Thut A., Naterop D., Steiner P., Stolz M. (2006) - *Tunnelling in squeezing rock-yielding elements and face control*. 8th International Symposium on Tunnel Construction and Underground Structures, Ljubljana.
- Tran-Manh H., Sulem J., Subrin D., and Billiaux D. (2015) - *Anisotropic Time-Dependent Modeling of Tunnel Excavation in Squeezing Ground*. Rock Mechanics and Rock Engineering, 48(6), pp. 2301–2317.
- Tran-Manh H., Sulem J., Subrin D., (2016) - *Progressive degradation of rock properties and time-dependent behavior of deep tunnels*. Acta Geotechnica.
- Vu T. M., Sulem J., Subrin D., Monin N., Lascols J. (2013) - *Anisotropic closure in squeezing rocks: The example of Saint-Martin-La-Porte access gallery*. Rock Mechanics and Rock Engineering, 46(2), pp. 231–246.
- Zhang J.Z, Zhou X.P. (2017) - *Time-dependent jamming mechanism for Single-Shield TBM tunneling in squeezing rock*. Tunnelling and Underground Space Technology. 69. pp. 209-222.