

NODO STRADALE E AUTOSTRADALE DI GENOVA

Adeguamento del sistema

A7 – A10 – A12

PROGETTO DEFINITIVO

GALLERIE NATURALI

CODICE DI SCAVO AI FINI IDROGEOLOGICI

GALLERIE A OVEST DEL TORRENTE POLCEVERA
REALIZZATE CON SCAVO MECCANIZZATO

IL RESPONSABILE PROGETTAZIONE SPECIALISTICA Ing. Andrea Tanzi Ord. Ingg. Parma N.1154 RESPONSABILE UFFICIO TUN	IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE Ing. Orlando Mazza Ord. Ingg. Pavia N. 1496 RESPONSABILE AREA DI PROGETTO GENOVA	IL DIRETTORE TECNICO Ing. Maurizio Torresi Ord. Ingg. Milano N. 16492 RESPONSABILE DIREZIONE DTP
--	--	---

WBS	RIFERIMENTO ELABORATO							DATA: LUGLIO 2015	REVISIONE	
	DIRETTORIO			FILE					n.	data
—	codice	commessa	N.Prog.	unita'	ufficio	n. progressivo	Rev.	—		
—	1	1	0	7	1	2	0	5	STPTUN0502--	

 gruppo Atlantia	RESPONSABILE PROGETTO GENOVA Ing. Orlando Mazza Ord. Ingg. Pavia N. 1496	ELABORAZIONE GRAFICA A CURA DI :	
	CONSULENZA A CURA DI :	ELABORAZIONE PROGETTUALE A CURA DI :	IL RESPONSABILE UNITA' STP Ing. Andrea Tanzi O.I. Parma N.1154

	VISTO DEL COMMITTENTE  R.U.P. – Arch. Rossella Degni	VISTO DEL CONCEDENTE  Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI
--	---	---

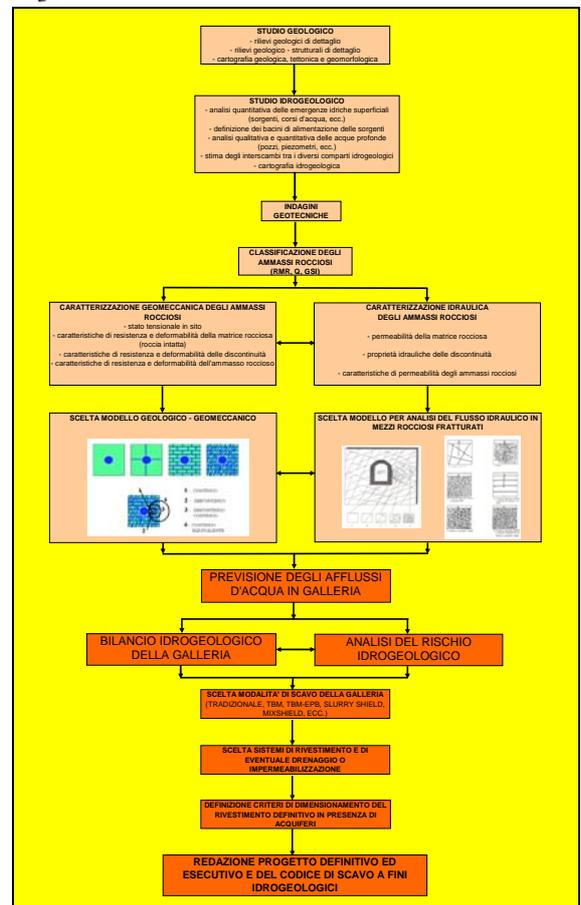
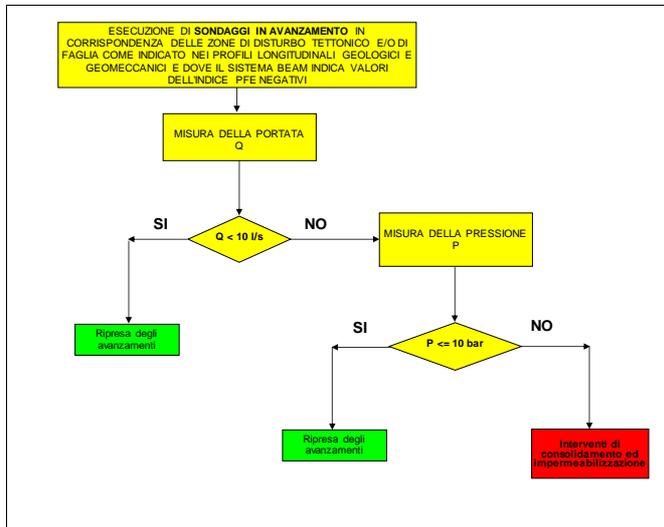
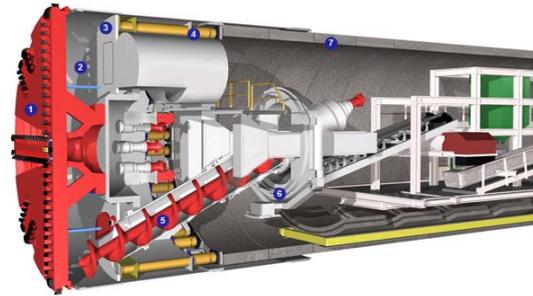
GRONDA DI PONENTE

RIQUALIFICAZIONE A10 E POTENZIAMENTO A7 E A12

GALLERIE AD OVEST DEL TORRENTE POLCEVERA

CON SCAVO MECCANIZZATO CON TBM

CODICE DI SCAVO A FINI IDROGEOLOGICI



INDICE

1. INTRODUZIONE	5
1.1 Oggetto e scopo	5
1.2 Il Codice di Scavo a fini idrogeologici	5
1.3 Documenti di riferimento	8
1.3.1 Elaborati progettuali	8
1.3.2 Normativa	11
1.3.3 Bibliografia	11
2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO ED IDROGEOLOGICO	14
2.1 Inquadramento geologico	14
2.2 Condizioni idrogeologiche	16
2.2.1 Caratterizzazione idraulica degli ammassi rocciosi	17
2.2.1.1 Prove di permeabilità Lugeon	17
2.2.1.2 Prove di permeabilità a carico idraulico variabile (slug test)	22
2.3 Profilo idrogeologico e carico piezometrico agente sul rivestimento definitivo	24
3. TECNOLOGIA ESECUTIVA E RIVESTIMENTO DELLE GALLERIE	30
4. INTERAZIONE FRA LE CONDIZIONI IDROGEOLOGICHE E L'AVANZAMENTO DELLE GALLERIE	37
5. CARICHI IDROSTATICI SUL RIVESTIMENTO DEFINITIVO	45
5.1 Generalità	45
5.2 Carichi piezometrici massimi	46
6. INDAGINI GEOTECNICHE DURANTE L'AVANZAMENTO DEL FRONTE DI SCAVO	52
6.1 Premessa	52
6.2 Indagini geofisiche con il sistema BEAM	52
6.3 Sondaggi in avanzamento	57
6.4 Acquisizione sistematica dei parametri operativi della macchina e dei dati di scavo	63
6.4.1 Premessa	63

6.4.2	<i>Parametri operativi della macchina e dati di scavo</i>	63
6.4.2.1	<i>Dati sulle caratteristiche dei terreni</i>	64
6.4.2.2	<i>Dati sulla produzione</i>	64
6.4.2.3	<i>Volumi di scavo e riempimento</i>	65
6.4.2.4	<i>Parametri della macchina</i>	65
6.4.2.5	<i>Parametri di pressione in camera di scavo</i>	66
6.4.2.6	<i>Grafici di controllo</i>	66
7.	<i>CRITERI DI INTERPRETAZIONE DELLE INDAGINI GEOTECNICHE</i>	69
7.1	<i>Indagini geofisiche con il sistema BEAM</i>	69
7.2	<i>Acquisizione sistematica dei parametri operativi della macchina e dei dati di scavo</i>	70
7.3	<i>Sondaggi in avanzamento</i>	70
7.4	<i>Criteri di interpretazione</i>	71
8.	<i>PROBLEMATICA DEL POSSIBILE ATTRAVERSAMENTO DI ACQUE SOLFUREE</i>	75
9.	<i>CONCLUSIONI</i>	77
<i>APPENDICE A – INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO AL CONTORNO DEL CAVO IN CONDIZIONI IDROGEOLOGICHE CRITICHE</i>		79
A.1	<i>Valutazione della pressione agente su un cilindro di roccia iniettata al contorno di una galleria di sezione circolare</i>	79
A.2	<i>Valutazione della resistenza a compressione e dello spessore del cilindro di roccia consolidata al contorno del profilo di scavo di una galleria circolare</i>	80
A.3	<i>Applicazione dei metodi alle gallerie della Gronda di Genova interessate dallo scavo con TBM</i>	82
A.4	<i>Conclusioni</i>	85
A.5	<i>Riferimenti bibliografici</i>	89

1. INTRODUZIONE

1.1 Oggetto e scopo

La presente relazione costituisce il Codice di Scavo a fini idrogeologici delle gallerie naturali, appartenenti al progetto della Gronda di Ponente, situate ad Ovest del torrente Polcevera per la cui realizzazione è previsto lo scavo meccanizzato con TBM.

Si tratta delle gallerie naturali, a doppia canna, Monterosso, Amandola e Borgonuovo, le cui lunghezze sono riepilogate nella seguente tabella 1.1. Analoga relazione è stata predisposta per le restanti gallerie naturali della Gronda di Ponente il cui scavo è previsto in tradizionale.

Tabella 1.1 – Gallerie naturali ad ovest del torrente Polcevera realizzate con TBM (Tunnelling Boring Machine)

Ubicazione	Galleria	Lunghezza (m)	Metodo di scavo
Polcevera Ovest	Monterosso Ovest	6106.4	meccanizzato
	Monterosso Est	6059.5	meccanizzato
	Amandola Ovest	5938.7	meccanizzato
	Amandola Est	5926.2	meccanizzato
Interconnessione di Voltri	Borgonuovo ovest	2021.3	meccanizzato
	Borgonuovo Est	2092.3	meccanizzato

1.2 Il Codice di Scavo a fini idrogeologici

La necessità di predisporre un documento progettuale relativo ad un Codice di esecuzione dei lavori di scavo in galleria, si è manifestata in tutta la sua urgenza negli anni novanta, durante la progettazione e la costruzione delle gallerie per l'attraversamento appenninico tra Bologna e Firenze relative alla nuova linea ferroviaria ad alta velocità/capacità Milano – Roma – Napoli, il cui tracciato di circa 78.5 km di lunghezza si sviluppa per il 90 % in sotterraneo, attraverso formazioni geologiche assai complesse ed eterogenee. Tale codice deve infatti evidenziare tutti i possibili fenomeni di impatto che la realizzazione di gallerie e di opere in sotterraneo in genere può provocare sull'assetto idrogeologico, suggerendo e predisponendo misure efficaci per mitigare i possibili impatti sulle risorse idriche, considerando al tempo stesso la sicurezza dell'opera, le esigenze operative dei cantieri e la sicurezza dei lavoratori.

In tale occasione si istituì infatti un apposito gruppo di lavoro dedicato alle problematiche idrogeologiche, il cui certissimo lavoro di confronto e costante verifica tra le previsioni progettuali e le risultanze di monitoraggio emerse durante il corso degli scavi, sia in galleria sia in superficie, consentì di

calibrare i Codici di Scavo già predisposti in sede di progetto esecutivo per ciascuna galleria, aggiornandoli e finalizzandoli alle problematiche idrogeologiche.

Più recentemente, tale lavoro è stato ripreso per la realizzazione delle nuove gallerie autostradali della Variante di Valico dell'autostrada A1, avvalendosi dell'importante contributo degli Enti e delle Autorità, tra cui il Ministero dell'Ambiente e della Tutela del Territorio e del Mare, che hanno fornito il loro parere basato su una vera e propria condivisione dell'impostazione e dei contenuti dei Codici di Scavo.

Il progetto e la costruzione di opere in sotterraneo devono essere finalizzati a ridurre il più possibile i rischi di impatto ambientale dovuti all'abbassamento della superficie di falda (o alla riduzione della pressione dell'acqua nel caso di acquiferi confinati) a seguito dell'azione di drenaggio esercitata dalla galleria durante lo scavo e in esercizio.

A questo scopo, assume un'importanza fondamentale disporre in fase costruttiva di un documento che riepiloghi tutte le fasi progettuali che hanno portato al progetto della galleria e indichi in dettaglio le procedure da adottare per lo scavo e la costruzione dell'opera.

Tale documento, detto "Codice di Scavo", dopo aver descritto il tracciato delle gallerie e le condizioni geologiche e idrogeologiche presenti, si articola secondo i seguenti punti fondamentali:

- (1) esposizione dei risultati dell'analisi del rischio idrogeologico relativo agli scavi;
- (2) previsione dei probabili afflussi d'acqua in galleria nell'eventualità che non siano realizzati specifici interventi di consolidamento ed impermeabilizzazione per ridurre il drenaggio del cavo;
- (3) previsione, sulla base delle probabili portate di acqua drenata dalla galleria, degli impatti sull'ambiente circostante, mediante un vero e proprio bilancio idrogeologico;
- (4) elaborazione, sulla base del bilancio idrogeologico, dei criteri da seguire per la realizzazione di eventuali interventi di impermeabilizzazione in galleria mediante iniezioni cementizie o mediante l'adozione di TBM a fronte chiuso;
- (5) definizione, sulla base dei punti precedenti, delle modalità di scavo e delle sezioni tipo di impermeabilizzazione e drenaggio, con riferimento anche alla gestione delle acque drenate durante lo scavo, all'eventuale impianto di trattamento delle stesse, ai controlli e al tipo di monitoraggio da predisporre e operare all'interno e all'esterno della galleria.

I primi tre punti consentono, una volta noto il quadro idrogeologico di riferimento sulla base delle indagini e dei rilievi condotti (fase conoscitiva), di valutare gli afflussi d'acqua in galleria e i relativi impatti sull'ambiente circostante in assenza di interventi (fase di diagnosi), mentre i successivi due punti permettono di definire le azioni di impermeabilizzazione o di compensazione da adottare in progetto (fase di terapia) e i controlli da condurre in corso d'opera (fase di costruzione e di monitoraggio).

L'approccio adottato per la predisposizione del presente Codice di Scavo a fini idrogeologici è riepilogato nella seguente figura 1.1.

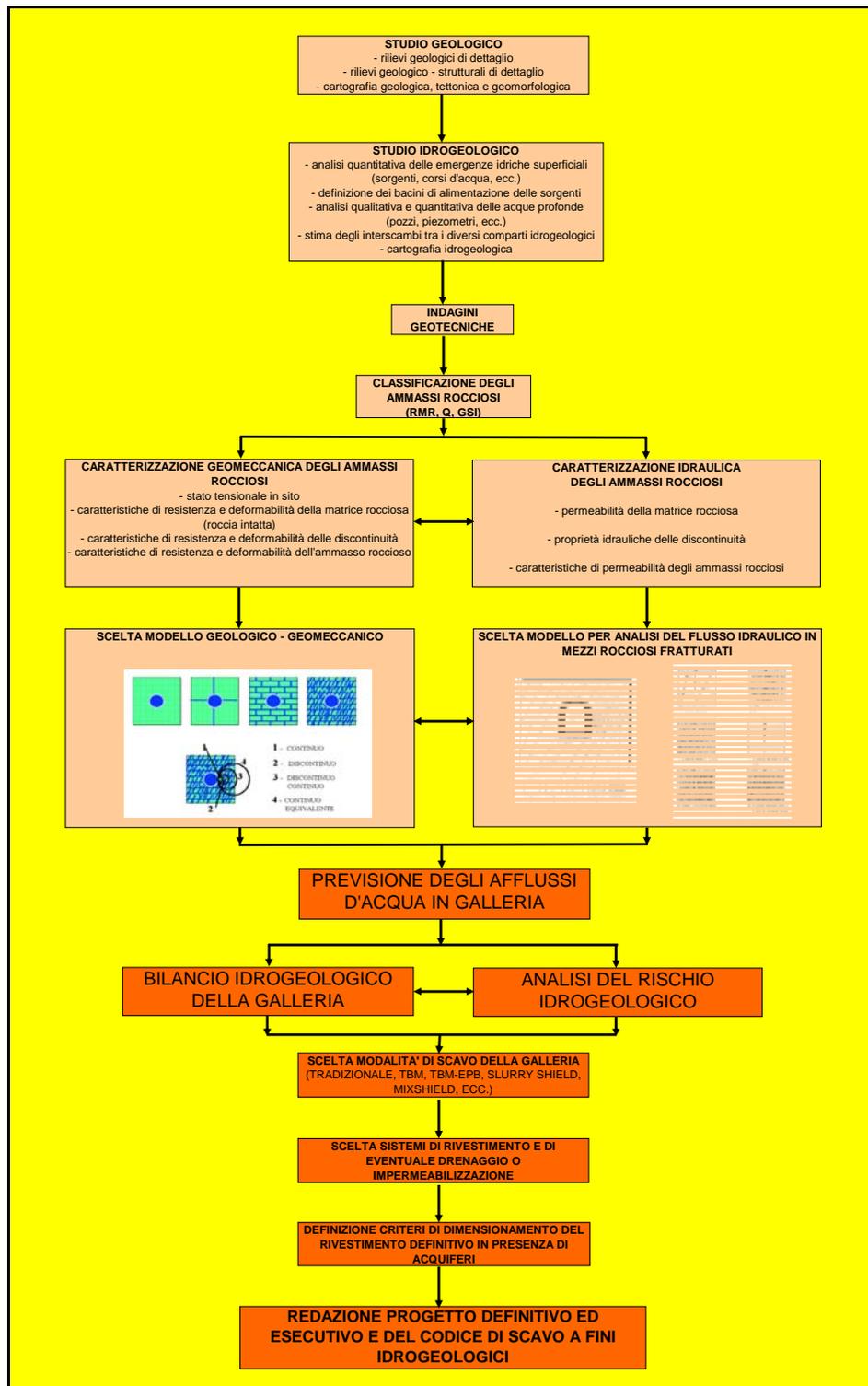


Figura 1.1 – Approccio metodologico adottato per la progettazione e costruzione delle gallerie naturali della Gronda di Ponente di Genova, relativamente alla predisposizione dei Codici di Scavo a fini idrogeologici.

1.3 Documenti di riferimento

1.3.1 Elaborati progettuali

Nelle seguenti tabelle, 1.2÷1.5, sono riepilogati gli elaborati progettuali la cui conoscenza e consultazione è di fondamentale importanza per la piena comprensione del presente documento relativo al Codice di Scavo a fini idrogeologici.

Infatti, gli studi geologici, idrogeologici e geomeccanici hanno portato a definire, per ogni galleria, le soluzioni progettuali più idonee per garantire:

1. l'avanzamento degli scavi in sicurezza, nel pieno rispetto dei tempi e dei costi indicati dal progetto Definitivo;
2. l'adozione di modalità di controllo e di monitoraggio in corso d'opera e di criteri di interpretazione che siano in grado, in accordo anche al metodo osservazionale indicato dall'attuale normativa (paragrafo 6.7 delle NTC 2008), di evitare e/o limitare il più possibile ogni eventuale impatto sugli acquiferi presenti.

A quest'ultimo riguardo si vuole evidenziare come la metodologia di realizzazione delle gallerie in oggetto con l'ausilio di TBM e con il sistema di scavo a contropressione di terra EPB (Earth Pressure Balance) rappresenta la scelta tecnologica attualmente più innovativa e avanzata. Le TBM-EPB che saranno utilizzate per gli scavi di tali gallerie costituiranno, inoltre, un vero e proprio stato dell'arte consentendo di raggiungere una contropressione nella camera di scavo di ben 8 bar e di attrezzare sia la testa di scavo sia lo scudo, della lunghezza di 12 m, per eseguire delle perforazioni ed iniezioni di consolidamento e impermeabilizzazione al contorno del cavo.

Infine, si ricorda l'importanza fondamentale della consultazione del documento **“Linee guida per la progettazione delle gallerie naturali della Gronda di Genova”** (elaborato n. TUN-0001, come mostrato nella seguente tabella 1.5), con particolare riferimento al capitolo 10 sull'analisi degli effetti dello scavo sull'ambiente circostante.

In tale documento viene chiaramente descritto il complesso iter progettuale adottato per la progettazione delle opere in sotterraneo che comprende:

- fase conoscitiva, basata sull'acquisizione, elaborazione e interpretazione di tutte le risultanze delle indagini esperite sul territorio e sui corpi geologici interessati dalla realizzazione delle opere in sotterraneo;
- fase di diagnosi, in cui il progettista sulla base degli elementi raccolti formula previsioni sul comportamento deformativo della galleria (estrusione, preconvergenza e convergenza) in assenza d'interventi di stabilizzazione, per giungere a una suddivisione del tracciato sotterraneo in tratte a comportamento deformativo omogeneo;

- fase di terapia in cui il progettista, a seguito delle previsioni fatte in fase di diagnosi sulla qualità, la localizzazione e l'entità dei fenomeni deformativi che potrebbero prodursi durante l'avanzamento degli scavi in galleria, compie le scelte operative necessarie, in termini di sistemi, cadenze, fasi di scavo, strumenti di stabilizzazione e di bilanciamento degli stessi tra il nucleo – fronte e il perimetro del cavo per conseguire la stabilità degli scavi e delle eventuali preesistenze limitrofe, attraverso la formazione dell'effetto arco vicino alle pareti dello scavo e l'industrializzazione delle produzioni, compatibilmente con l'esigenza di operare nel pieno rispetto dell'ambiente, attraverso un'attenta progettazione delle modalità con cui sarà condotto l'avanzamento ed eseguita la messa in opera degli eventuali interventi di stabilizzazione, di consolidamento ed impermeabilizzazione dell'ammasso roccioso al contorno del cavo.

Tabella 1.2 – Progetto Definitivo, elaborati di riferimento per la geologia.

Codice dell'elaborato	Rev.	Titolo dell'elaborato
GEOLOGIA		
GEO 001		Relazione geologica e idrogeologica generale
GEO 002		Carta geologica - Tavola 1
GEO 003		Carta geologica - Tavola 2
GEO 004		Carta geologica - Tavola 3
GEO 005	1	Carta geologica - Tavola 4
GEO 006		Carta geologica - Tavola 5
GEO 007		Carta geologica - Tavola 6
GEO 008		Carta geologica - Tavola 7
GEO 009		Carta geologica - Tavola 8
GEO 010		Profilo geologico - Gronda di Ponente - Tavola 1
GEO 011		Profilo geologico - Gronda di Ponente - Tavola 2
GEO 012		Profili geologici - Interconnessione di Vesima
GEO 013		Profili geologici - Interconnessione di Voltri
GEO 014		Profilo geologico - Potenziamento A7
GEO 015		Profilo geologico - Potenziamento A12
GEO 016		Profili geologici - Interconnessione di Bolzaneto
GEO 017		Profili geologici - Interconnessione A7-A12
GEO 018		Profili geologici - Interconnessione Genova Est
GEO 019		Profili geologici - Interconnessione Genova Ovst
GEO 036		Planimetria di ubicazione delle indagini - Tavola 1
GEO 037		Planimetria di ubicazione delle indagini - Tavola 2
GEO 038		Planimetria di ubicazione delle indagini - Tavola 3
GEO 039	1	Planimetria di ubicazione delle indagini - Tavola 4
GEO 040		Planimetria di ubicazione delle indagini - Tavola 5
GEO 041		Planimetria di ubicazione delle indagini - Tavola 6
GEO 042		Planimetria di ubicazione delle indagini - Tavola 7
GEO 043		Planimetria di ubicazione delle indagini - Tavola 8
GEO 044		Planimetria di ubicazione delle indagini e sezione interpretativa - Canale di calma

Tabella 1.3 – Progetto Definitivo, elaborati di riferimento per l'idrogeologia.

Codice dell'elaborato	Rev.	Titolo dell'elaborato
IDROGEOLOGIA		
GEO 150		Carta dei complessi idrogeologici - Tavola 1
GEO 151		Carta dei complessi idrogeologici - Tavola 2
GEO 152		Carta dei complessi idrogeologici - Tavola 3
GEO 153	1	Carta dei complessi idrogeologici - Tavola 4
GEO 154		Carta dei complessi idrogeologici - Tavola 5
GEO 155		Carta dei complessi idrogeologici - Tavola 6
GEO 156		Carta dei complessi idrogeologici - Tavola 7
GEO 157		Carta dei complessi idrogeologici - Tavola 8
GEO 158		Profilo idrogeologico - Gronda di Ponente - Tavola 1
GEO 159		Profilo idrogeologico - Gronda di Ponente - Tavola 2
GEO 160		Profilo idrogeologico - Potenziamento A7
GEO 161		Profilo idrogeologico - Potenziamento A12

Tabella 1.4 – Progetto Definitivo, elaborati di riferimento per l'idrologia sotterranea.

Codice dell'elaborato	Rev.	Titolo dell'elaborato
IDROLOGIA SOTTERRANEA		
IDR 0301	2	Relazione
IDR 0302	2	Censimento bibliografico dei punti d'acqua - Planimetria
IDR 0303	2	Censimento e caratterizzazione diretta dei punti d'acqua - Planimetria
IDR 0304	2	Portate di magra delle sorgenti censite - Planimetria
IDR 0305	2	Indice di probabilità relativa di interferenza per le sorgenti censite - Planimetria
IDR 0306	2	Utilizzo e valore strategico delle sorgenti e dei pozzi censiti - Planimetria
IDR 0307	2	Indice di rischio per le sorgenti e i pozzi censiti ($R = H \times V$) - Planimetria
IDR 0309	1	Profilo idrogeologico longitudinale settore Ovest torrente Polcevera
IDR 0310	1	Profilo idrogeologico longitudinale settore Est torrente Polcevera - Tav.1
IDR 0311	1	Profilo idrogeologico longitudinale settore Est torrente Polcevera - Tav.2

Tabella 1.5 – Progetto Definitivo, elaborati di riferimento per le gallerie naturali ad ovest del torrente Polcevera.

Codice dell'elaborato	Rev.	Titolo dell'elaborato
GALLERIE NATURALI		
Elaborati generali		
TUN 0001		Linee guida per la progettazione delle gallerie naturali della Gronda di Genova
TUN 0002		Relazione tecnica generale sulle gallerie
TUN 0004	1	Relazione geomeccanica gallerie naturali ad ovest del torrente Polcevera (formazioni alpine)
TUN 0007	1	Relazione di calcolo gallerie scavate con TBM
TUN 0008		Relazione sul monitoraggio delle gallerie naturali
TUN 0010		Galleria realizzate con TBM - Monitoraggio in corso d'opera ed in esercizio
Profili geomeccanici e di monitoraggio		
TUN 0101		Galleria Borgonuovo - Profilo geomeccanico e di monitoraggio
TUN 0106		Galleria Amandola - Profilo geomeccanico e di monitoraggio (Tav. 1/3)
TUN 0107		Galleria Amandola - Profilo geomeccanico e di monitoraggio (Tav. 2/3)
TUN 0108		Galleria Amandola - Profilo geomeccanico e di monitoraggio (Tav. 3/3)
TUN 0109		Galleria Monterosso - Profilo geomeccanico e di monitoraggio (Tav. 1/3)
TUN 0110	1	Galleria Monterosso - Profilo geomeccanico e di monitoraggio (Tav. 2/3)
TUN 0111		Galleria Monterosso - Profilo geomeccanico e di monitoraggio (Tav. 3/3)
TUN 0128		Galleria di sicurezza Genova Ovest - Genova Est - Profilo geomeccanico e di monitoraggio (Tav. 1/2)
TUN 0129		Galleria di sicurezza Genova Ovest - Genova Est - Profilo geomeccanico e di monitoraggio (Tav. 2/2)

1.3.2 Normativa

- Decreto Ministeriale 14 Gennaio 2008. “Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni”. G.U. 4 Febbraio 2008.
- Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici “Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al decreto ministeriale 14 Gennaio 2008 G.U. 26 febbraio 2009.
- Decreto Ministeriale 11 Marzo 1988. “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”. G.U. n. 127 del 1° Giugno 1988.
- UNI EN 1997-1:2005 – Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: regole generali

1.3.3 Bibliografia

- Bear J (1972). Dynamics of Fluids in Porous Media. Elsevier, New York.
- Carlsson, A., Olsson, T. (1992). The analysis of fractures, stress and water flow for rock engineering projects. Comprehensive Rock Engineering, 2:17. Pergamon Press.
- Cesano D., Olofsson B., Bagtzoglou (2000). Parameters regulating ground – water inflows into hard rock tunnels-a statistical study of the Dolmen tunnel in southern Sweden. Tunnelling and underground Space Technology, V. 15/2, p. 153-165.
- Civita M, De Maio M, Fiorucci A, Pizzo S, Vigna B (2002). Le opere in sotterraneo e il rapporto con l’ambiente: problematiche idrogeologiche. Meccanica e Ingegneria delle Rocce, Torino.
- Coli, M., Pinzani A. (2013). Tunnelling and Hydrogeological Issues: A Short Review of the Current State of the Art.
- Cravero, M. Fidelibus C., Cammarata G. (2002). Caratterizzazione idraulica degli ammassi rocciosi. Meccanica e Ingegneria delle Rocce, Torino.
- Daw G.P., Scott R.A. (1983). Hydrological testing for deep shafts and tunnels. Int. Symp. Soil and Rock Investigations by in Situ Testing, 1, 391-396, Paris.
- Dematteis A, Kalamaras G, Eusebio A (2001). A systems approach for evaluating springs drawdown due to tunnelling. World Tunnel Congress AITES-ITA 2001 1:257–264.
- Fidelibus C., Barla G., Cravero M. (1994). Approccio metodologico all’analisi del flusso idraulico in mezzi rocciosi fratturati (Parte I e II). Consiglio Nazionale delle Ricerche, Convegno sul tema “Il ruolo dei fluidi nei problemi di ingegneria geotecnica”. Mondovì (Cuneo), 6-7 settembre 1994.
- Fidelibus C. (1996). Un metodo numerico per la previsione del regime di flusso idraulico in ammassi rocciosi con discontinuità. Tesi di Dottorato, Politecnico di Torino, Italia.

- Franciss F. O. (1994). Weak Rock Tunnelling. Balkema.
- Gale, J.E. and Raven, K. G. (1980). Effects of sample size on the stress – permeability relationship for natural fractures. Swedish-American Cooperative Program on Radioactive Waste Storage in Mines Caverns in Crystalline Rocks, SAC-48.
- Harrison J. P. (2002). Discontinuum characterisation and modelling of groundwater flow. IX Ciclo di Conferenze di Meccanica e Ingegneria delle Rocce, Novembre 2002.
- Heuer, R.E. (1995). Estimating rock-tunnel water inflow. Proceeding of the Rapid Excavation and Tunneling Conference, June 18-21, 1995.41.
- Indraratna B., Ranjith P. (2001). Hydromechanical Aspects and Unsaturated Flow in Jointed Rock. A. A. Balkema Publishers.
- ISRM (1988). List of computer programs in rock mechanics. Int. J. Rock Mech. Min. Sci.Geomech. Abstr., 25(4): 183-252.
- Lee CH, Farmer I (1993). Fluid flow in discontinuous rocks. Chapman & Hall, New York.
- Long, J.C.S. e Witherspoon P.A. (1985). The relationship of the degree of interconnectivity to permeability of fracture networks. J. Geophysical Res., 90(B4): 3087-3098.
- Lunardi P. (2006). Progetto e costruzione di gallerie. Analisi delle deformazioni controllate nelle rocce e nei suoli (ADECO-RS). Hoepli.
- Maidl B., Herrenknecht M., Maidl U., Wehrmeyer G. (2012). Mechanised Shield Tunnelling. Wiley-Blackwell, Ernst & Sohn.
- Ribacchi R., Graziani A., Boldini D. (2002). Le opere in sotterraneo e il rapporto con l’ambiente. IX Ciclo di Conferenze di Meccanica e Ingegneria delle Rocce. Torino 26-27 novembre.
- Scesi L. (1993). Circolazione idrica in ammassi rocciosi cristallini e opere in sotterraneo. Le Strade marzo-aprile.
- Scesi L, Papini M, Gattinoni P (2006). Geologia Applicata. Il rilevamento geologico-tecnico. Casa Editrice Ambrosiana, Milano
- Scesi L. Saibene L. (1989). Verifica sperimentale della validità del rilevamento geologico strutturale per fini applicativi. Le Strade – anno XCI, n.1262, Casa Editrice La Fiaccola (Milano).
- Snow D.T. (1969b). The frequency and apertures of fractured rock. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Vol. 6(4): 23-40.
- Snow D.T. (1970). The frequency and apertures of fractured rock” – Int. J. Rock Mech. Min. Sci. n.7.
- Tanzini M. (2006). Gallerie: Aspetti geotecnici nella progettazione e costruzione, Seconda Edizione, Casa Editrice Dario Flaccovio.

- Tanzini M. (2008). Scavo meccanizzato: opere sotterranee e gallerie. Casa Editrice Dario Flaccovio.
- Tanzini M., M. Gatti (2013). Il Codice di Scavo a fini idrogeologici. Gallerie e Grandi Opere Sotterranee, n. 106.
- Vincenzi V., Piccinini L., Gargini A., Sapigni M. (2010). Parametric and numerical modelling tools to forecast hydrogeological impacts of a tunnel. Acqua mundi.
- Wittke, W. (2007). Stability analysis and design for mechanized tunnelling. Geotechnical Engineering in Research and Practice, Publication WBI-PRINT 6, Aachen.

2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO ED IDROGEOLOGICO

2.1 Inquadramento geologico

L'area, oggetto del presente Codice di Scavo, si inserisce in un settore di grande complessità strutturale, che tradizionalmente giustappone il dominio orogenico alpino a quello appenninico; in tale contesto, procedendo da ovest verso est, sono riconoscibili due settori con caratteristiche geologiche e strutturali peculiari:

- il Gruppo di Voltri
- la Zona Sestri Voltaggio

Sono inoltre presenti depositi tardo e post orogenici attribuibili al Bacino Terziario Ligure - Piemontese e depositi marini e continentali di differenti età che hanno in parte coperto le unità del substrato e colmato le paleovalli.

Il Gruppo di Voltri e la Zona Sestri - Voltaggio, sono separati da un lineamento strutturale diretto N-S, noto in bibliografia come “Linea Sestri Voltaggio”, alla quale viene fatto corrispondere il limite fisico tra Alpi ed Appennini. Tale lineamento tettonico è stato variamente interpretato in letteratura: come faglia trasforme, come thrust o come faglia estensionale. Attualmente è riconosciuta come parte di un complesso sistema.

La storia geologica di questo settore delle Alpi Liguri inizia nel Giurassico medio quando, in seguito all'apertura dell'Atlantico centrale ed alla deriva verso est della placca africana, si vennero a creare le condizioni per l'apertura di un bacino oceanico (bacino ligure - piemontese) compreso tra il paleocontinente europeo (avampaese) ed il paleocontinente africano (dominio insubrico) (figura 2.1). Successivamente, si instaurarono le condizioni che portarono all'orogenesi alpina, con la progressiva chiusura del bacino con la collisione tra i due paleocontinenti.

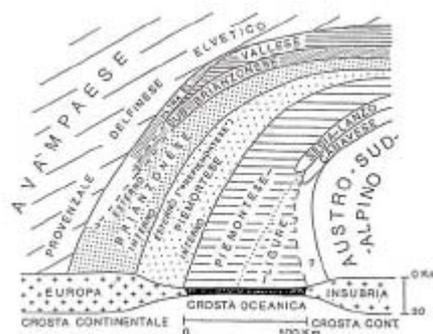


Figura 2.1 – Schema paleogeografico ipotetico durante il Giurassico medio superiore dall'esterno avampaese) all'interno (Austro-Sudalpino) (da: Guida geologica regionale “Alpi Liguri”, 1991)

Le principali fasi orogenetiche alpine si sono realizzate in quest'area tra i 90 ed i 40 milioni di anni fa (Cretaceo sup. - Eocene), determinando la deformazione sia dei depositi oceanici (per altro in gran parte subdotti), sia dei depositi continentali, prossimi alla zona di sutura, che risultano traslati verso l'avampese: ne consegue una struttura a falde di ricoprimento. Ognuna di queste falde costituisce tradizionalmente una unità tettonica o stratigrafico - strutturale la cui successione stratigrafica e la relativa posizione nell'edificio della catena testimoniano, pur con alcune incertezze, l'appartenenza ad un dato dominio paleogeografico.

Alla fine dell'Eocene le Alpi Liguri risultano ormai formate ed emerse (anche se ancora in sollevamento) e costituiscono la zona di alimentazione dei depositi postorogenici.

Tra l'Oligocene sup. ed il Miocene inf. viene a crearsi, nell'area a S, un braccio di mare (Mar Ligure) in conseguenza alla rotazione antioraria del Blocco Sardo-Corso mentre ad est è presente il Bacino Terziario Ligure - Piemontese (i cui depositi caratterizzano la zona delle Langhe ed affiorano solo sporadicamente nell'area in esame).

Il Messiniano rappresenta una cesura di primaria importanza dal punto di vista dell'evoluzione fisiografica del territorio, poiché l'abbassamento drastico del livello base dell'erosione ha "congelato", il reticolo idrografico preesistente. Le principali strutture vallive e le dorsali montuose si delineano in modo già simile all'attuale. Nel contesto delle unità recenti questo dato è significativo poiché tutti i depositi posteriori suturano una paleogeografia continentale complessa e morfologicamente matura, in cui gli assi vallivi corrispondono generalmente a quelli attuali e su cui la sedimentazione è funzione del tasso di sollevamento della catena e delle variazioni eustatiche del livello del mare. Si assiste quindi a eventi polifasici di erosione e deposizione all'interno delle valli.

Nell'area rilevata la linea di costa si presentava frastagliata, con valli in cui sfociavano i corsi d'acqua. L'ambiente prossimale è quindi caratterizzato da depositi fini schiettamente marini e da depositi grossolani derivati sia dagli apparati deltizi sia dal detrito di versante della costa alta.

Gruppo di Voltri

Le successioni appartenenti a questo Gruppo sono riferibili al dominio piemontese - ligure ovvero ad un bacino oceanico, costituito da originarie rocce intrusive ed effusive e da sedimenti di vario tipo depositi sopra le lave basaltiche; in letteratura sono state distinte al suo interno numerose Unità Tettonometamorfiche riconducibili tradizionalmente a due insiemi principali:

- Unità costituite prevalentemente da rocce metagabbriiche e serpentinitiche (Unità Beigua, Unità Ponzema, Unità S. Luca Colma).
- Unità costituite da prevalenti calcescisti e prasiniti (metabasiti), ma anche da subordinate rocce di origine mantellica quali serpentiniti e peridotiti (Unità Alpicella, Unità Ortiglieto, Unità Palmaro-Caffarella, Unità Voltri-Rossiglione).

Il grado metamorfico ha raggiunto la facies scisti blu (fino ad eclogiti per l'unità Voltri) con successiva retrocessione a scisti verdi.

L'evoluzione degli studi petrografico-strutturali, svolti in anni recenti, ha portato ad una diversa articolazione delle unità tettono-metamorfiche; in particolare l'Unità Tettonometamorfica Palmaro Caffarella verrebbe separata dall'Unità del Gruppo di Voltri in quanto le sue caratteristiche petrografiche indicherebbero una diversa evoluzione metamorfica. Nello studio geologico del presente progetto è stato deciso, comunque, di mantenere unite le due unità sopra citate in quanto gli elementi distintivi non sono identificabili in affioramento (necessitano di analisi in sezione sottile per identificare le paragenesi) e comunque le differenze non hanno di fatto ricadute sugli elementi utili ai fini progettuali.

Zona Sestri - Voltaggio

Interessa la dorsale montuosa che costituisce la parte alta del versante in destra idrografica della Val Polcevera e comprende Unità Tettonometamorfiche estremamente differenti per litologia e livello di metamorfismo:

- Unità del Monte Gazzo, costituita da dolomie e calcari triassici;
- Unità Cravasco - Voltaggio, costituita da serpentiniti, metabasalti, calcari e scisti filladici;
- Unità del M.Figogna, costituita da serpentiniti, metabasiti e argilloscisti, talora con livelli carbonatici e silicoclastici fini.

Il livello del metamorfismo è progressivamente decrescente passando dalle unità carbonatiche triassiche alle serie ofiolitiche delle ultime due unità tettonometamorfiche.

2.2 Condizioni idrogeologiche

Con riferimento alla zona interessata dalle gallerie, lo studio idrogeologico ha individuato diversi complessi idrogeologici. Negli elaborati grafici allegati allo studio idrogeologico relativi alla carta dei complessi idrogeologici sono stati pertanto distinti, sulla base della ricostruzione geologica di progetto, i settori di sub affioramento del substrato litologico dalle coperture (alluvionali o detritiche) potenti, queste ultime caratterizzate da differente permeabilità primaria per porosità. Relativamente ai litotipi del substrato, sono state distinte le seguenti unità:

- A - Unità sostanzialmente "omogenee", in cui la conducibilità idraulica dipende unicamente dal grado di fratturazione e dalla presenza e tipologia di materiali di intasamento, da frizione o alterazione delle pareti dei giunti. Fanno parte di questa categoria prevalentemente le unità metamorfiche costituite da metabasiti e ultramafiti, geneticamente connesse all'ambiente oceanico di mare profondo (Metagabbri - MG, Serpentiniti - RLO SNV SPF, Lherzoliti - LHP).
- B - Unità caratterizzate da una sostanziale variabilità litologica al proprio interno, in cui sono posti a contatto materiali a differente comportamento reologico da cui differente grado di fratturazione e conducibilità idraulica, con conseguente presenza di limiti di permeabilità

nell'ambito della medesima unità. Fanno parte di questa tipologia i complessi metasedimentari, prevalentemente in affioramento nel settore in destra del torrente Polcevera, e i litotipi flyschoidi in sinistra del Polcevera stesso.

- C - Unità con permeabilità mista per fratturazione e carsismo, condizione in cui ricadono unità costituite da litotipi carbonatici in cui è possibile sia lo sviluppo di vuoti in ambiente carsico (Calcari di Erzelli - ERZ, Dolomia di Monte Gazzo - MDG, Calcari della Serie di Gallareto-Lencisa SGL), sia litotipi flyshoidi (Calcari del Monte Antola - FAN) caratterizzate dallo sviluppo dei fenomeni carsici più limitati e localizzati, ed in cui la permeabilità per fratturazione può comunque risultare sostanzialmente incrementata da fenomeni chimico-dissolutivi.

2.2.1 Caratterizzazione idraulica degli ammassi rocciosi

2.2.1.1 Prove di permeabilità Lugeon

Nel corso della campagna geognostica 2010, per il Progetto Definitivo delle gallerie naturali situate ad ovest del torrente Polcevera, in tutti i sondaggi realizzati (tabella 2.1) sono state effettuate numerose prove di permeabilità Lugeon.

Tabella 2.1 – Sondaggi effettuati nella campagna geognostica 2010 per la progettazione delle gallerie naturali situate ad ovest del torrente Polcevera.

Sondaggio	Ubicazione	Lunghezza (m)
VB1	imbocco est gallerie Monterosso	35
VB7	galleria Monterosso	280
VB6	Galleria Monterosso	450
VB8	galleria Monterosso	205
VB10	galleria Monterosso	285
VB11	galleria Monterosso	195
VB12	galleria Monterosso	235
VB14	imbocco ovest galleria Monterosso	240 (suborizzontale)
VV1	Imbocco lato est galleria Amandola	350 (suborizzontale)
VV4	galleria Amandola	200
VV5	galleria Amandola	180
VV7	galleria Amandola	225
VV8	galleria Amandola	90
VV9	galleria Amandola	115
VV10	imbocco ovest galleria Amandola	50
VV16 (VV16bis / ter)	Imbocco lato Ovest galleria Voltri	35
R03	galleria Ciocia e Delle Grazie	95
RO1	galleria Delle Grazie	40
R02	galleria Delle Grazie	95
R04	Galleria Bric del Carmo	90

Sondaggio	Ubicazione	Lunghezza (m)
VV19	imbocco galleria Borgonuovo	70
VV20	galleria Borgonuovo	75
VV22	galleria Borgonuovo	210

Adottando il noto criterio proposto da Houlby (1976), sono state interpretate tutte le prove Lugeon effettuate nei sondaggi riepilogati nella precedente tabella 2.1. La seguente tabella 2.2 riepiloga per ciascuna prova di permeabilità Lugeon: (1) identificativo del sondaggio, (2) la profondità alla quale è stata condotta la prova, (3) la lunghezza del tratto di foro interessato dalla prova, (4) il tipo di roccia interessata dalla prova e, infine, il valore del coefficiente di permeabilità equivalente.

Sulla base dei valori di permeabilità ottenuti dall'interpretazione delle prove Lugeon, le figure 2.2÷2.5 riepilogano i valori di permeabilità delle prove Lugeon, per i 4 tipi di roccia che sono stati interessati dalle prove, ottenuti suddividendo i valori di permeabilità nelle seguenti sette classi:

1. $k \leq 1 \times 10^{-8}$ m/s;
2. $1 \times 10^{-8} < k < 3 \times 10^{-8}$ m/s;
3. $3 \times 10^{-8} < k < 1 \times 10^{-7}$ m/s;
4. $1 \times 10^{-7} < k < 3 \times 10^{-7}$ m/s;
5. $3 \times 10^{-7} < k < 1 \times 10^{-6}$ m/s;
6. $1 \times 10^{-6} < k < 3 \times 10^{-6}$ m/s;
7. $3 \times 10^{-6} < k < 1 \times 10^{-5}$ m/s.

Tabella 2.2 – Riepilogo risultati delle prove di permeabilità Lugeon.

RIEPILOGO RISULTATI PROVE DI PERMEABILITA' LUGION				
Sondaggio	Profondità della prova (m)	Lunghezza del tratto di foro interessato dalla prova (m)	Roccia	Coefficiente di permeabilità sulla base dell'interpretazione della prova proposta da Houlby (m/s)
VB11	70-73	3	quarzoscisti	1.70E-07
VB12	217-220	3	calcescisti	1.20E-09
VB12	232-235	3	calcescisti	2.00E-09
VB6	319-322	3	metabasalti	1.53E-07
VB6	378-381	3	metabasalti	9.14E-07
VB6	434-438	3	metabasalti	1.37E-07
VV5	153-156	3	serpentinite	3.07E-08
VV5	165-168	3	serpentinite	5.30E-08
VV8	67-70	3	serpentinite	3.90E-08
VV8	80-83	3	serpentinite	4.00E-08
VV22	181-186	5	serpentinite	9.00E-07
VV22	195-200	5	serpentinite	1.00E-06
VV4	42-45	3	serpentinite	1.00E-06
VV4	63-66	3	serpentinite	6.00E-07
VV4	152-155	3	serpentinite	6.20E-08
VB1	17-20	3	argiloscisti	1.35E-06
VB7	247-250	3	argiloscisti	2.70E-06
VB7	260-263	3	argiloscisti	3.26E-06
VB8	182-185	3	scisti filladici	4.66E-07
VB8	195-197	2	scisti filladici	1.06E-06
VB10	257-260	3	scisti carbonatici	4.86E-06
VB14	69-73	4	serpentinite	1.65E-07
VB14	139-143	4	serpentinite	8.20E-07
VB14	177-181	4	serpentinite	5.30E-07
VB14	223-227	4	serpentinite	5.60E-07
VV1	51-56	5	calcescisti	4.84E-08
VV1	96-101	5	calcescisti	5.11E-08
VV1	200-205	5	metabasite	6.16E-08
VV1	345-350	5	metabasite	7.90E-08
VV7	67-70	3	calcescisti	1.20E-07
VV9	64-70	6	calcescisti	6.34E-08
VV9	88-94	6	calcescisti	6.86E-08
VV10	38-41	3	calcescisti	1.04E-07
VV16	20-21.5	1.5	calcescisti	5.25E-07
VV16	33-34.4	1.4	serpentinite	5.51E-07
VV19	37.5-40.0	2.5	calcescisti	5.59E-07
VV19	56-58	2	calcescisti	5.18E-07
VV20	39-42	3	calcescisti	4.42E-07
VV20	62.20-63.6	1.4	serpentinite	5.87E-07
R01	33-34.75	1.75	calcescisti	4.50E-07
R03	39-41.9	2.9	calcescisti	4.31E-07
R04	60-62	2	calcescisti	5.37E-07
R04	76.5-78.0	1.5	calcescisti	7.42E-07

SINTESI RISULTATI PROVE DI PERMEABILITA' LUGEON NELLE SERPENTINITI

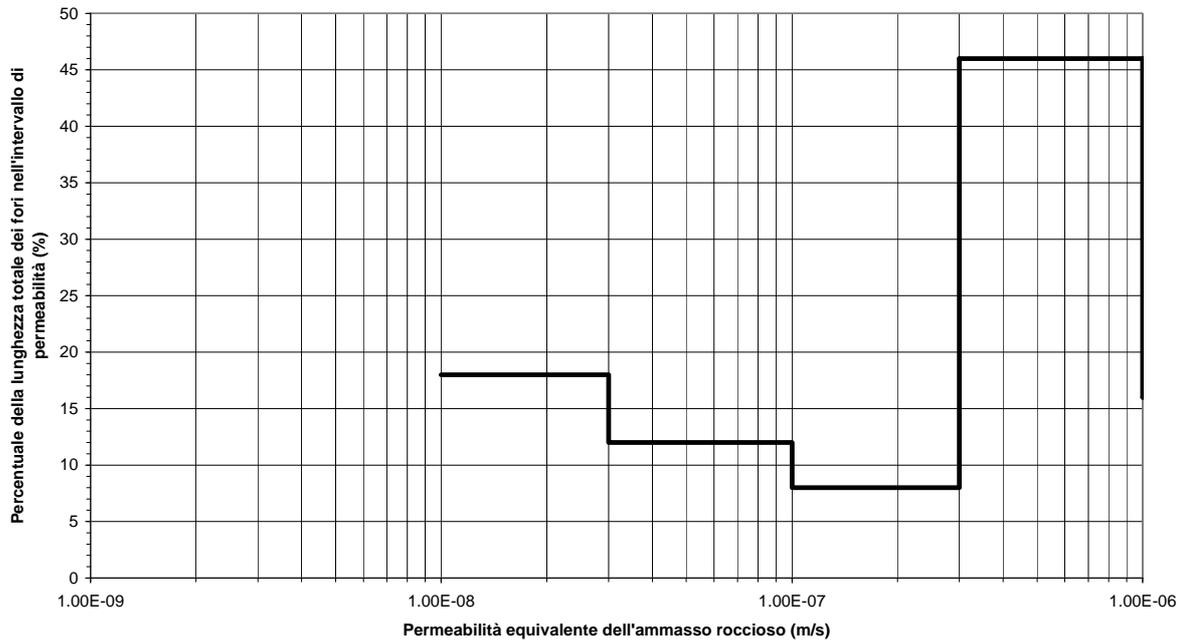


Figura 2.2– Riepilogo dei risultati di tutte le prove di permeabilità Lugeon eseguite nelle serpentiniti.

SINTESI RISULTATI PROVE DI PERMEABILITA' LUGEON NEI CALCESCISTI

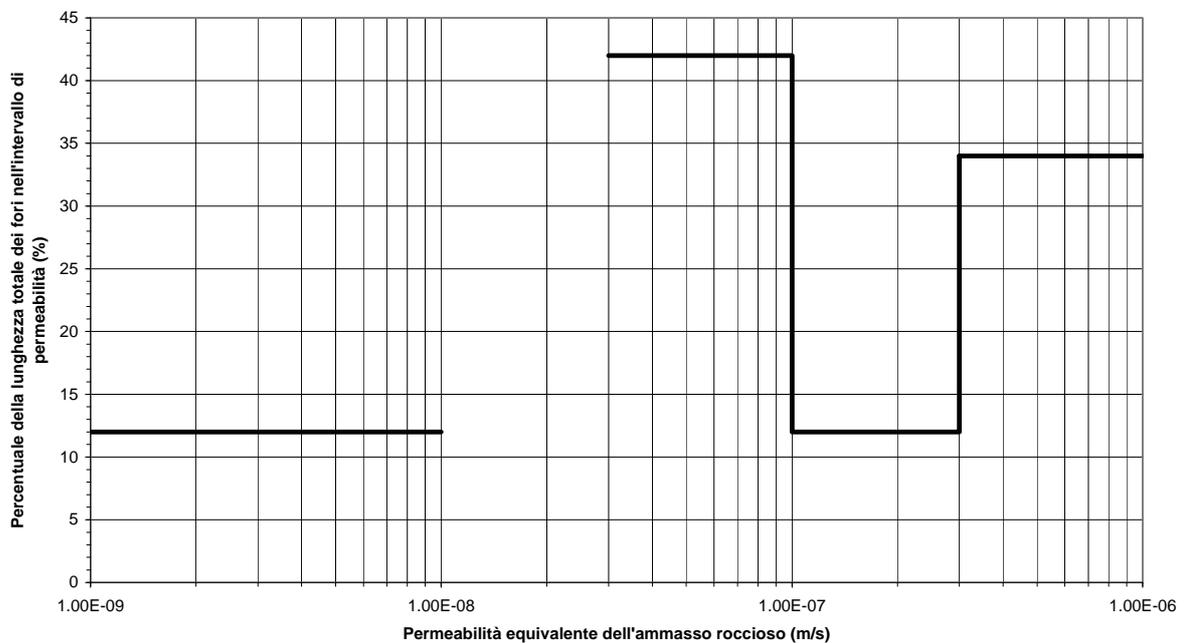


Figura 2.3 – Riepilogo dei risultati di tutte le prove di permeabilità Lugeon eseguite nei calcescisti.

SINTESI RISULTATI PROVE DI PERMEABILITA' LUGEON NEI METABASALTI

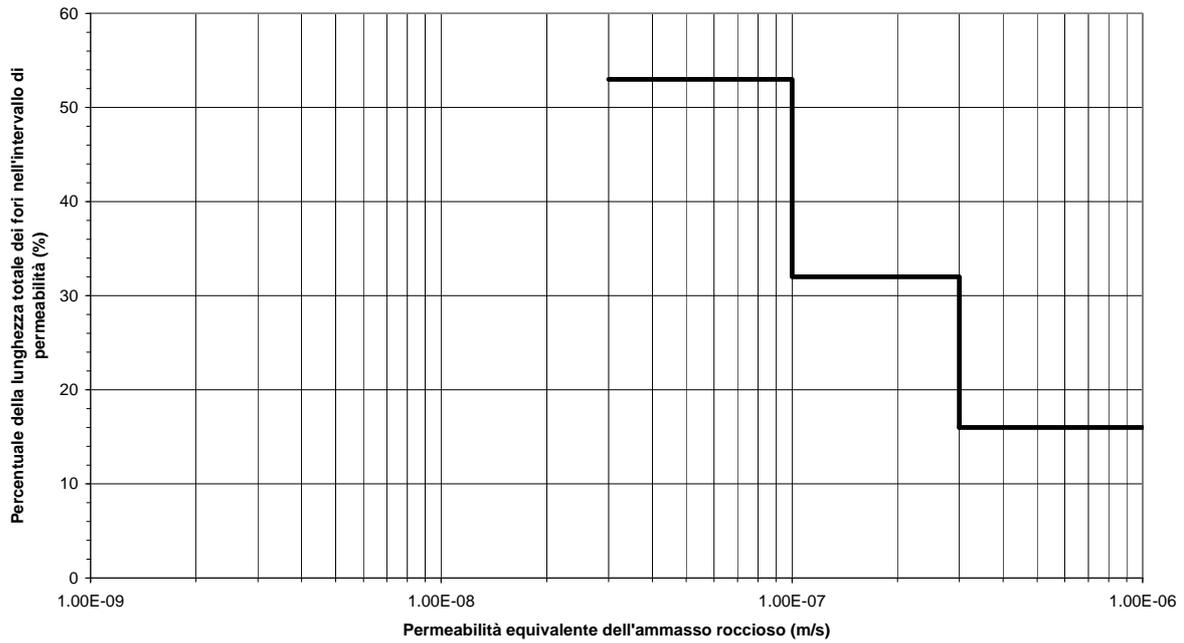


Figura 2.4 – Riepilogo dei risultati di tutte le prove di permeabilità Lugeon eseguite nei metabasalti.

SINTESI RISULTATI PROVE DI PERMEABILITA' LUGEON NEGLI SCISTI

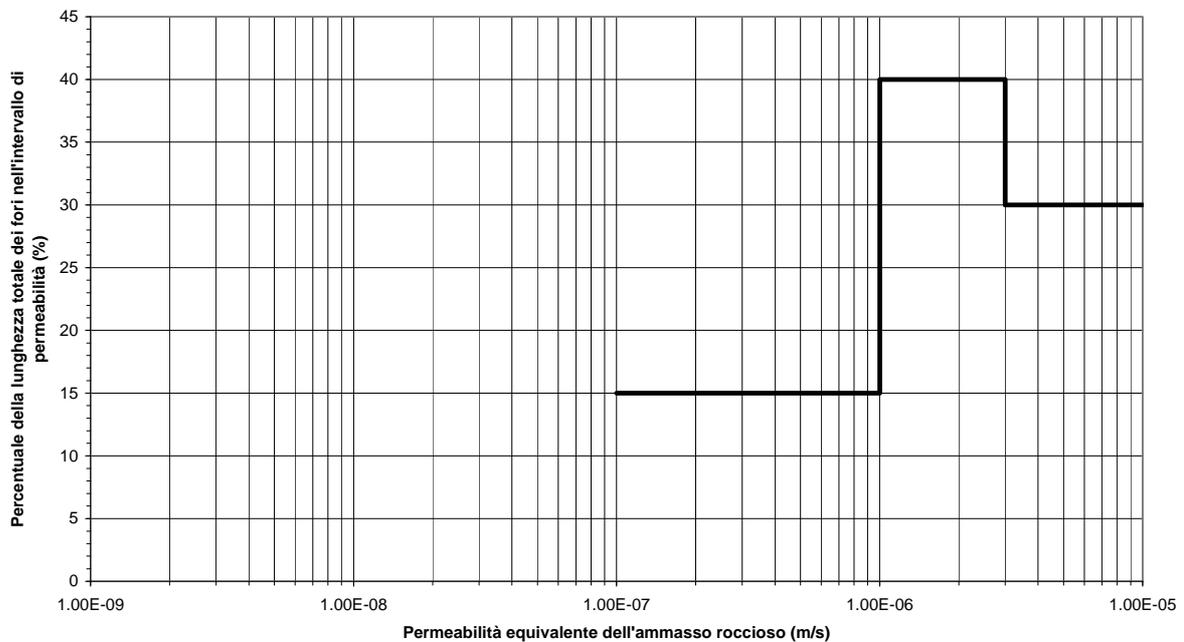


Figura 2.5 – Riepilogo dei risultati di tutte le prove di permeabilità Lugeon eseguite negli scisti.

2.2.1.2 Prove di permeabilità a carico idraulico variabile (slug test)

Nei piezometri a tubo aperto installati nei sondaggi VB11, VB12, VB6, VV5, VV8 e VV22 sono state, inoltre, effettuate delle prove di permeabilità a carico idraulico variabile (crescente) indicate anche come slug test. Più precisamente, si è provveduto a svuotare l'acqua presente nel piezometro mediante l'utilizzo di una tubazione del diametro di 0.5", calata all'interno del piezometro tramite un apposito argano, insufflando aria compressa mediante un apposito compressore di potenza sufficiente a spurgare l'acqua presente nel piezometro. Data la lunghezza dei piezometri installati sono stati utilizzati dei compressori in grado di generare pressioni almeno superiori ai 20 bar. Successivamente è stata osservata la risalita del livello dell'acqua nel piezometro, conducendo pertanto una prova di permeabilità a carico crescente indicata in letteratura come slug test o meglio come bail test.

Sulla base di ciascuna prova è stato possibile, conseguentemente, stimare il coefficiente di permeabilità dell'ammasso roccioso interessato dal tratto finestrato di ciascun piezometro a tubo aperto.

Ciascuna prova è stata interpretata adottando due differenti metodi: il metodo proposto da Bouwer e Rice (1976) e quello proposto da Hoek e Bray (1974).

Conseguentemente, sulla base dei risultati delle prove di permeabilità a carico idraulico variabile crescente (slug test) si è provveduto a modificare il riepilogo finale dell'andamento del coefficiente di permeabilità delle formazioni interessate dalle prove di slug test (serpentiniti, calcescisti e metabasalti), per quanto concerne i valori riportati nelle figure 2.2 ÷ 2.5, relativi alle sole prove di permeabilità Lugeon. L'andamento finale della distribuzione del coefficiente di permeabilità sulla base di tutte le prove di permeabilità effettuate (prove Lugeon e slug test) è riportato nelle seguenti figure 2.6 ÷ 2.8.

SINTESI RISULTATI PROVE DI PERMEABILITA' NELLE SERPENTINI

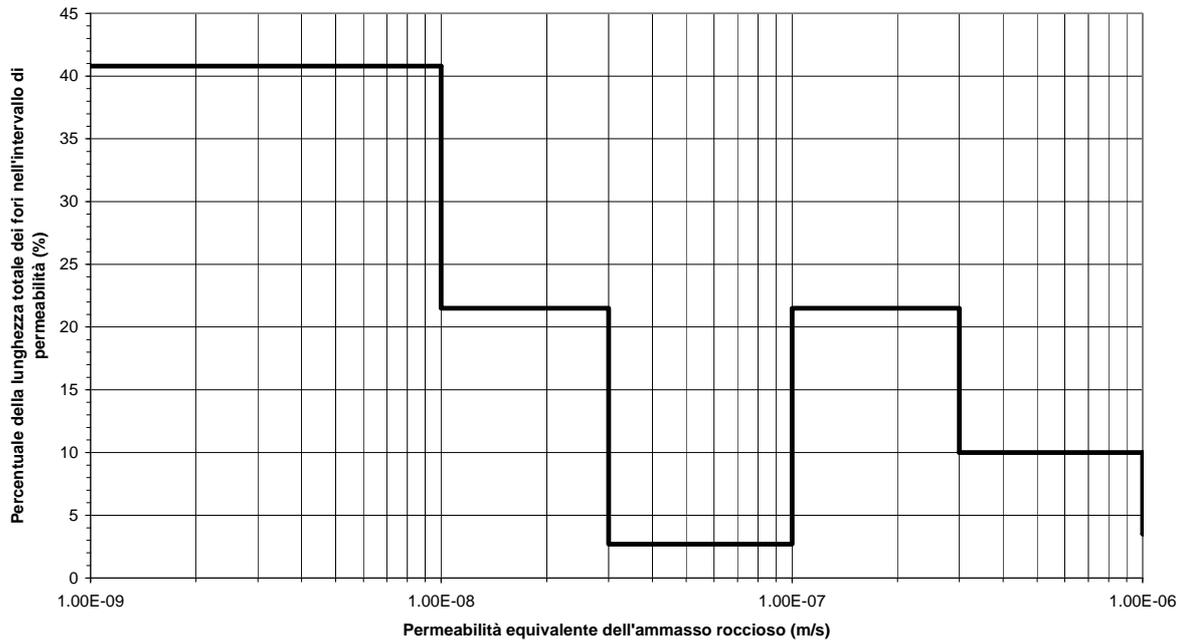


Figura 2.6 – Riepilogo dei risultati di tutte le prove di permeabilità eseguite nelle serpentiniti.

SINTESI RISULTATI PROVE DI PERMEABILITA' NEI CALCESCISTI

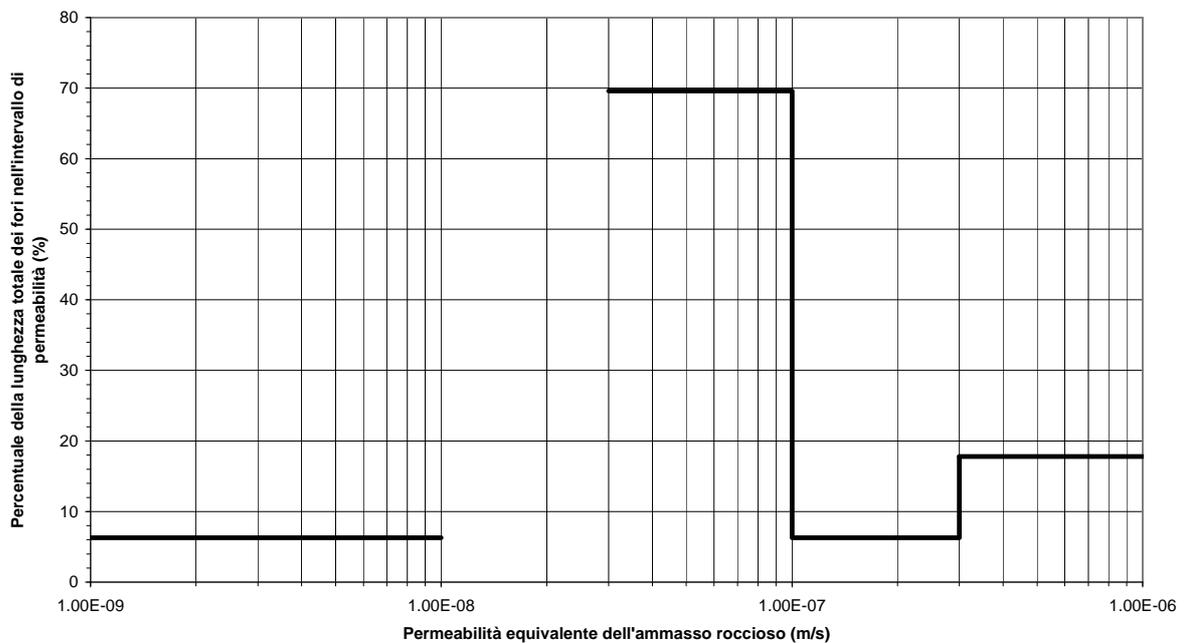


Figura 2.7 – Riepilogo dei risultati di tutte le prove di permeabilità eseguite nei calcescisti.

SINTESI RISULTATI PROVE DI PERMEABILITA' NEI METABASALTI

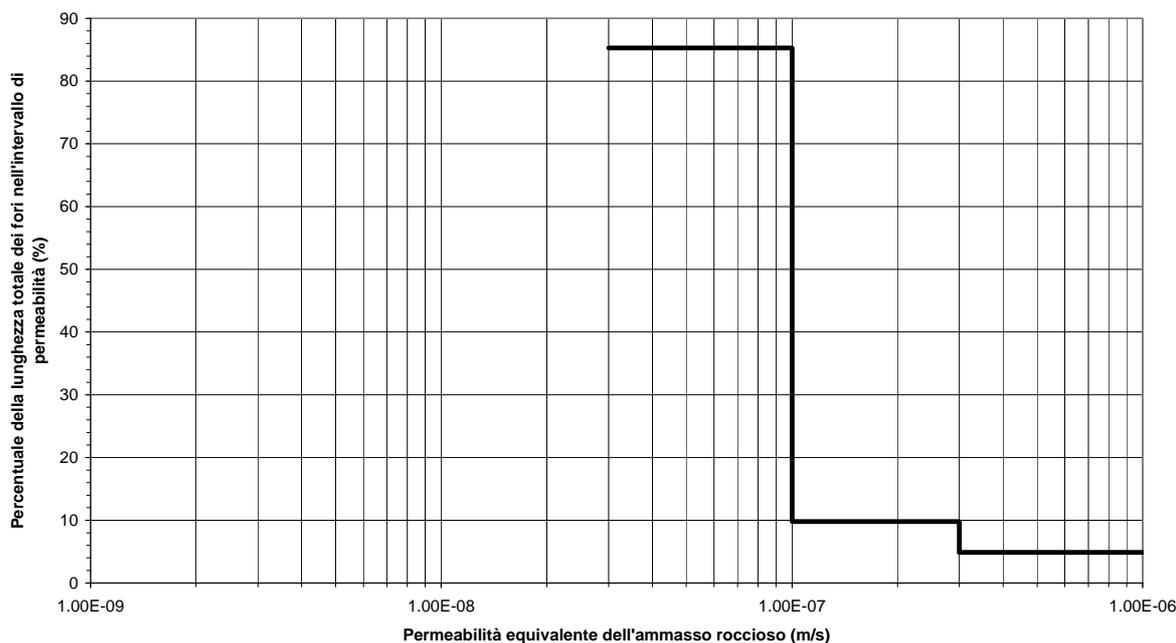


Figura 2.8 – Riepilogo dei risultati di tutte le prove di permeabilità eseguite nei metabasalti.

2.3 Profilo idrogeologico e carico piezometrico agente sul rivestimento definitivo

Lo studio idrogeologico ha definito, lungo l'intero tracciato delle gallerie in oggetto, un profilo idrogeologico longitudinale (elaborato IDR-0309-1) che riporta i seguenti elementi:

- le unità geologiche - idrogeologiche, in coerenza con il profilo geologico di progetto;
- la localizzazione e le tipologie dei piezometri;
- le quote piezometriche misurate nei piezometri installati nei sondaggi;
- i risultati delle prove di permeabilità Lugeon, la localizzazione e il grado di fratturazione dell'ammasso roccioso nel tratto interessato dalle prove, espresso attraverso l'indice RQD;
- indicazioni relative ai livelli d'acqua in pressione saltuariamente riscontrati per alcuni fori di sondaggio e relative portate di deflusso artesiani.

Nella tabella alla base dei profili idrogeologici sono stati inoltre riportati i seguenti elementi di sintesi, e di supporto alla progettazione:

- conducibilità idraulica di riferimento dell'ammasso roccioso alla quota di scavo;
- stima orientativa della portata cumulata teorica in regime stabilizzato con il metodo di Heuer;
- tratti per cui si ritiene possibile l'attivazione di venute idriche improvvise in avanzamento, in riferimento alle seguenti distinte condizioni:

- rapido svuotamento di fasce cataclastiche;
- afflusso in corrispondenza di soglie o limiti di permeabilità;
- intercettazione possibile di condotti carsici in pressione;
- necessità di cautele in fase di avanzamento (es. sondaggi al fronte) per condizioni idrogeologiche sfavorevoli o non compiutamente prevedibili;
- indicazioni progettuali connesse a elementi di rilevanza o criticità idrogeologica.

Di seguito si riportano, per ciascuna galleria, le principali conclusioni concernenti le valutazioni indicate nella relazione idrogeologica del Progetto Definitivo, relativamente alle interferenze attese fra le gallerie e le acque sotterranee.

Galleria Borgonuovo

Per la galleria Borgonuovo, non sono prevedibili criticità o particolari problematiche idrogeologiche. Dall'applicazione del metodo di Heuer si ricava un drenaggio teorico in regime stabilizzato nel campo di $7\div 17$ l/s, a seconda delle differenti assunzioni effettuate, con deflusso verso gli imbocchi Est. Necessità di cautele in avanzamento si segnalano in corrispondenza dei contatti tra calcescisti (CS) e litotipi serpentinitici (SNV). Tali contatti possono infatti rappresentare soglie di permeabilità, per la conducibilità idraulica localmente maggiore delle serpentiniti stesse, caratterizzate da una fratturazione più pervasiva.

Nello specifico tali cautele sono indicate nel profilo idrogeologico (elaborato IDR-309) in corrispondenza delle Pk $1+425\div 1+600$, per la presenza di una struttura antiforme con al nucleo le serpentiniti in cui risulterebbe, dal sondaggio VV20, la presenza di acqua in pressione con risalita al piano campagna. Tuttavia, ribadendo la necessità di cautela nell'avanzamento in questo specifico settore, si ritiene improbabile, vista l'occorrenza delle serpentiniti in lembi isolati e scarsamente ricaricati, il riscontro di manifestazioni idriche importanti o comunque tali da determinare afflussi temporanei in galleria significativamente superiori ai valori indicati nello studio idrogeologico.

Galleria Amandola

Per la galleria Amandola il drenaggio teorico in regime stabilizzato è valutato in complessivi $60\div 90$ l/s, con deflusso verso gli imbocchi ovest. Necessità di cautele in avanzamento si segnalano per le possibili soglie di permeabilità in corrispondenza dei lembi serpentinitici contenuti entro i calcescisti, tra le Pk $3+600\div 4+100$ circa, e in particolare nel settore indicato nel profilo intorno alle Pk $3+950-4+050$, dove si riscontra una fascia cataclastica pervasiva, con $RQD\approx 0$. Per tale specifico settore non si ritengono tuttavia probabili rilevanti afflussi, anche temporanei. Intorno alla Pk $6+100$ viene interessato con deboli spessori di copertura il subalveo del rio Branega. Il tratto di attraversamento coincide con una fascia di cataclasi con $RQD\approx 0$. Tale tratto richiede particolari cautele per evitare l'afflusso diretto in galleria

delle acque di subalveo, ed ogni instabilità in calotta, vista la qualità dell'ammasso roccioso, la saturazione delle cataclasi e la ridottissima copertura. Condizioni idrogeologiche sfavorevoli, da indagare in avanzamento, sono previste nel tratto immediatamente successivo, fino alla Pk 6+550 circa, ed in particolare, inoltre, intorno alle Pk 6+375-6+525 in cui si riscontrano livelli cataclastici sia in superficie, sia al livello del piano di scavo con risalita di acqua in pressione (sondaggio SGG6). In tale settore è possibile il riscontro di venute idriche improvvise per rapido svuotamento di fasce cataclastiche. La condizione più probabile, in considerazione della ridotta copertura, è quella di drenaggi concentrati con portata anche di alcune decine di l/s, ma con rapido decremento entro i primi giorni, fino alla stabilizzazione sui valori di contributo specifico valutato con il metodo di Heuer per il tratto in esame. Il successivo tratto, fino alla Pk 8500 circa, caratterizzato da spessori di copertura più elevati, fino a 300-350 m, è meno conosciuto riguardo le condizioni riscontrabili al livello del piano di scavo, per la difficoltà e aleatorietà nell'estrapolazione dei dati di superficie. Dalla ricostruzione stratigrafica non si evidenziano fasce cataclastiche o discontinuità significative in grado di influire sulle condizioni di drenaggio, da cui le valutazioni riportate sul profilo idrogeologico. Il tratto successivo, fino agli imbocchi Est, non presenta ulteriori problematiche o condizioni idrogeologiche sfavorevoli.

Galleria Monterosso

Per la galleria Monterosso è previsto un drenaggio teorico in regime stabilizzato compreso tra $80 \div 140$ l/s, con deflusso verso entrambi gli imbocchi ovest ed est. A partire dagli imbocchi ovest (Pk 9+600 circa), la galleria si sviluppa fino alla Pk 11+400 entro calcescisti e serpentini dell'unità tettono-metamorfica di Palmaro-Caffarella. In questo tratto non si riscontrano problematiche o criticità idrogeologiche particolari. Come indicato sul profilo, necessità di cautele in avanzamento si segnalano in corrispondenza delle soglie di permeabilità al contatto tra lembi serpentinitici e calcescisti. La presenza delle suddette soglie di permeabilità è evidente nel settore ovest della galleria Monterosso anche per la presenza sistematica in superficie di sorgenti lungo allineamenti al contatto tra Serpentiniti di San Carlo in Cese e calcescisti della Val Branega, lungo le linee tettoniche con andamento NNE-SSW. In tali condizioni sono possibili, in avanzamento dai calcescisti entro le serpentiniti, afflussi concentrati e temporanei di portata anche di alcune decine di l/s, al superamento delle soglie di permeabilità e di eventuali ripetizioni tettoniche. Sulla base del profilo geologico, la condizione suddetta è prevedibile in particolare tra le Pk 10+850÷10+925. Tali afflussi temporanei sono previsti in esaurimento esponenziale, con riduzione fino ai valori caratteristici del regime stabilizzato nell'ordine compreso tra pochi giorni e alcune settimane. Tra le Pk 11+500÷13+000 circa la galleria si sviluppa in un tratto nel quale sono riscontrabili criticità idrogeologiche rilevanti, connesse alla presenza di fasce carbonatiche carsificate e forte tettonizzazione in corrispondenza delle discontinuità strutturali connesse alla linea Sestri-Voltaggio. Per tale tratto viene indicata sul profilo la necessità di indagini geognostiche in avanzamento,

in quanto le discontinuità, caratterizzate da ripetizioni tettoniche in sequenza non sono totalmente e compiutamente localizzabili sulla base delle indagini di superficie.

Più in dettaglio, nell'ambito della fascia suddetta si riscontrano le seguenti condizioni:

- tra le Pk 11+500÷11+750 circa la galleria interessa l'unità delle Dolomie di Monte Gazzo, fascia con andamento N-S costituita da litotipi carbonatici, principalmente dolomie e calcari dolomitici, con brecce intraformazionali, strati di calcari marnosi, localmente con caratteri di breccia dolomitica vacuolare di origine evidentemente tettonica, localmente interessata da fenomeni carsici piuttosto consistenti. L'intercettazione di condotti carsici in pressione non può essere esclusa nel tratto specifico sulla base del quadro geognostico attuale, e pertanto l'intera fascia dovrà essere indagata con sondaggi dal fronte di avanzamento, considerata la possibilità di afflussi concentrati per svuotamento rapido dei condotti stessi;
- tra le Pk 11+750-11+900 circa vengono intercettate fasce cataclastiche e livelli intensamente tettonizzati, in alternanza a fasce più integre, per cui non possono essere esclusi, seppure non ritenuti probabili svuotamenti rapidi e di breve durata;
- intorno alla Pk 12+200, entro l'unità degli scisti filladici di Monte Larvego (LRV), dal sondaggio VB8 si è evidenziata una fascia di estensione non inferiore a 50 m di materiali fortemente disgregati, con frequenti o talora prevalenti livelli con RQD=0, saturi con livelli idrici prossimi al piano di campagna; tale fascia è stata oggetto di specifiche indagini con prove di emungimento di lunga durata, e approfondimenti valutativi mediante l'applicazione di modelli numerici FEM sulla base dei quali, per tale tratto potranno riscontrarsi afflussi temporanei elevati, con rapida riduzione, e successiva stabilizzazione su valori inferiori a 20 l/s;
- tra le Pk 12+650÷12+970, viene interessata una fascia di serpentiniti con livelli frantumati clastici, e livelli salienti oltre il p.c. (sondaggio VB7 bis); anche questo settore è stato oggetto di specifiche indagini con prove di emungimento di lunga durata, e approfondimenti valutativi mediante l'applicazione di modelli numerici FEM (per maggiori dettagli si veda Relazione di Idrogeologia Sotterranea IDR0301-2 par. 10.3). Sulla base di tali approfondimenti, per tale tratto sono previste portate di attivazione anche molto elevate, oltre i 100 l/s, in rapido decremento e con stabilizzazione in un campo di portate valutato in 20÷70 l/s.
- tra le Pk 12+970÷13+950 circa vengono interessate dagli scavi le metabasiti dell'unità di Monte Figogna. Per tale settore non vi è disponibilità di indagini dirette, in relazione agli elevati spessori di copertura. Non sono evidenziati settori di particolare disturbo tettonico. Tuttavia la posizione strutturale di tale unità porta a ritenere probabile la presenza locale di fasce più fratturate, difficilmente localizzabili lungo il profilo, soggette a svuotamento rapido nella fase di avanzamento degli scavi.

- tra le Pk 13+950÷14+070 circa viene interessata una nuova fascia carbonatica (“Calcari di Erzelli”), in cui l’intercettazione di condotti carsici in pressione non può essere esclusa sulla base del quadro geognostico attuale. Pertanto l’intera fascia dovrà essere indagata con sondaggi dal fronte di avanzamento, considerata la possibilità di afflussi concentrati per svuotamento rapido dei condotti stessi;
- tra le Pk 14+070 e gli imbocchi Est, la galleria si sviluppa entro argilloscisti dell’unità di Monte Figogna; in tutto questo tratto non è prevedibile alcuna problematica o criticità idrogeologica.

Per quanto concerne i livelli piezometrici, nel profilo idrogeologico (elaborato IDR309-1) sono stati riportati solamente i livelli effettivamente misurati nei piezometri installati nei sondaggi in quanto non è possibile una estrapolazione, da tali letture puntuali, all’intero sviluppo delle gallerie trattandosi di ammassi rocciosi caratterizzati da una permeabilità secondaria per fratturazione.

Più precisamente, le formazioni geologiche in oggetto sono caratterizzate da una permeabilità non per porosità (come ad esempio nei terreni quali le ghiaie, le sabbie, i limi e le argille) ma, bensì, per fessurazione.

Conseguentemente, le formazioni geologiche sono caratterizzate da una permeabilità definita “equivalente”, in quanto non dovuta alla porosità bensì alle fessure (definita più precisamente come permeabilità secondaria), e in luogo di un carico piezometrico è, pertanto, opportuno, in un ammasso roccioso in cui la circolazione avviene lungo le fratture, considerare un “battente equivalente” minore o uguale a quello ricavato dalle letture piezometriche che costituiscono delle informazioni puntuali sulle verticali di sondaggio e che, pertanto, sono poco rappresentative dell’ammasso roccioso a grande scala.

Tali aspetti di geologia strutturale sono esposti in dettaglio nel successivo capitolo 5 (più precisamente nel paragrafo 5.1), relativo alla definizione dei carichi idrostatici agenti sul rivestimento definitivo.

A questo riguardo, nel capitolo 5 viene illustrato l’approccio che è stato adottato partendo dai dati puntuali delle letture piezometriche e utilizzando tutte le indagini più propriamente geomeccaniche (rilievi geologico – strutturali sugli affioramenti rocciosi, prove in sito nei sondaggi e prove di laboratorio sui campioni prelevati nei sondaggi), al fine di definire, cautelativamente, il valore massimo del battente “equivalente” sulla base del quale dimensionare e verificare il rivestimento definitivo delle gallerie, realizzato in conci prefabbricati in c.a. Come discusso più in dettaglio nel capitolo 5, il valore di battente “equivalente” massimo di 150 m, assunto dal Progetto Definitivo per dimensionare il rivestimento definitivo, è estremamente cautelativo, in quanto è come se la galleria dovesse sostenere un battente d’acqua di 150 m immersa in un acquifero interessato da terreni costituiti da sabbie e ghiaie. Tale valore dovrà essere comunque verificato durante gli avanzamenti mediante opportune indagini che saranno descritte nel capitolo 6, adottando, qualora venissero misurati carichi idrostatici superiori a 10 bar, degli appositi interventi di consolidamento al contorno del cavo.

Inoltre, prima della costruzione delle gallerie, nell'ambito delle indagini integrative che saranno condotte per il Progetto Esecutivo, i valori della pressione dell'acqua, presente nelle fratture dell'ammasso roccioso alla profondità delle gallerie, potranno essere validati sperimentalmente mediante l'installazione di multi piezometri, installati in corrispondenza di sondaggi verticali. Tali multi piezometri consentono, mediante una speciale installazione con un otturatore, del tutto simile a quello utilizzato per le prove Lugeon, di isolare efficacemente il tratto di tubo finestrato del piezometro a tubo aperto dagli altri acquiferi più superficiali attraversati durante la perforazione del sondaggio profondo. Occorre comunque evidenziare, infine, che nelle zone nelle quali lo studio idrogeologico, sulla base delle letture piezometriche, segnala la possibile presenza di battenti d'acqua molto elevati, con riferimento alla galleria, la procedura prevista dal presente Codice di Scavo prevede:

1. l'utilizzo sistematico di indagini geoelettriche (sistema BEAM) in avanzamento rispetto al fronte di scavo
2. l'esecuzione di sondaggi in avanzamento, realizzati al fronte di scavo durante opportune fermate della TBM, proprio per identificare le eventuali zone caratterizzate da elevate permeabilità e/o battenti d'acqua.

Mediante tale procedura, nelle zone critiche saranno realizzate delle iniezioni di consolidamento e impermeabilizzazione al contorno del cavo, il cui risultato finale sarà, oltre a quello di limitare il più possibile il drenaggio dell'acquifero, di ridurre i carichi idraulici, agenti sul rivestimento definitivo.

A questo riguardo nei profili geomeccanici e di monitoraggio (il cui elenco e relative codifiche sono riportate anche nel paragrafo 1.3.1 della presente relazione) sono riportati in una apposita finca le indicazioni sui parametri operativi della macchina TBM-EPB, con particolare riferimento, per ogni tratta a comportamento geomeccanico omogeneo, a:

- il valore della contropressione di terra, da adottare nella camera di scavo della TBM-EPB, necessario per garantire sia la stabilità del fronte di scavo sia per contrastare la pressione dell'acqua evitando ogni possibile drenaggio causato dall'avanzamento del fronte;
- le tratte nelle quali non si esclude, sulla base della procedura descritta nel capitolo 7 della presente relazione, la necessità di eseguire degli interventi di consolidamento ed impermeabilizzazione mediante miscele cementizie, eseguite in avanzamento rispetto al fronte di scavo.

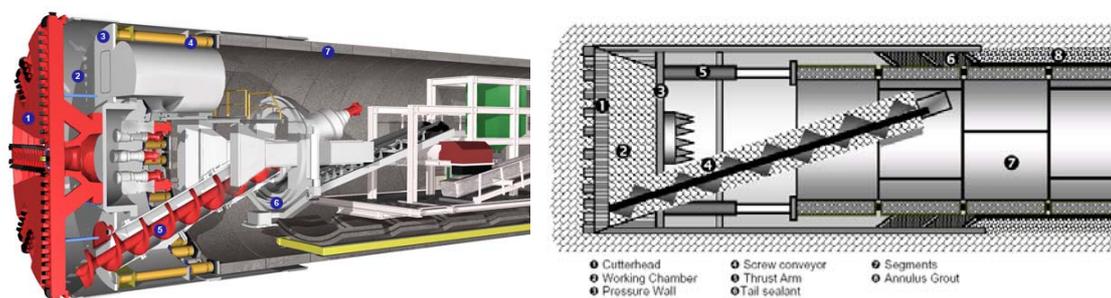
3. TECNOLOGIA ESECUTIVA E RIVESTIMENTO DELLE GALLERIE

La soluzione progettuale adottata per la realizzazione delle gallerie Monterosso, Amandola e Borgonuovo prevede lo scavo meccanizzato mediante l'impiego di una TBM (Tunnel Boring Machine) scudata, con un rivestimento in conci prefabbricati dello spessore di 60 cm.

La sezione di intradosso della galleria ha un diametro interno pari a 12.84 m e un diametro esterno pari a 14.04 m. L'anello del rivestimento definitivo è costituito da 10 conci (nove più un concio di chiave) aventi una lunghezza di 2 m. Tenendo conto della conicità dello scudo e dello spazio necessario per il montaggio dei conci nello scudo di coda, lo scudo della TBM avrà un diametro 14.65 m.

Il progetto prevede diversi tipi di conci con differenti caratteristiche di resistenza del calcestruzzo, sulla base alle diverse condizioni di carico presenti lungo le gallerie.

Proprio per tenere conto delle problematiche ambientali relative alla possibile interferenza con gli acquiferi, come illustrato nel precedente capitolo 2, è prevista l'adozione di una TBM a contropressione di terra EPB (Earth Pressure Balance) o, in alternativa, in funzione anche delle proposte e del know-how del costruttore, di una TBM a contropressione di fango (Slurry Shield). Il sistema di scavo a contropressione di terra (EPB) è in grado di operare sotto falda limitando il drenaggio operato dallo scavo di avanzamento della galleria poiché la tecnologia della macchina permette di controbilanciare le spinte esterne dell'ammasso roccioso al contorno dello scavo e la pressione dell'acqua interstiziale, utilizzando lo stesso terreno di scavo. Il sistema è, inoltre, a tenuta idraulica; la tenuta è garantita da un insieme di guarnizioni poste sulla circonferenza, tra lo scudo e il rivestimento posto in opera, e, sul fronte, da una camera stagna all'interno della quale è presente il terreno stabilizzante che viene mantenuto ad una pressione tale da garantire la stabilità del fronte e limitare il drenaggio (figura 3.1).



Legenda relativa al secondo schema: 1 = testa di taglio, 2 = camera di scavo o di lavoro, 3 = diaframma di separazione tra scudo e camera di scavo, 4 = coclea di smarino, 5 = martinetti di spinta, 6 = sigillante di coda, 7 = rivestimento in conci prefabbricati, 8 = iniezioni di intasamento a tergo dei conci del rivestimento.

Figura 3.1 – Schemi illustrativi di uno scudo chiuso a contropressione di terra (EPB).

Nella macchina EPB, il terreno stabilizzante è realizzato direttamente con il terreno scavato, reso impermeabile dall'azione degli agenti condizionanti e messo in pressione dalla corretta gestione dello scavo. La pressione è generata dalla spinta dei martinetti di avanzamento, unitamente al controllo della velocità di rotazione della coclea di estrazione la cui testa è all'interno della camera stagna e che provvede all'allontanamento del materiale scavato. Il materiale estratto viene avviato allo smaltimento da nastri trasportatori.

Occorre menzionare che l'applicazione di tali tecnologie di scavo non solo nei terreni ma anche negli ammassi rocciosi si è progressivamente sempre più diffusa in quanto, in tutto il mondo è sempre maggiore l'esigenza di realizzare infrastrutture sotterranee e gallerie anche in condizioni di ammassi rocciosi variamente fratturati in presenza di importanti carichi idraulici e di gas.

Con riferimento alla figura 3.2, la macchina TBM –EPB scudata descritta può operare in modo chiuso (con camera di lavoro piena di materiale scavato, condizionato e pressurizzato) o in modo aperto (camera di lavoro parzialmente piena di materiale scavato, condizionato ma non pressurizzato).

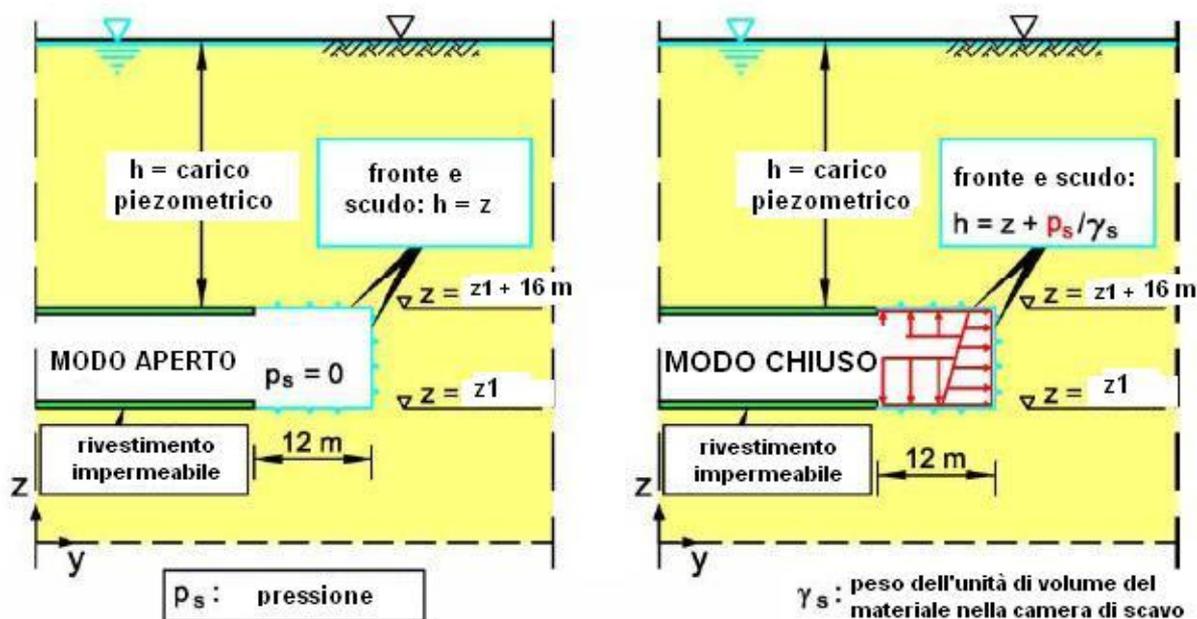


Figura 3.2 – Condizioni al contorno presenti in corrispondenza del fronte e dello scudo della TBM-EPB: a) modalità di scavo in modo aperto; b) modalità di scavo in modo chiuso.

Le due modalità di scavo sono adottate in funzione delle condizioni geomeccaniche presenti al fronte. Nel caso, ad esempio, delle tratte della galleria Monterosso che attraversano la formazione delle serpentiniti caratterizzate da scadenti proprietà geomeccaniche, in presenza di venute d'acqua, sarà adottata una modalità di avanzamento in modo chiuso adottando nella camera di lavoro una pressione

di sostegno (indicata nella figura 3.2 con il simbolo p_s in grado sia di garantire la stabilità del fronte di scavo che di controbilanciare la pressione esterna dell'acqua.

Con riferimento alle argomentazioni oggetto del presente Codice di Scavo, emesso al fine di garantire che l'avanzamento della galleria non arrechi alcun effetto negativo sulla circolazione idrica sotterranea, sulle risorse idriche e sui punti d'acqua (sorgenti e pozzi) presenti nella zona interessata dallo scavo della galleria, se la pressione del sostegno nella camera di lavoro fosse nulla (modalità di avanzamento in modo aperto; $p_s=0$, come mostrato nella figura 3.3) si avrebbe un drenaggio in corrispondenza del fronte e dello scudo con un possibile abbassamento della superficie piezometrica (indicato con Δh nella figura 3.3). Tuttavia la possibilità di operare con una pressione in camera di lavoro della TBM scudata permette di contrastare il drenaggio operato dallo scavo.

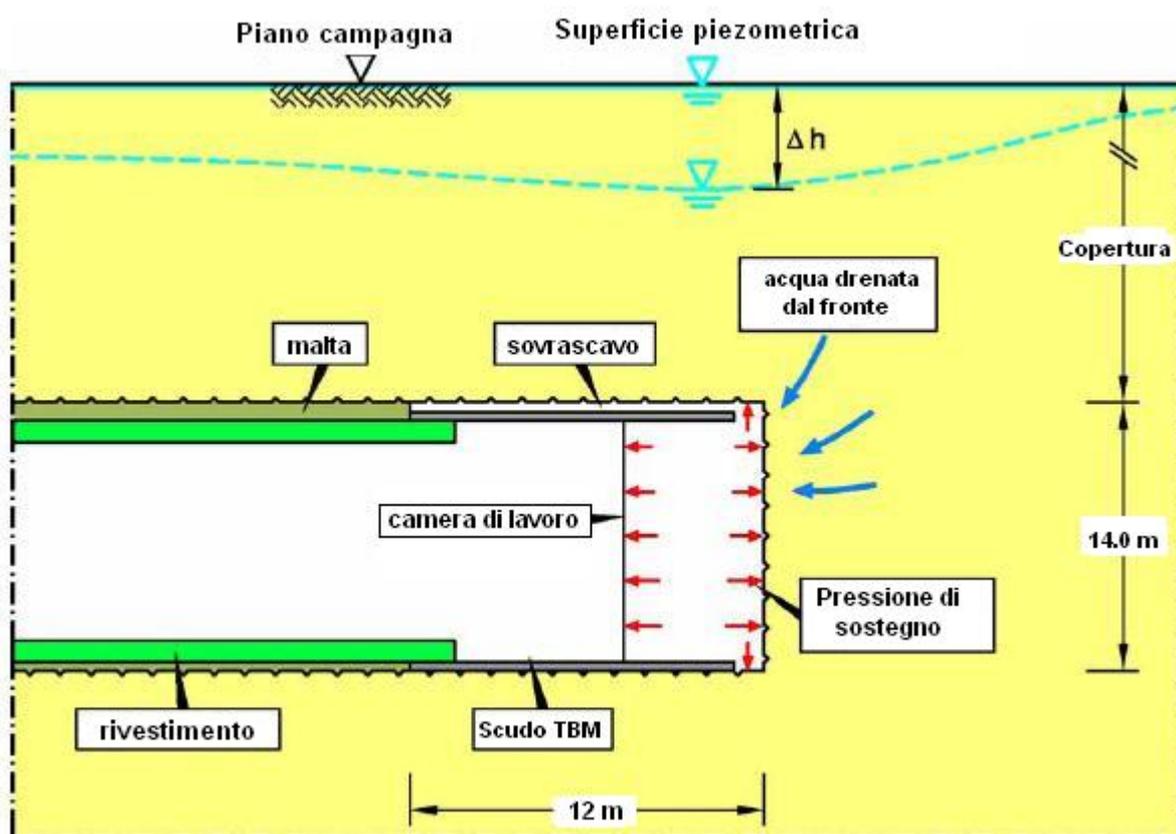


Figura 3.3 – Scavo meccanizzato con TBM – EPB scudata in presenza di un acquifero.

Nel successivo capitolo saranno indicati, sulla base dei risultati delle prove di permeabilità effettuate sugli ammassi rocciosi interessati dallo scavo delle gallerie, gli effetti positivi, per la riduzione dell'entità delle portate drenate durante l'avanzamento dello scavo, dovuti alla possibilità di adottare una pressione nella camera di scavo fino ad un valore massimo di 8 bar; valore per il quale potrà essere costruita la TBM – EPB.

Altro aspetto legato alle scelte tecnologiche, che sono state operate per ridurre al minimo ogni possibile effetto sugli acquiferi presenti, a seguito dell'azione di drenaggio esercitata dalla galleria durante lo scavo, è relativo al tipo di rivestimento definitivo adottato e alle sue modalità di installazione.

Nel caso di scavo di gallerie con TBM scudate o doppio scudate in presenza di acquiferi si hanno due possibilità: adottare un sistema di drenaggio con il quale raccogliere le acque a tergo del rivestimento definitivo o realizzare un rivestimento "impermeabile" in grado di sostenere le pressioni dell'acqua agenti sullo stesso rivestimento. La figura 3.4 mostra i principi funzionali di questi due metodi. Più precisamente, la figura 3.4a mostra un esempio di rivestimento in conci prefabbricati costituito da un unico anello di calcestruzzo mentre nella figura 3.4b è mostrato un rivestimento costituito da un doppio anello di conci in calcestruzzo.

Nelle gallerie "drenanti", l'anello interno è realizzato per essere impermeabile ed evitare quindi delle infiltrazioni di acqua dall'esterno sulla piattaforma stradale o ferroviaria. Questo può essere ottenuto mettendo in opera un telo – membrana impermeabile, ad esempio in PVC, fra il primo ed il secondo anello del rivestimento definitivo, oppure realizzando il secondo anello interno in maniera tale da garantire la perfetta tenuta ed impermeabilizzazione. In questo caso, l'acqua che attraversa l'anello più esterno del rivestimento incontrando l'anello impermeabile interno viene raccolta in appositi dreni longitudinali (figura 3.4b) e trasportata all'esterno della galleria. Quest'ultimo sistema, basato su tubi di drenaggio ed un doppio anello di rivestimento, è stato adottato in molti casi nei quali si voleva avere un rivestimento drenante allo scopo di evitare di ripristinare il livello piezometrico originario ritenuto staticamente troppo gravoso per il dimensionamento del rivestimento della galleria; conseguentemente, in tale caso, il rivestimento della galleria è stato dimensionato per sostenere la sola pressione applicata dall'ammasso roccioso circostante.

Al contrario, adottando un rivestimento costituito da un singolo anello in conci di calcestruzzo, dimensionato per sostenere i massimi carichi idrostatici attesi e dotato di appositi elementi di tenuta fra i diversi conci, è possibile ottenere un rivestimento di fatto "impermeabile". Nel caso delle gallerie con scavo meccanizzato della Gronda di Genova, tenendo conto della necessità di adottare tutte le più avanzate precauzioni per limitare ogni possibile effetto negativo sull'ambiente, si è adottata quest'ultima soluzione relativa all'adozione di un rivestimento "impermeabile".

Occorre evidenziare come l'evoluzione tecnologica di questi ultimi anni permette oggi di realizzare dei rivestimenti in grado di risultare del tutto impermeabili a pressioni idrostatiche fino a circa 15 bar. A questo riguardo, si menziona la galleria a doppia canna delle lunghezza di poco inferiore ai 10 km denominata Katzenberg Tunnel della linea da Karlsruhe a Basilea in Germania che è stata progettata con un rivestimento costituito da un unico anello in grado di sostenere una pressione fino a 8 bar e con le ulteriori prescrizioni per l'appaltatore di dimostrare l'idoneità, del sistema di tenuta proposto, a sostenere una pressione doppia rispetto a quella di progetto di 8 bar.

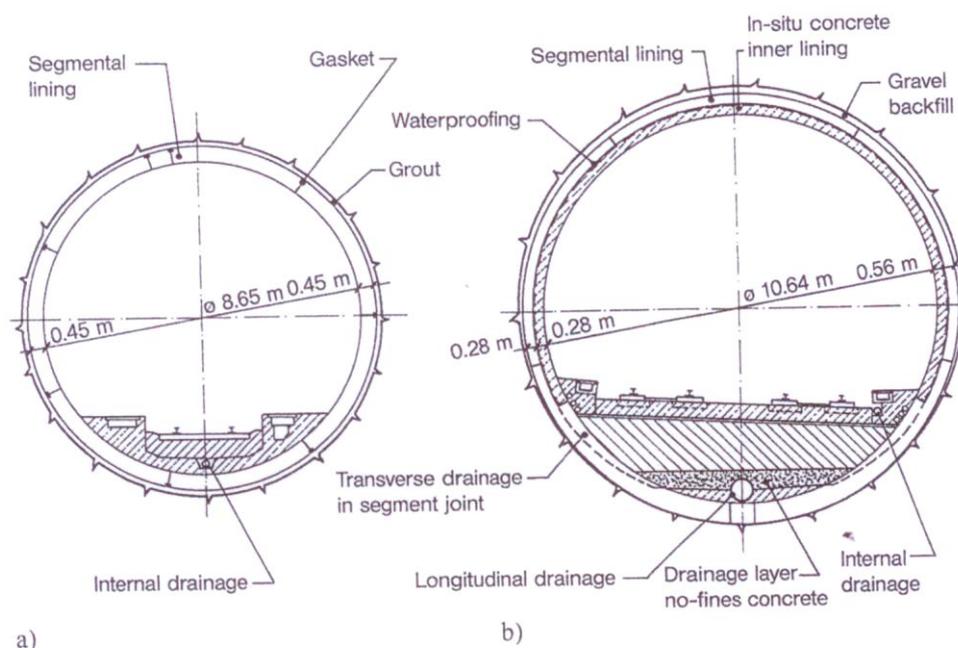


Figura 3.4 – Esempi relativi ai principi costruttivi di rivestimenti di galleria realizzate con TBM scudate per quanto concerne rivestimenti “impermeabili” e “drenanti”: (a) Botlek Tunnel, diametro interno pari 8.65 m, rivestimento singolo in grado di sostenere il carico idrostatico presente lungo la galleria; (b) Murgenthal Tunnel, diametro interno pari a 10.64 m, doppio rivestimento drenante.

Nella figura 3.5, sono mostrati degli esempi di guarnizioni (gaskets), adottate per i rivestimenti definitivi di gallerie realizzate con TBM, dimensionati, realizzati e controllati per resistere ad elevati battenti d’acqua e garantire, conseguentemente, la totale impermeabilizzazione del rivestimento definitivo della galleria. Una apposita specifica tecnica verrà messa a punto, per il Progetto Esecutivo delle gallerie della Gronda di Genova, per tali sistemi di guarnizione con la prescrizione che le guarnizioni siano in grado di sostenere una pressione massima pari a 15 bar.

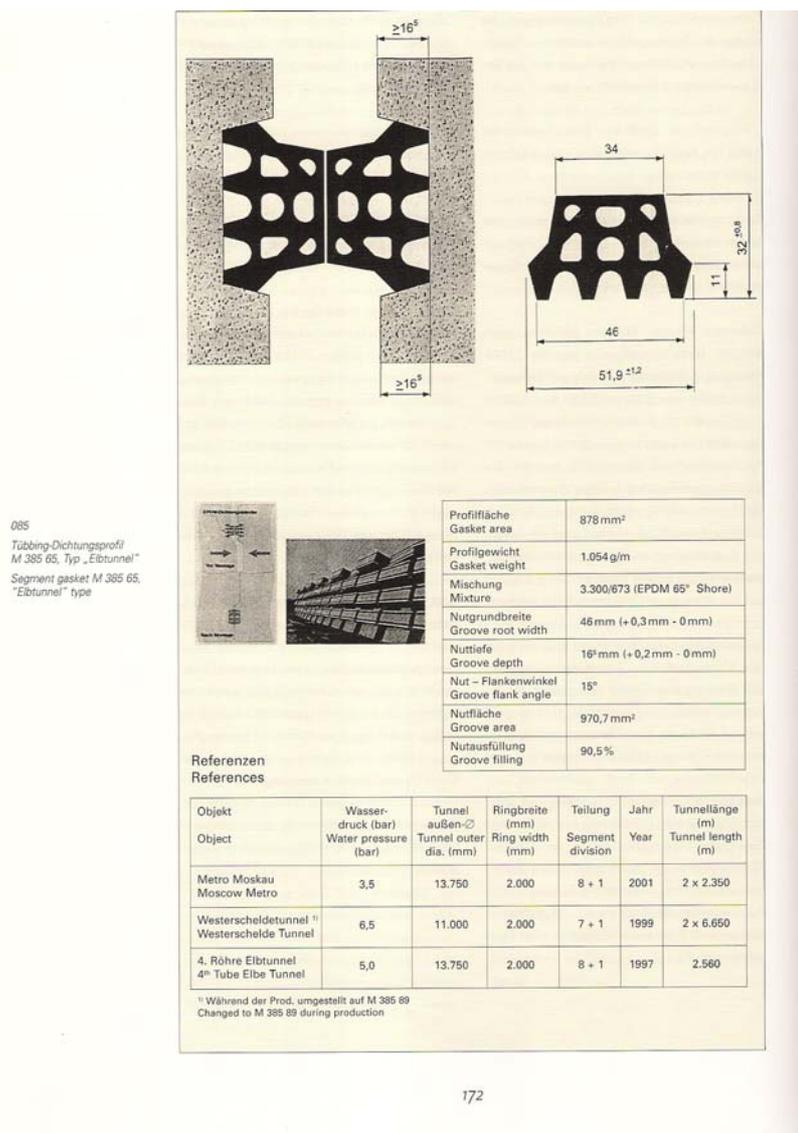


Figura 3.5 – Esempi di guarnizioni di tenuta (gaskets) dei conchi del rivestimento definitivo, adottati per la realizzazione di gallerie sotto falda in presenza di elevati battenti d’acqua; sistema che ha permesso di garantire la totale impermeabilizzazione del rivestimento delle gallerie nel lungo termine in esercizio.

Occorre, infine, evidenziare che le TBM - EPB sono attrezzate per eseguire, in avanzamento rispetto alla posizione del fronte di scavo, degli interventi di consolidamento ed impermeabilizzazione qualora si presentassero situazioni particolarmente critiche, secondo i criteri e le modalità che saranno illustrati nel capitolo 7 del presente Codice di Scavo.

A questo riguardo nella figura 3.6 è mostrato un esempio di intervento di consolidamento realizzato durante la costruzione della galleria di Evinos allo scopo di limitare le portate drenate dalla galleria e rendere sostenibili gli enormi carichi idrostatici presenti.

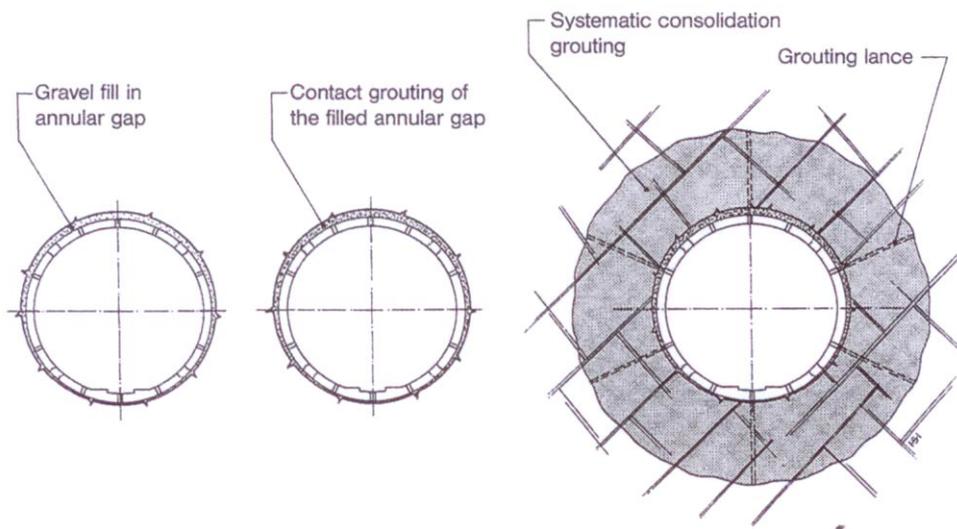


Figura 3.6 – Interventi di consolidamento al contorno del cavo realizzati durante la costruzione della galleria di Evinos.

4. INTERAZIONE FRA LE CONDIZIONI IDROGEOLOGICHE E L'AVANZAMENTO DELLE GALLERIE

Sulla base dei valori del coefficiente di permeabilità equivalente ottenuti dall'interpretazione delle prove in sito, i cui risultati sono stati riportati nei precedenti capitoli, si sono calcolati i valori delle portate che, durante l'avanzamento della TBM-EPB, saranno drenate nel tratto di roccia a partire dal fronte di scavo che interessa la camera di lavoro e la lunghezza dello scudo, prima della messa in opera del rivestimento definitivo in conci "impermeabile". Le condizioni di filtrazione che si instaurano in prossimità del fronte di scavo, per effetto dall'avanzamento della TBM-EPB, sono schematizzate nella seguente figura 4.1.

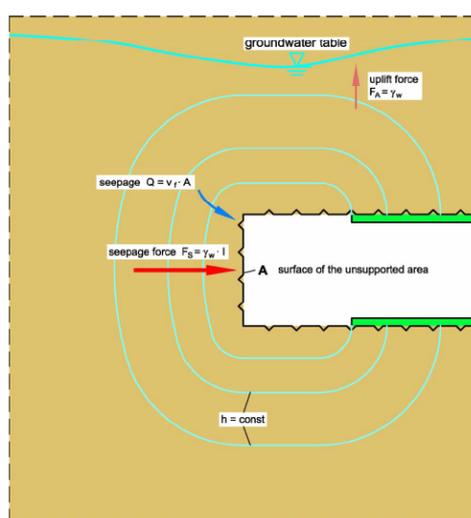


Figura 4.1 – Schematizzazione del fenomeno di filtrazione che si instaura in prossimità del fronte di scavo e nel tratto di roccia non rivestito durante l'avanzamento della TBM.

Occorre evidenziare che il drenaggio può avvenire solamente nella tratta non ancora rivestita interessata dalla presenza della camera di lavoro e dello scudo in quanto il rivestimento definitivo costituito dall'anello in conci prefabbricati può essere considerato del tutto impermeabile (figura 4.2) grazie alla presenza di opportune guarnizioni progettate per poter resistere alla pressione dell'acqua e alle iniezioni che vengono eseguite in corrispondenza della coda dello scudo per garantire il riempimento dello spazio tra l'estradosso dei conci e il profilo di scavo.

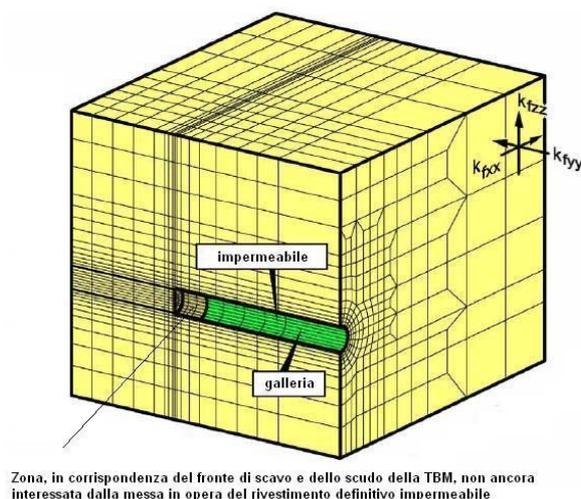


Figura 4.2 – Modellazione usualmente utilizzata per analisi numeriche tensio – deformative e di filtrazione relative allo scavo di una galleria mediante TBM scudata.

Di seguito verranno riportate le valutazioni relative alle portate drenate durante l'avanzamento di una TBM-EPB, condotte per tutte le classi di permeabilità evidenziate dalle prove di permeabilità in sito ovverosia, con riferimento alle figure 2.6÷2.8, per $k = 10^{-9}$ m/s, 10^{-8} m/s, 10^{-7} m/s, 10^{-6} m/s.

Al fine di valutare i possibili effetti inerenti condizioni idrogeologiche impreviste e particolarmente severe, sono state cautelativamente calcolate anche le portate drenate per valori di permeabilità superiori di uno e due ordini di grandezza ($k=10^{-5}$ m/s e $k=10^{-4}$ m/s) rispetto ai valori effettivamente misurati durante le prove di permeabilità.

Al fine di determinare l'effetto di riduzione della quantità di acqua drenata durante l'avanzamento dello scudo, nelle analisi di filtrazione è stato valutato anche l'effetto della presenza di una pressione p_s in camera di lavoro fino al valore massimo di 8 bar, valore di riferimento per il quale sarà potrà essere costruita la TBM-EPB.

In tali analisi sono stati presi in considerazione diversi livelli piezometrici fino ad un battente massimo di 150 m, al fine di valutarne l'effetto sull'entità delle portate drenate. La determinazione del flusso è stata effettuata sulla base delle condizioni al contorno precedenti alla costruzione della galleria, considerando i due casi limite riportati nella figura 4.3, relativi ai modelli concettuali da adottare per la stima della portata drenata.

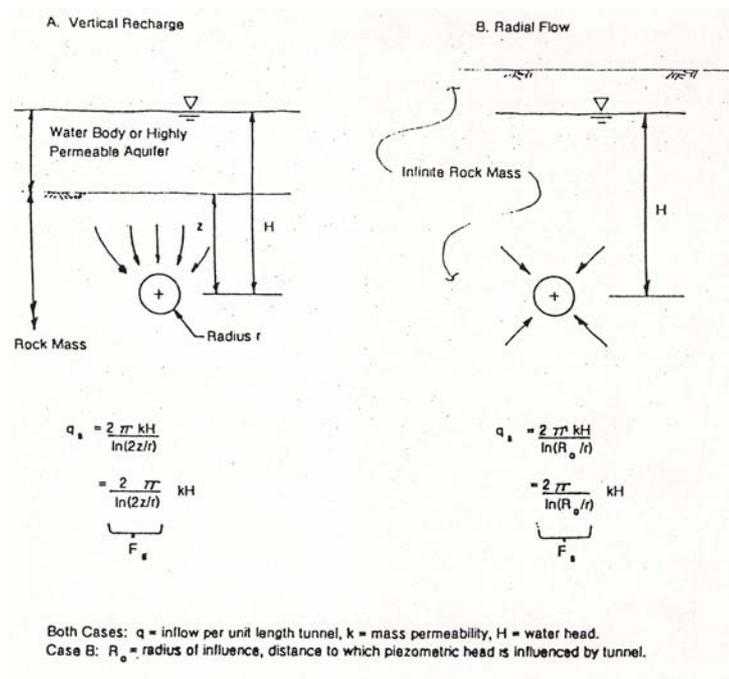


Figura 4.3 – Schemi e soluzioni analitiche per la determinazione della portata drenata da una galleria.

La portata in condizioni stazionarie è data dalla seguente espressione (Goodman et al., 1965):

$$q_s = F_s \cdot k \cdot H$$

dove F_s è, come mostrato in figura 4.3, una funzione che dipende dalle condizioni al contorno. Sempre con riferimento alla figura 4.3, il caso A è relativo ad una ricarica verticale in corrispondenza della quale il livello piezometrico può considerarsi costante a poca distanza dalla galleria, ad esempio al di sotto di un lago o in un acquifero molto permeabile. Il caso B è relativo ad un flusso radiale e la relativa equazione si riferisce ad un pozzo situato in un acquifero confinato, tale soluzione si applica ai casi di gallerie nelle quali la sorgente di ricarica è molto distante. Nel nostro caso si è fatto riferimento, cautelativamente, al caso A (vertical recharge).

Le figure 4.4 ÷ 4.9 riportano i risultati delle analisi di filtrazione per le classi di permeabilità precedentemente discusse.

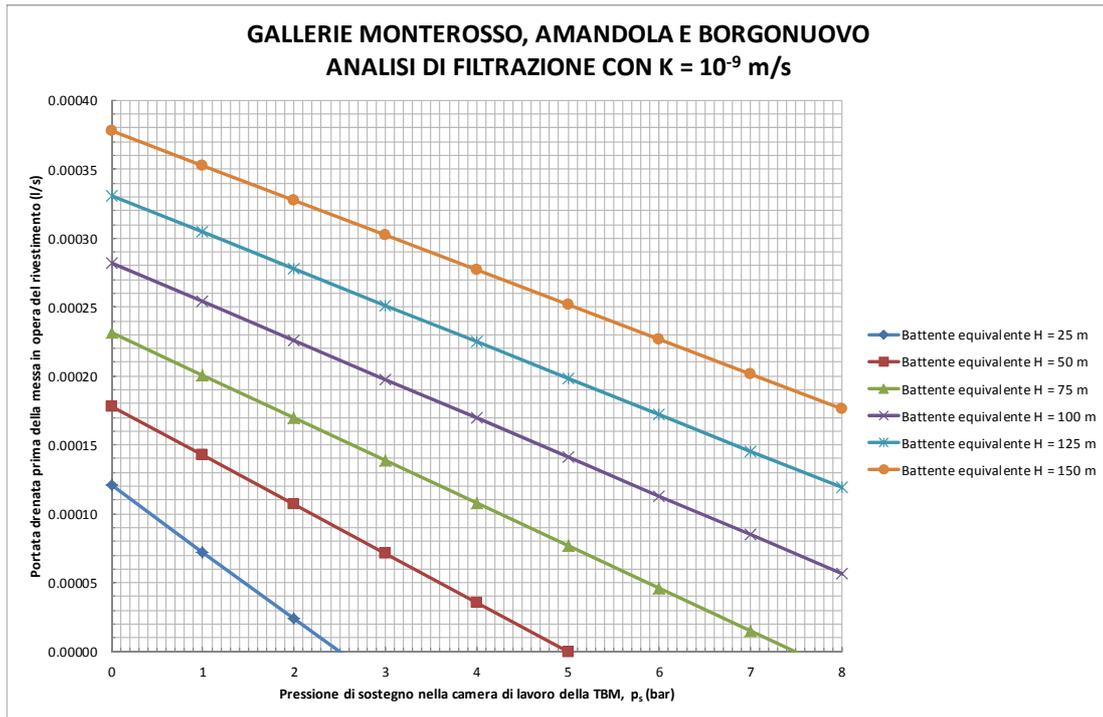


Figura 4.4 – Risultati analisi di filtrazione e valutazione delle portate drenate, condotte nella zona del fronte di scavo e dello scudo, in funzione della pressione di sostegno nella camera di lavoro prima della messa in opera del rivestimento definitivo impermeabile per un valore del coefficiente di permeabilità pari a 10^{-9} m/s.

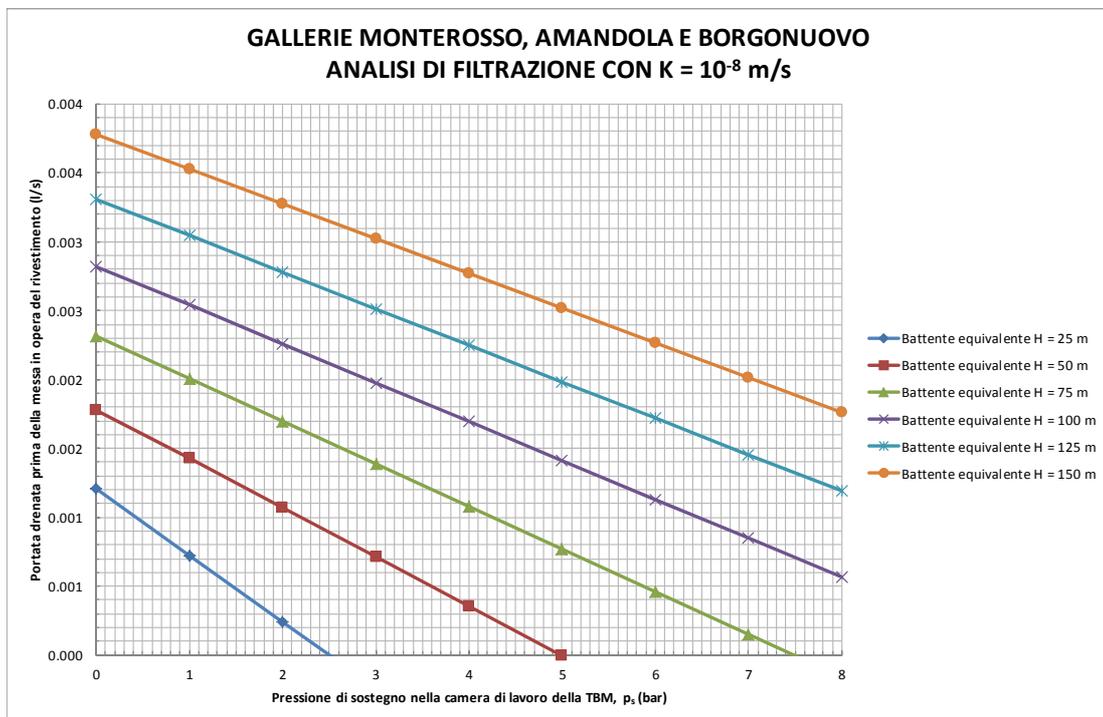


Figura 4.5 – Risultati analisi di filtrazione e valutazione delle portate drenate, condotte nella zona del fronte di scavo e dello scudo, in funzione della pressione di sostegno nella camera di lavoro prima della messa in opera del rivestimento definitivo impermeabile per un valore del coefficiente di permeabilità pari a 10^{-8} m/s.

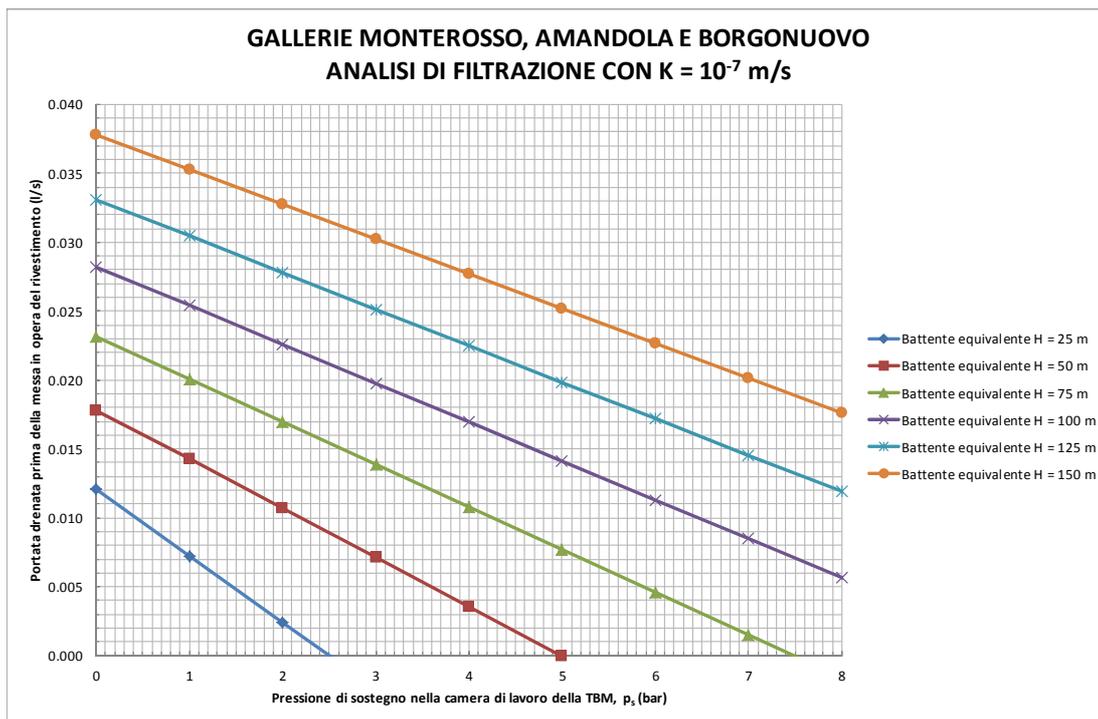


Figura 4.6 – Risultati analisi di filtrazione e valutazione delle portate drenate, condotte nella zona del fronte di scavo e dello scudo, in funzione della pressione di sostegno nella camera di lavoro prima della messa in opera del rivestimento definitivo impermeabile per un valore del coefficiente di permeabilità pari a 10^{-7} m/s .

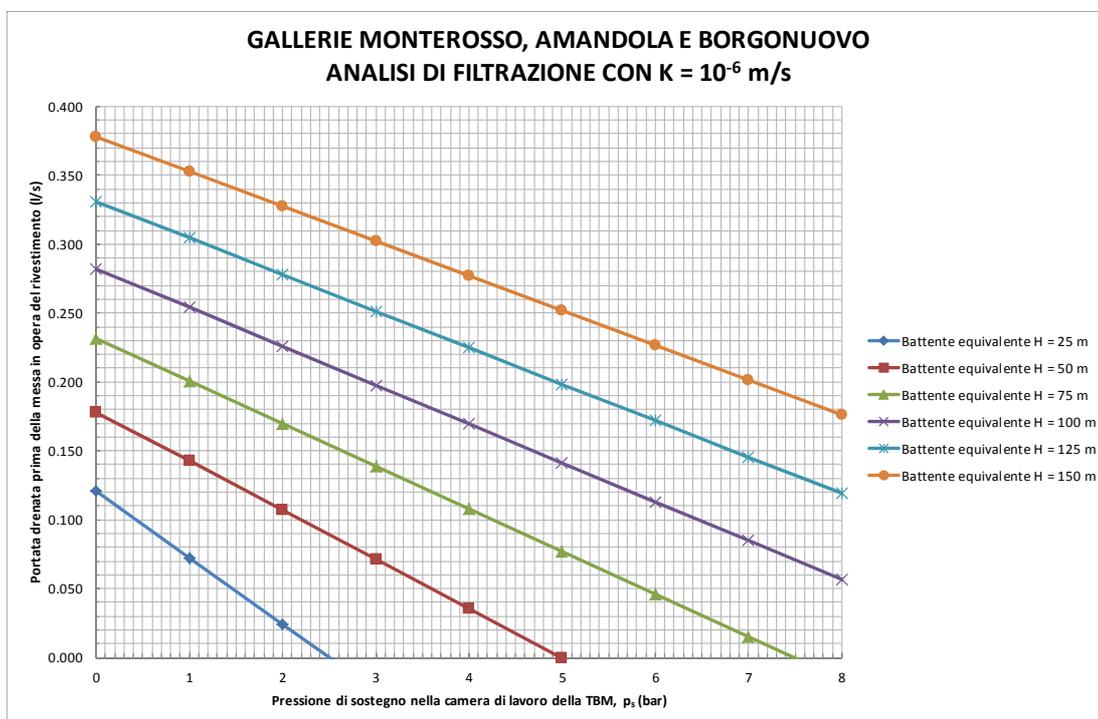


Figura 4.7 – Risultati analisi di filtrazione e valutazione delle portate drenate, condotte nella zona del fronte di scavo e dello scudo, in funzione della pressione di sostegno nella camera di lavoro prima della messa in opera del rivestimento definitivo impermeabile per un valore del coefficiente di permeabilità pari a 10^{-6} m/s .

Come si può notare dall'analisi delle figure precedenti, le portate drenate risultano in generale estremamente modeste. In particolare, per carichi idrostatici fino a 75 m la massima pressione di 8 bar nella camera di lavoro è in grado di contrastare interamente il carico idrostatico presente riducendo ad un valore pressoché nullo la portata di acqua drenata. Nel caso limite di un battente equivalente di acqua pari a 150 m congiuntamente alla massima permeabilità raggiunta dalle prove effettuate in sito ($k=10^{-6}$ m/s) si ottiene un valore di portata drenata pari a 0.18 l/s, sempre nell'ipotesi di una pressione nella camera di scavo di 8bar.

Tale valore è da ritenersi del tutto modesto facendo, ad esempio, riferimento alla descrizione/classificazione di Bieniawski, per le condizioni di drenaggio operate dallo scavo di una galleria, riportata nella seguente tabella 4.1.

Come si può notare dai valori riportati nella tabella 4.1, il valore di 0.18 l/s calcolato, determinato peraltro per una lunghezza dello scudo pari a circa 13 m e non normalizzato sui 10 m fissati come lunghezza di riferimento dall'autore, appartiene ad un ammasso roccioso indicato da Bieniawski come caratterizzato da semplice umidità (definito nella terza colonna della tabella come *"molto umido"*, lontano dalle condizioni di *"stillicidio"* o di *"venute d'acqua concentrate"*, comunemente riscontrabili).

Tabella 4.1 – Sistema di classificazione degli ammassi rocciosi di Bieniawski, condizioni idrauliche.

	Completamente asciutto	Umido	Molto umido	Stillicidio	Venute d'acqua
Afflusso per 10 m di lunghezza della galleria (l/min)	0	< 10	10-25	25-125	> 125
Afflusso per 10 m di lunghezza della galleria (l/s)	0	< 0.17	0.17 - 0.41	0.41 - 2.0	> 2.0

Le seguenti figure 4.8 e 4.9 riportano, infine, i valori delle portate drenate, rispettivamente, per un valore di permeabilità superiore di un ordine di grandezza al massimo valore ottenuto dalle prove di permeabilità in sito (10^{-5} m/s) e per un valore pari a 10^{-4} m/s, eccezionalmente alto e mai misurato in tutte le prove di permeabilità effettuate. Per il caso di permeabilità $k = 10^{-5}$ m/s, con riferimento alla figura 4.8, si possono fare considerazioni del tutto analoghe a quelle precedentemente fatte per il caso di permeabilità $k = 10^{-6}$ m/s mentre, per il caso di un coefficiente di permeabilità di 10^{-4} m/s (figura 4.9), con pressione nella camera di lavoro di 8 bar e con livello piezometrico pari a 150 m, si ottiene una portata pari a circa 17 l/s.

Fermo restando che tale valore di permeabilità è veramente poco realistico poiché ascrivibile ad una sabbia più che ad un ammasso roccioso, anche se molto fratturato (si veda ad esempio la figura 4.10), nei successivi capitoli 6 e 7 verranno illustrate le modalità mediante le quali, durante l'avanzamento,

sulla base di apposite indagini di tipo sia diretto sia indiretto, sarà possibile comunque identificare eventuali situazioni particolarmente critiche ed impreviste rispetto al quadro geologico, idrogeologico e geomeccanico ottenuto dalle indagini effettuate per la progettazione delle gallerie.

In tali casi, come sarà illustrato nel capitolo 7, sarà possibile realizzare dei preventivi interventi di consolidamento ed impermeabilizzazione per evitare qualsiasi possibile drenaggio incontrollato degli acquiferi intercettati a quota galleria.

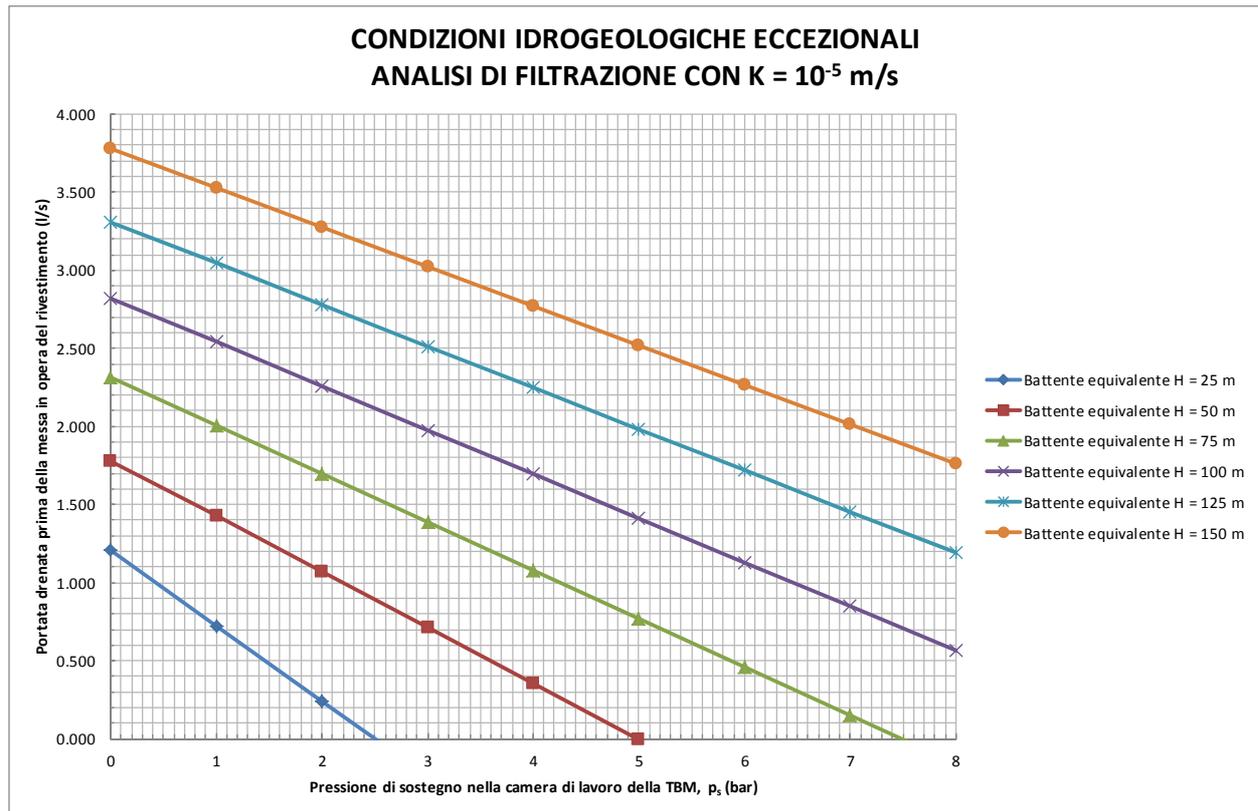


Figura 4.8 – Risultati analisi di filtrazione e valutazione delle portate drenate, condotte nella zona del fronte di scavo e dello scudo, in funzione della pressione di sostegno nella camera di lavoro prima della messa in opera del rivestimento definitivo impermeabile per un valore del coefficiente di permeabilità pari a 10^{-5} m/s.

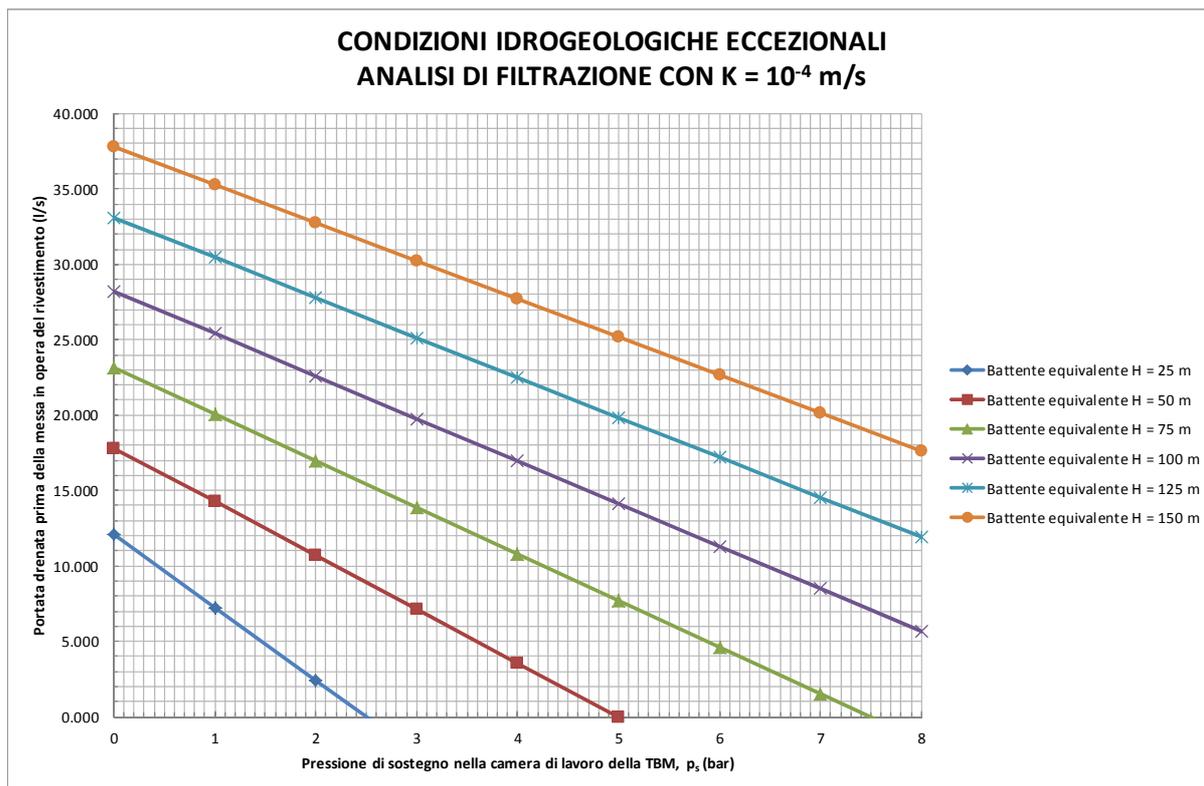


Figura 4.9 – Risultati analisi di filtrazione e valutazione delle portate drenate, condotte nella zona del fronte di scavo e dello scudo, in funzione della pressione di sostegno nella camera di lavoro prima della messa in opera del rivestimento definitivo impermeabile per un valore del coefficiente di permeabilità pari a 10^{-4} m/s.

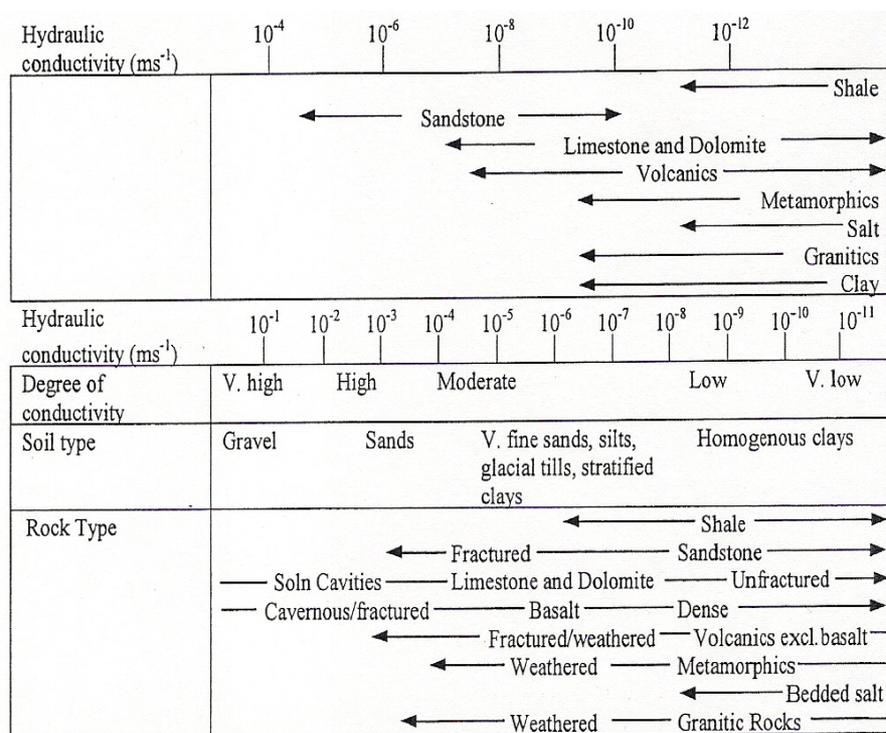


Figura 4.10 – Permeabilità tipiche di riferimento per i terreni e le rocce.

5. CARICHI IDROSTATICI SUL RIVESTIMENTO DEFINITIVO

5.1 Generalità

Lo studio geologico e idrogeologico, sulla base dei sondaggi effettuati, ha evidenziato la possibilità che durante lo scavo delle gallerie siano intercettati degli acquiferi con potenziali venute d'acqua in presenza anche di carichi piezometrici significativi.

La conoscenza delle condizioni idrogeologiche presenti lungo il tracciato delle gallerie in oggetto, assume particolare importanza relativamente ai seguenti 3 punti fondamentali.

Il primo concerne la valutazione degli effetti, causati dallo scavo delle gallerie, sugli acquiferi ed in modo particolare sulle sorgenti, sui pozzi e sui corsi d'acqua per valutare l'eventuale necessità di adottare particolari interventi durante lo scavo delle gallerie (interventi di consolidamento, impermeabilizzazione, ecc.) o interventi di compensazione delle risorse idriche; questo primo punto è stato trattato in maniera esaustiva nella relazione idrogeologica alla quale si rimanda.

Il secondo è relativo alla stima dell'entità e delle modalità di un eventuale drenaggio al fronte di scavo durante l'avanzamento degli scavi, tenendo conto che l'impiego di frese di grande diametro rende molto meno flessibile lo scavo rispetto allo scavo in tradizionale. Tale problematica deve essere valutata con grande accuratezza tenendo presente che zone particolarmente critiche dal punto di vista idrogeologico non previste in sede di progetto potrebbero causare enormi problemi fino allo stesso blocco della TBM e conseguenti considerevoli ritardi nel programma dei lavori. Il terzo ed ultimo aspetto riguarda la galleria in esercizio con l'anello del rivestimento in conci prefabbricati che deve garantire la tenuta ed essere in grado di sostenere eventuali carichi piezometrici presenti nell'ammasso roccioso circostante la galleria.

Nel presente capitolo verrà analizzata la problematica relativa alla valutazione dei massimi carichi idrostatici agenti sul rivestimento definitivo, adottati per il progetto definitivo del rivestimento delle gallerie sulla base dell'interpretazione delle indagini geologiche, idrogeologiche e geomeccaniche effettuate lungo l'intero tracciato. Tali valutazioni risultano propedeutiche alla definizione delle indagini geotecniche, che saranno condotte durante l'avanzamento della TBM (capitolo 6), e alla definizione dei criteri di interpretazione (capitolo 7).

Lo scavo della galleria Monterosso interessa, infatti, in una tratta di lunghezza rilevante, la formazione delle serpentiniti (sondaggio VB7), i cui sondaggi hanno evidenziato la presenza di acquiferi superficiali, che alimentano alcune sorgenti, con valori di pressione dell'acqua elevati.

In tale tratta della galleria Monterosso, caratterizzata da una copertura di circa 200 m, assume fondamentale importanza valutare, in funzione della profondità, i diversi gradi di interconnessione del reticolo di fratture, in funzione della densità delle fratture e della loro estensione ed orientamento, e, conseguentemente, il valore della permeabilità "equivalente". Occorre, infatti, tenere presente che trattasi comunque di una permeabilità "equivalente" in quanto si è in presenza di un mezzo

caratterizzato da una permeabilità secondaria per fratturazione, che dipende dalle caratteristiche delle discontinuità (apertura, riempimento, scabrezza, ecc.) e dal grado di connessione fra le diverse famiglie di discontinuità, presenti nell'ammasso roccioso (estensione, persistenza, spaziatura, ecc.).

I valori della permeabilità "equivalente" e dei carichi piezometrici assumono una importanza fondamentale per le problematiche del rivestimento definitivo, per quanto concerne la tenuta e le possibili sollecitazioni agenti sull'anello in conci prefabbricati nel lungo termine.

Nel successivo paragrafo sulla base dei dati ottenuti dalle indagini geotecniche (sondaggi, rilievi geomeccanici, prove di permeabilità, prove geofisiche, etc.) adottando gli usuali approcci di geologia strutturale verranno definiti i massimi valori della pressione dell'acqua attesi alla profondità delle gallerie; valori che saranno comunque verificati durante l'avanzamento della TBM mediante apposite indagini geotecniche illustrate nel capitolo 6 e sulla base di criteri di interpretazione illustrati nel capitolo 7.

Nel caso i valori di permeabilità e pressione dell'acqua risultassero superiori a quelli massimi di progetto, verranno realizzati appositi interventi di consolidamento ed impermeabilizzazione mediante miscele cementizie iniettate ad alta pressione attraverso lo scudo e la testa fresante della TBM.

A quest'ultimo riguardo, occorre evidenziare che nei profili geomeccanici e di monitoraggio delle gallerie, sono indicate le tratte nelle quali, sulla base delle conoscenze geologiche, idrogeologiche e geomeccaniche finora acquisite, non è esclusa la possibilità di dovere eseguire degli interventi di consolidamento/impermeabilizzazione.

5.2 Carichi piezometrici massimi

Essendo in presenza di un mezzo caratterizzato da una permeabilità per fratturazione, il principio degli sforzi efficaci valido nella meccanica dei terreni, ovvero sia per materiali caratterizzati da una permeabilità per porosità, deve essere modificato sulla base dei ben noti principi della geologia strutturale, come di seguito illustrato (Franciss, F.O., 1994).

Principio degli sforzi efficaci nella meccanica dei terreni:

$$P = P' + U$$

$$Q = Q' + U$$

Principio degli sforzi efficaci nella meccanica delle rocce:

$$P = P' + \mu \cdot U$$

$$Q = Q' + \mu \cdot U$$

Più precisamente, le tensioni efficaci possono essere ricavate mediante le seguenti espressioni:

$$P' = \gamma \cdot (z - h) + (\gamma_{\text{sat}} - \mu \cdot w) \cdot h$$

$$Q' = m \cdot P'$$

$$\mu \cdot U = \mu \cdot w \cdot h$$

dove:

P' = tensione verticale efficace alla profondità z

Q' = tensione orizzontale efficace alla profondità z

U = pressione dell'acqua alla profondità $z = w \cdot h$

$\mu \cdot U$ = pressione ridotta dell'acqua alla profondità z , avendosi $0 \leq \mu \cdot U \leq U$

h = altezza del livello della falda al di sopra dell'asse della galleria

w = peso dell'unità di volume dell'acqua

z = profondità dell'asse della galleria

γ = peso dell'unità di volume dell'ammasso roccioso

γ_{sat} = peso dell'unità di volume dell'ammasso roccioso saturo

μ = parametro variabile con la profondità z , il cui valore dipende dalle caratteristiche sia della matrice rocciosa sia delle fratture presenti nell'ammasso roccioso come più avanti discusso, $0 \leq \mu \leq 1$.

Ad esclusione del valore di μ , le relazioni sopra indicate rispecchiano quelle note nella meccanica dei terreni e basate sul principio degli sforzi efficaci. Il concetto di μ è ampiamente discusso in letteratura nell'ambito dei principi di geologia strutturale e rappresenta una generalizzazione dello stesso principio degli sforzi efficaci, avendosi, nel caso dei terreni ed anche delle rocce caratterizzate da un valore della porosità interstiziale superiore al 20%, un valore di μ , praticamente, pari all'unità.

Per rocce massive il valore di μ dipende dall'apertura, rigidezza, spaziatura ed estensione dei giunti ed anche dalla deformabilità della matrice rocciosa. Per scopi pratici μ descrive la sensibilità idrodinamica dell'ammasso roccioso nei confronti delle deformazioni indotte dallo scavo della galleria. Il suo valore può essere stimato sulla base della seguente relazione (Laginha Serafin, 1968 e Geertsma):

$$\mu = 1 - \frac{K_p}{K}$$

dove K_p e K sono i valori del modulo di deformazione volumetrica, rispettivamente dell'ammasso roccioso e della matrice rocciosa, $K = E' / 3 \cdot (1 - 2 \cdot \nu')$, dove E' è il modulo di elasticità normale e ν' il rapporto di Poisson, rispettivamente dell'ammasso roccioso e della matrice rocciosa.

Sulla base di dati di letteratura (si veda anche le figure 5.1, 5.2 e 5.3), si può assumere un valore del rapporto fra il modulo di deformabilità dell'ammasso roccioso e il modulo di deformabilità della matrice rocciosa pari a 0.25 con un conseguente valore $\mu = 0.75$. Con tale approccio, si può quindi adottare un carico piezometrico a tergo dei conci del rivestimento definitivo pari a $h = \mu \cdot 200 = 0.75 \cdot 200 = 150$ m.

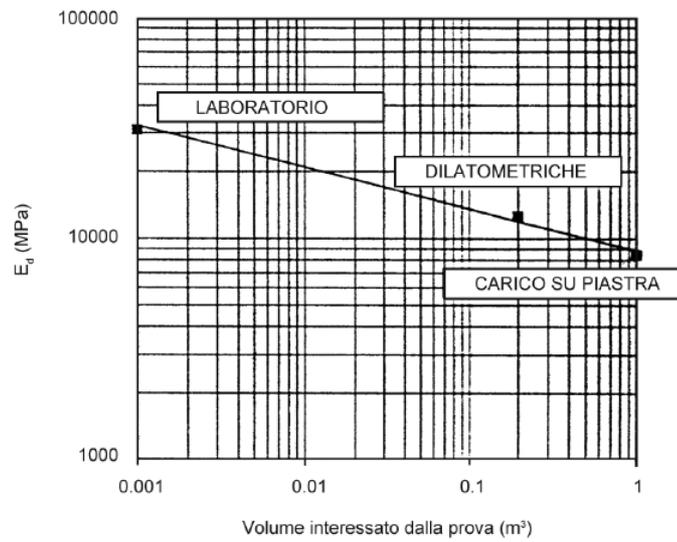


Figura 5.1 - Effetto scala sul modulo di deformabilità di una fillade (Tanzini, 2010).

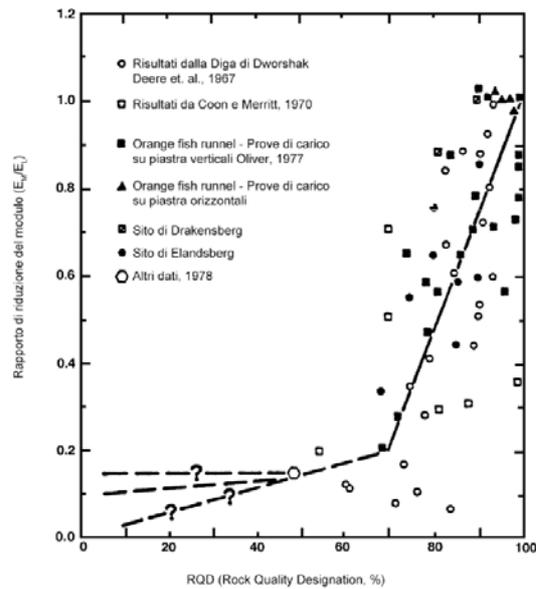


Figura 5.2 - Correlazione fra RQD e il rapporto di riduzione del modulo.

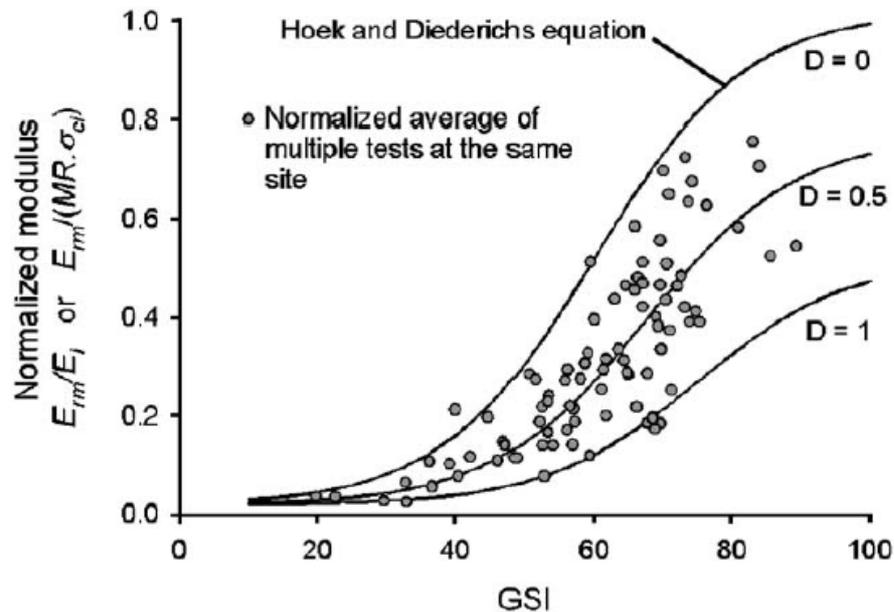


Figura 5.3 – Valori del rapporto fra modulo di deformabilità dell’ammasso roccioso e il modulo di deformabilità della matrice rocciosa forniti da Hoek and Diederichs (2005).

Un altro approccio è stato sviluppato da Ribacchi et al. (2002), sulla base di una ricerca commissionata da Italferr per le gallerie delle tratte ad Alta Velocità, con particolare riferimento alla tratta Bologna – Firenze.

Secondo tale approccio, l’altezza d’acqua h_e all’estradosso del rivestimento definitivo è data dalla seguente espressione:

$$\frac{h_e}{h_0} = 1 - \alpha_{riv}$$

dove:

$$\alpha_{riv} = \left\{ 1 + \frac{\ln(r_e/r_i)}{\ln(R/r_e)} \cdot \frac{k}{k_{riv}} \right\}^{-1}$$

dove:

r_i = raggio interno

r_e = raggio esterno

R = raggio d’influenza convenzionale adottato pari a $2 h_0$ per modello assialsimmetrico

h_0 = quota della falda rispetto alla asse della galleria

k = permeabilità dell’ammasso

k_{riv} = permeabilità del rivestimento definitivo

Applicando tale soluzione e assumendo un coefficiente di permeabilità “equivalente” per l’ammasso pari a 10^{-8} m/s e un coefficiente di permeabilità del rivestimento pari a 10^{-10} m/s, si ottiene un valore di $\alpha_{riv} = 0.31$ e, conseguentemente, un valore di $h_e = 200 (1-0.31) = 138$ m.

Assumendo pertanto il valore più cautelativo, ottenuto applicando i due differenti tipi di approccio, pari a un carico piezometrico di 150 m e ipotizzando che tale carico venga applicato uniformemente lungo l’intero anello in conci prefabbricati del rivestimento delle gallerie autostradali dello spessore di 60 cm si ottengono le seguenti sollecitazioni sul rivestimento definitivo.

Adottando sia la soluzione proposta da Jaeger (1972) per determinare le tensioni in un anello cilindrico sottoposto ad una pressione interna (nulla) e una pressione esterna causata dalla presenza del carico piezometrico si ottiene una tensione massima nei conci compresa fra 16.8 e 18.3 MPa, come mostrato nella tabella 5.1. Nella figura 5.3 viene inoltre riportato l’andamento della massima sollecitazione nel rivestimento definitivo per diversi valori del carico piezometrico.

Tabella 5.1 – Tensioni nell’anello del rivestimento in conci prefabbricati delle gallerie autostradali per un carico piezometrico di 150 m.

TENSIONI IN UN TUBO SPESSO AL QUALE VIENE APPLICATA UNA PRESSIONE INTERNA ED ESTERNA (JAEGER, 1972)	
Raggio esterno, c =	7.02 m
Raggio interno, b =	6.42 m
Pressione interna, p_i =	0 kPa
Pressione esterna, p_e =	1500 kPa
Tensione tangenziale per R=b	
σ_t =	18.3 MPa
Tensione tangenziale per R=c	
σ_t =	16.8 MPa

Anello in conci prefabbricati dello spessore di 0.6 m con raggio interno pari a 6.42 m

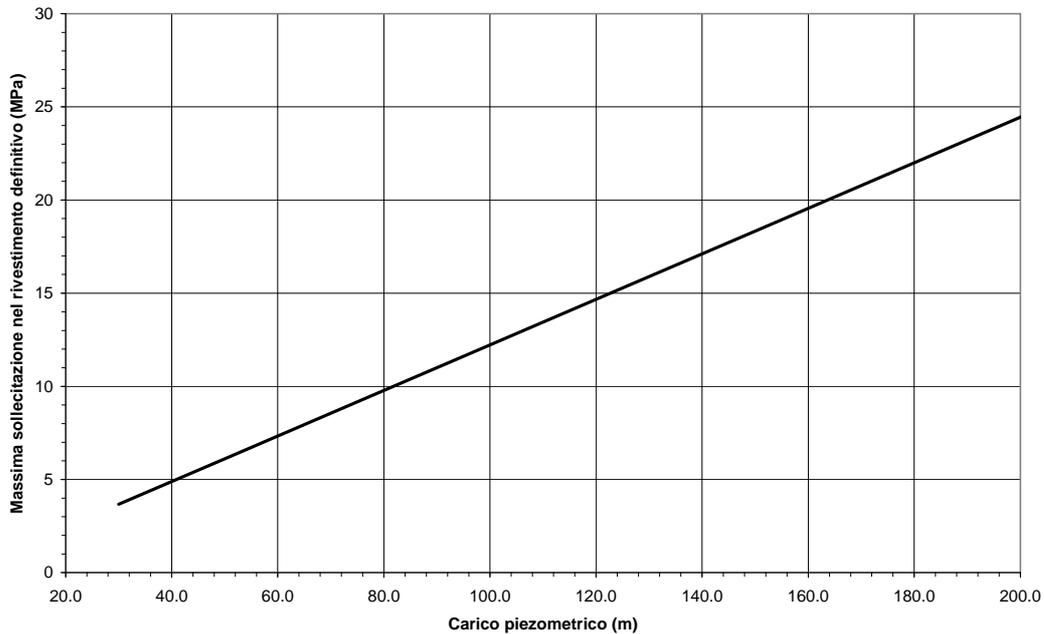


Figura 5.3 – Andamento della massima sollecitazione nel rivestimento definitivo in funzione del carico piezometrico.

Con riferimento alle verifiche allo stato limite (NTC 2008), per tali tratte occorre adottare dei conci caratterizzati da una classe di resistenza superiore a quella prevista per le tratte senza particolari problematiche idrogeologiche (C35/45).

Infatti, adottando una classe di resistenza C40/50 si ottiene una tensione massima a compressione: $\sigma_{c,max} = 0.45 \times f_{ck} = 18.0$ MPa praticamente coincidente con la massima tensione calcolata.

6. INDAGINI GEOTECNICHE DURANTE L'AVANZAMENTO DEL FRONTE DI SCAVO

6.1 Premessa

Tenendo conto dello sviluppo longitudinale delle 3 gallerie che saranno scavate con TBM (gallerie Monterosso, Amandola e Borgonuovo) e della presenza di numerose formazioni geologiche caratterizzate da proprietà geomeccaniche, grado di fratturazione e, conseguentemente, da circolazione idrica estremamente variabili, la TBM sarà attrezzata per l'esecuzione di indagini geotecniche di tipo sia diretto sia indiretto, in avanzamento rispetto al fronte di scavo, per una costante verifica delle effettive condizioni geologiche, idrogeologiche e geomeccaniche previste dal progetto.

L'esecuzione di indagini in avanzamento rispetto al fronte di scavo permetterà inoltre di identificare con migliore precisione, rispetto alle indagini condotte da piano campagna che hanno portato a definire il profilo longitudinale geologico, idrogeologico e geomeccanico di previsione, le tratte di scavo più critiche per quanto concerne le caratteristiche geomeccaniche, le possibili venute d'acqua, ecc..

Nel successivo capitolo 7 verranno illustrati i criteri di interpretazione di tali indagini, con particolare riferimento alla possibile realizzazione di interventi di consolidamento ed impermeabilizzazione al contorno del cavo, per superare zone particolarmente critiche dal punto di vista idrogeologico.

Con riferimento anche ai profili geomeccanici e di monitoraggio di progetto, è prevista:

- (1) l'esecuzione di indagini di tipo geofisico adottando il metodo BEAM descritto nel successivo paragrafo 6.2;
- (2) sondaggi in avanzamento, attrezzati con preventer per misurare la pressione dell'acqua, realizzati secondo quanto più avanti riportato (paragrafo 6.3).

6.2 Indagini geofisiche con il sistema BEAM

Il metodo Bore-Tunnelling Electrical Ahead Monitoring (BEAM), sviluppato da Kaus et al., è un sistema di indagine non invasiva ed un metodo di previsione appositamente sviluppato per la realizzazione di opere in sotterraneo. Esso permette una permanente e costante esplorazione delle condizioni presenti in avanzamento rispetto al fronte di scavo della galleria per una estensione di circa 3 volte il diametro della galleria. L'acquisizione dei dati e la loro interpretazione è condotta in automatico e i risultati della previsione sono mostrati in tempo reale permettendo rapide decisioni in sito durante l'avanzamento dello scavo.

Una caratteristica estremamente vantaggiosa del sistema è l'utilizzazione degli utensili di scavo posizionati sulle testa fresante della TBM e di componenti costruttivi estremamente sicuri come gli elettrodi che permettono di utilizzare la testa della TBM come induttore.

Poiché è sufficiente utilizzare un voltaggio inferiore ai 42 V è possibile un continuo utilizzo del sistema senza alcun danno alle persone e alla macchina.

Il sistema generale consiste dei seguenti componenti fondamentali (figura 6.1):

- unità BEAM: dispositivo geoelettrico localizzato nella cabina di guida della TBM come unità indipendente comprendente un video;
- elettrodi di misura A0: l'intera testa fresante della TBM con tutti o parte degli utensili di scavo a contatto con il terreno durante la rotazione della testa fresante;
- elettrodo di guardia A1: lo scudo della TBM o il rivestimento armato;
- elettrodo di ritorno B: un palo di ancoraggio fisso o all'interno o all'esterno della galleria ad una grande distanza dal fronte di scavo.

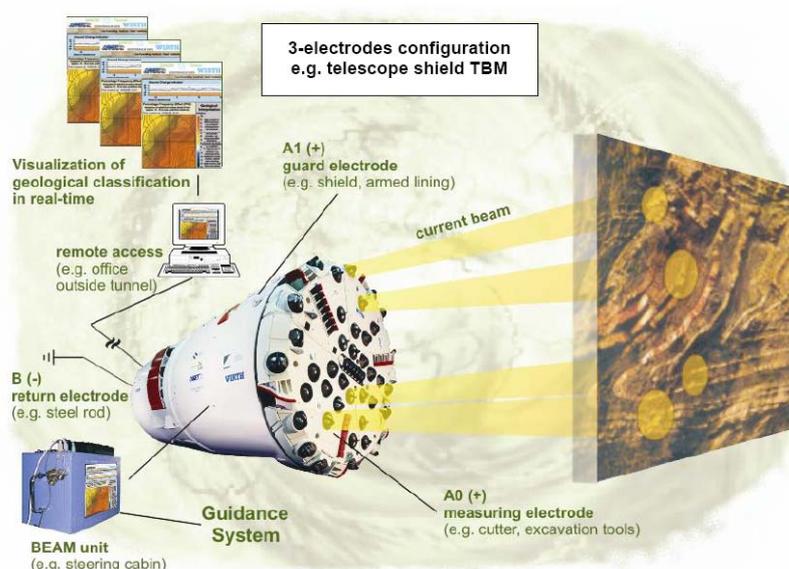


Figura 6.1 – Layout del sistema BEAM.

Pertanto, il sistema BEAM (Bore-Tunnelling Electrical Ahead Monitoring) è costituito da una serie di disk-cutter isolati elettricamente dal resto della macchina che emettono una corrente alternata variabile a bassa frequenza che permette l'analisi di un prisma di terreno di circa 3 volte il diametro di scavo oltre la testa fresante. Lo scudo della fresa costituisce un elettrodo che genera una corrente di guardia necessaria per forzare la corrente verso il prisma da analizzare.

Con riferimento alla figura 6.2 una zona sensitiva si ha quando si ha una variazione nelle caratteristiche del terreno presente oltre il fronte di scavo. Poiché sia l'elettrodo di guardia A1(+) sia l'elettrodo di misura A0(+) sono alimentati con una corrente caratterizzata dai medesimi potenziali e dalla medesima polarità, le linee di flusso della corrente penetrano nel terreno deviando le superfici equipotenziali intorno alla galleria.

In queste condizioni è evitato un cortocircuito, a causa della mancanza di una differenza di tensione e corrispondente vettore di campo elettrico tra le parti in acciaio degli elettrodi A1 e A0. Così, le resistenze

RL anche molto basse, ancora esistenti, tra A0 e A1 sono sufficienti ad impedire inaccettabili correnti di dispersione IL (fig. 6.2).

Con simulazioni numeriche ed esperimenti sul campo, si può dimostrare che questa situazione si incontra in tutti i casi con valori realistici della resistenza del terreno R_{G0}/R_{G1} , che dipendono dalla grandezza delle aree degli elettrodi accoppiati.

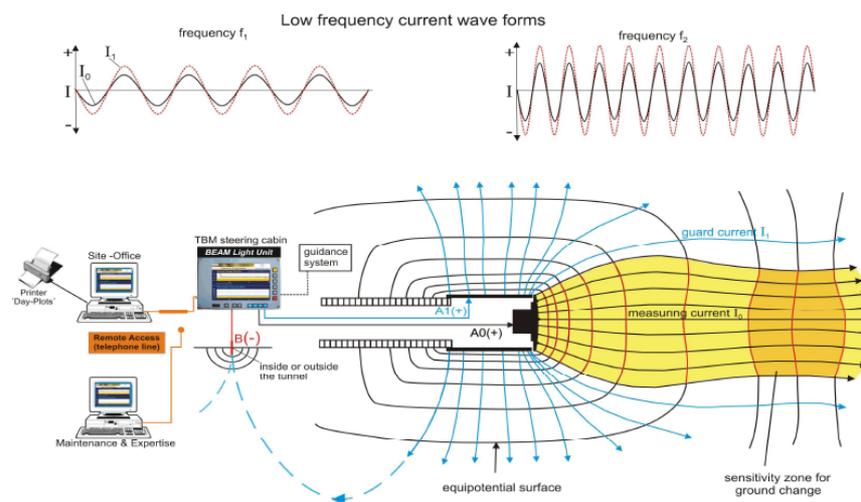


Figura 6.2 - Presentazione schematica del fascio focalizzato della polarizzazione indotta: campo elettrico e linee di corrente attorno al fronte di avanzamento della TBM.

In conclusione, l'acquisizione dei dati e la valutazione è ottenuta con correnti alternate $I_0(f)$ emesse da ogni cutter isolato (A0). Per ogni punto A0 si ottiene dal terreno indagato una resistenza $R(f)$ funzione della frequenza.

Il valore PFE (Percentage Frequency Effect) del terreno è calcolato nella seguente maniera:

$$R(f_1) = U(f_1)/I_0(f_1) \text{ (ohm)}$$

$$R(f_2) = U(f_2)/I_0(f_2) \text{ (ohm)}$$

Con $U(f)$ – costante (volt)

$$PFE = 100 \times ((R(f_1) - R(f_2)) / R(f_1)) \text{ (\%)}$$

Ove $f_1 < f_2$

La polarizzazione indotta (IP) espressa dal valore di PFE caratterizza la capacità della roccia di immagazzinare energia elettrica. Essa è causata da una variazione nella mobilità degli ioni nei pori e nello spazio delle fratture quando è applicato un campo elettrico, come mostrato nella figura 6.3 (Schön, J.H. : Physical properties of rocks; Elsevier Science, 1996).

Per esempio, con riferimento alla figura 6.3, le cariche si accumulano dove si hanno dei restringimenti nei pori o nelle fratture e la polarizzazione è basata sulle differenze di trasporto ionico. Formazioni con

piccoli pori e fratture serrate sono caratterizzate da una più elevata polarizzazione rispetto a formazioni con elevata porosità, fratture aperte e cavità carsiche.

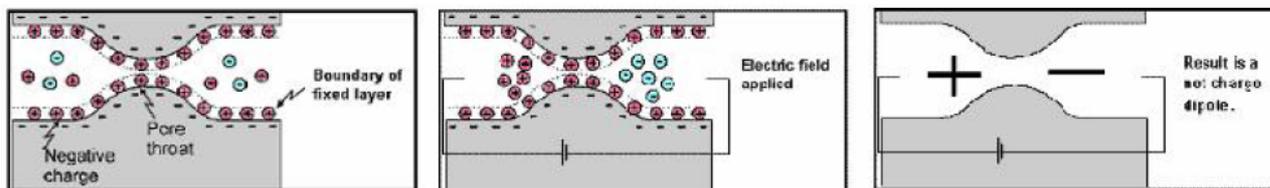


Figura 6.3 – Ragione microscopica dell'effetto dovuto alla polarizzazione indotta.

Conseguentemente, la polarizzazione indotta è reciprocamente correlata alla porosità efficace (idraulica) che costituisce una importante proprietà idrogeologica e geomeccanica degli ammassi rocciosi.

Sulla base dell'esperienza acquisita durante lo scavo di molte gallerie, utilizzando il sistema BEAM, è stata sviluppata una classificazione – relazione tra la polarizzazione indotta (PFE) e la porosità efficace, come mostrato nella figura 6.4.

Come si può notare sono state individuate tre classi principali per quanto concerne i valori di PFE (> 15%, 0-15% e < 0%) che corrispondono a tre classi di porosità efficace (porosità efficace bassa, media ed elevata) che comprendono differenti tipi e condizioni sia per le rocce dure sia per quelle tenere.

Acqua e aria hanno un valore di PFE vicino allo zero. Bassi valori di PFE indicano roccia con molte fratture, cavità carsiche oppure sabbia e ghiaia. Valori elevati del PFE indicano materiale compatto.

Nel caso di rocce competenti, zone ad elevata porosità (valori di PFE negativi) sono importanti dal punto di vista geotecnico in quanto possono rappresentare zone critiche a causa della presenza di faglie, zone di taglio, zone con presenza di cavità carsiche, zone con presenza di acqua o gas, zone con presenza di cavità o di materiale alterato e disintegrato.

Nel caso di rocce tenere o terreni, elevati valori della porosità efficace possono segnalare la presenza di acquiferi in sabbie e ghiaie, strati argillosi, legno, massi e pali; tutte condizioni particolarmente critiche dal punto di vista dell'avanzamento della TBM. Una caratterizzazione geologica e idrogeologica addizionale è, inoltre, ottenuta dal valore della resistività R che è misurata dal sistema BEAM al pari del valore di PFE. L'interpretazione combinata dei valori di PFE ed R permettono di incrementare ulteriormente le capacità del metodo di segnalare variazioni del terreno incontrato durante l'avanzamento degli scavi, in modo particolare per individuare la possibile presenza d'acqua e dei conseguenti possibili fenomeni di filtrazione verso lo scavo.

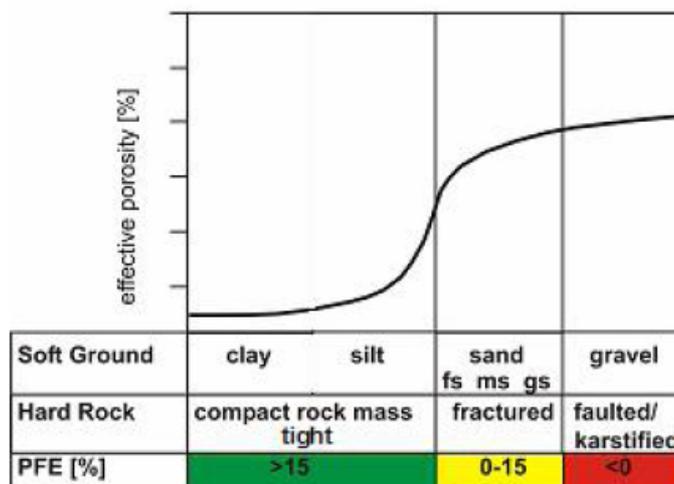


Figura 6.4 – Relazione fra la polarizzazione indotta (PFE) e la porosità efficace per una classificazione geologica.

Nella figura 6.5 è riportato un esempio delle restituzioni ottenute mediante il sistema BEAM durante lo scavo con TBM di una galleria in una formazione rocciosa, costituita da calcari, nella quale l'aspetto critico durante l'avanzamento era l'identificazione di faglie e di cavità carsiche. Con riferimento alla situazione mostrata nella figura 6.5, la previsione fornita dal sistema BEAM mostrava una consistente riduzione dei valori di PFE (linea rossa nella figura) e al tempo stesso un incremento della resistività (linea blu nella figura). Questa situazione indica una zona di faglia senza presenza di acqua e con uno spessore di circa 14 m all'interno di un ammasso roccioso alterato e disintegrato. Trattandosi di una TBM non scudata è stato poi possibile durante l'attraversamento verificare, con l'osservazione diretta dell'ammasso roccioso, l'esattezza della previsione con una accuratezza di +/- 0.5 m. Nel caso di una faglia con presenza di acqua il valore sia di PFE sia della resistività dovrebbero diminuire, permettendo di adottare particolari accorgimenti durante l'attraversamento della faglia.

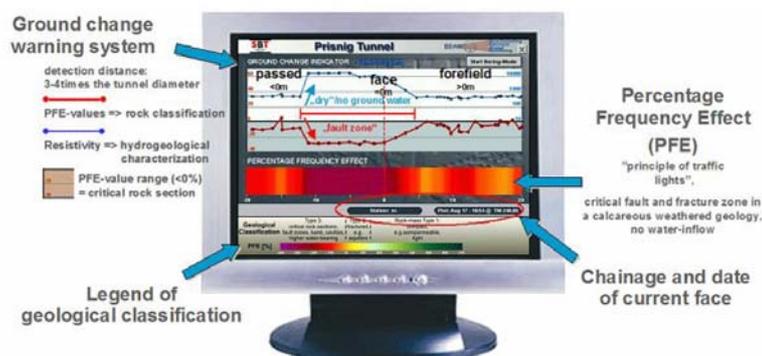


Figura 6.5 – Risultati riportati dal metodo BEAM relativamente alla zona interessata dalla presenza di una faglia senza acqua.

Il sistema BEAM è stato utilizzato per lo scavo della galleria autostradale Sparvo appartenente alla Variante di Valico. La figura 6.6 mostra per tale galleria la correlazione fra le diverse formazioni e litotipi presenti lungo la galleria e i valori di PFE e della resistività, messa a punto sulla base dell'adozione del sistema BEAM.

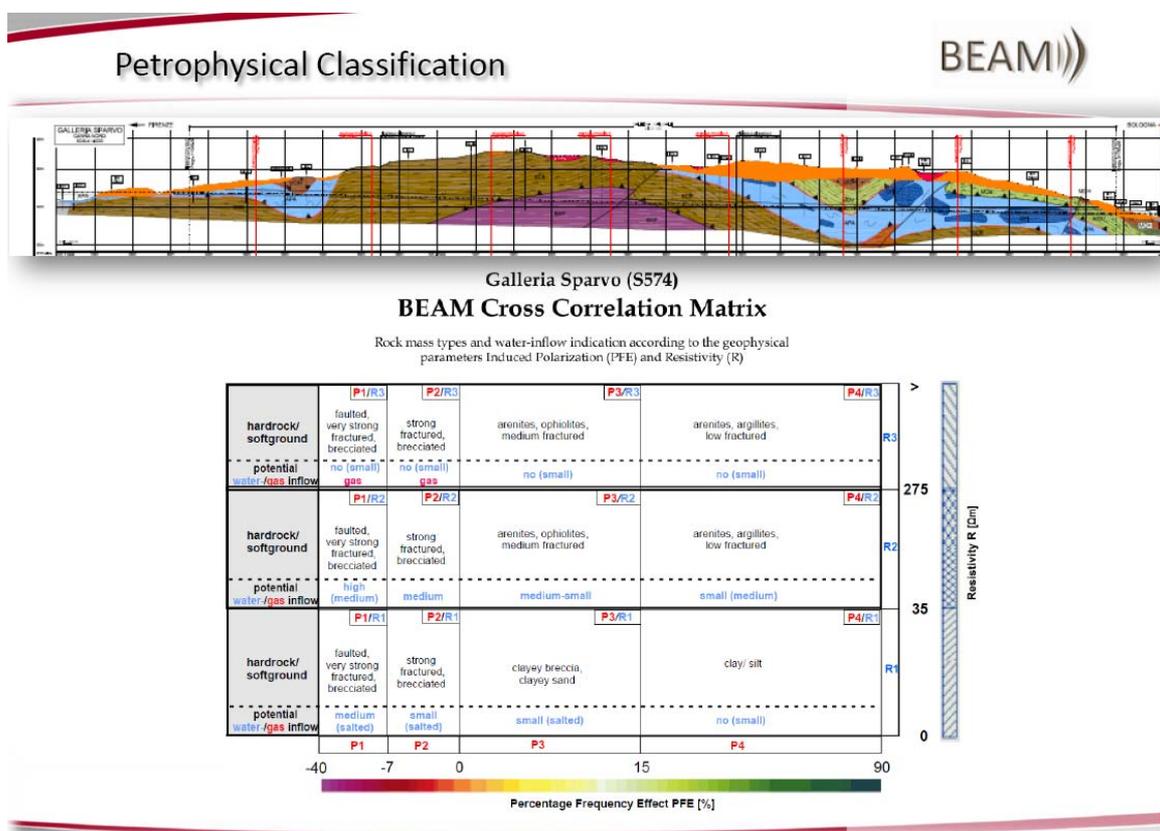


Figura 6.6 – Galleria Sparvo, correlazione fra le diverse formazioni geologiche, le condizioni idrogeologiche e i valori di PFE e della resistività R.

6.3 Sondaggi in avanzamento

Poiché le gallerie della Gronda di Genova interessate dallo scavo meccanizzato con TBM (gallerie Monterosso, Amandola e Borgonuovo) sono caratterizzate dall'attraversamento di numerose formazioni geologiche e da coperture elevate, fino a 500 m, fermo restando l'importanza delle indagini geologiche e geotecniche eseguite, nelle diverse fasi della progettazione, lungo il tracciato delle gallerie assume una importanza fondamentale che la TBM, ad integrazione del sistema BEAM, sia adeguatamente attrezzata per l'esecuzione di perforazioni in grado di verificare anticipatamente le effettive condizioni geologiche idrogeologiche e geomeccaniche che saranno attraversate durante l'avanzamento della macchina.

A questo riguardo, la recente costruzione di importanti gallerie profonde quali, per esempio, la galleria ferroviaria di Base del Gottardo in Svizzera ha permesso la progettazione ed installazione negli angusti

spazi disponibili, in corrispondenza della testa fresante della TBM, di adeguati mezzi di perforazione ed esplorazione dell'ammasso roccioso.

Con riferimento al presente Codice di Scavo, le perforazioni, che saranno eseguite in avanzamento rispetto al fronte di scavo, permetteranno di determinare la posizione spaziale dei litotipi presenti, le discontinuità e le zone di faglia, e di appurare la presenza di acqua nelle discontinuità e zone di faglia, allo scopo di adottare eventuali azioni correttive, come sarà più avanti illustrato, per quanto riguarda sia l'avanzamento della macchina sia il tipo di rivestimento definitivo, nonché eventuali misure speciali.

La progettazione della macchina dovrà tenere in debito conto la necessità di poter eseguire agevolmente, in accordo ai profili geologici e geomeccanici di previsione del Progetto Esecutivo, delle perforazioni in avanzamento rispetto al fronte di scavo. A questo riguardo, a titolo di esempio, nelle figure 6.7, 6.8 e 6.9 sono mostrate delle possibili ubicazioni, in corrispondenza della testa fresante e dello scudo della TBM, delle sonde e attrezzature per le realizzazioni di tali perforazioni geognostiche.

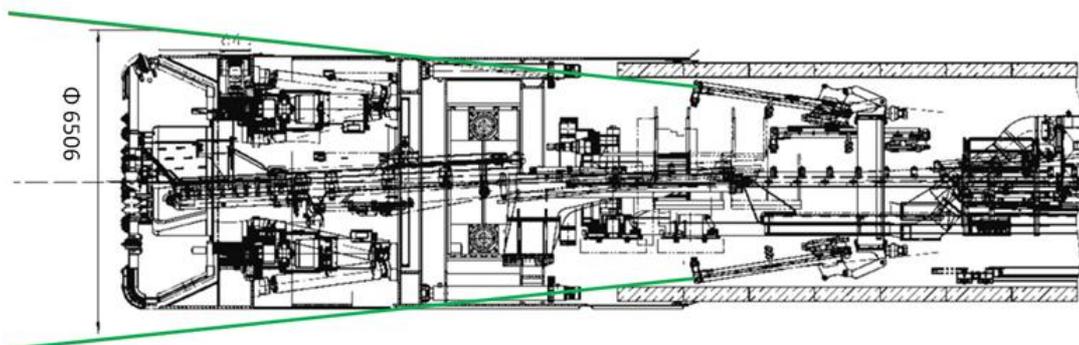


Figura 6.7 – Possibile ubicazione delle attrezzature per la realizzazione di perforazioni in avanzamento rispetto al fronte di scavo.



Figura 6.8 – Esempio di posizionamento di una perforatrice nella parte superiore del fronte di scavo di una TBM.

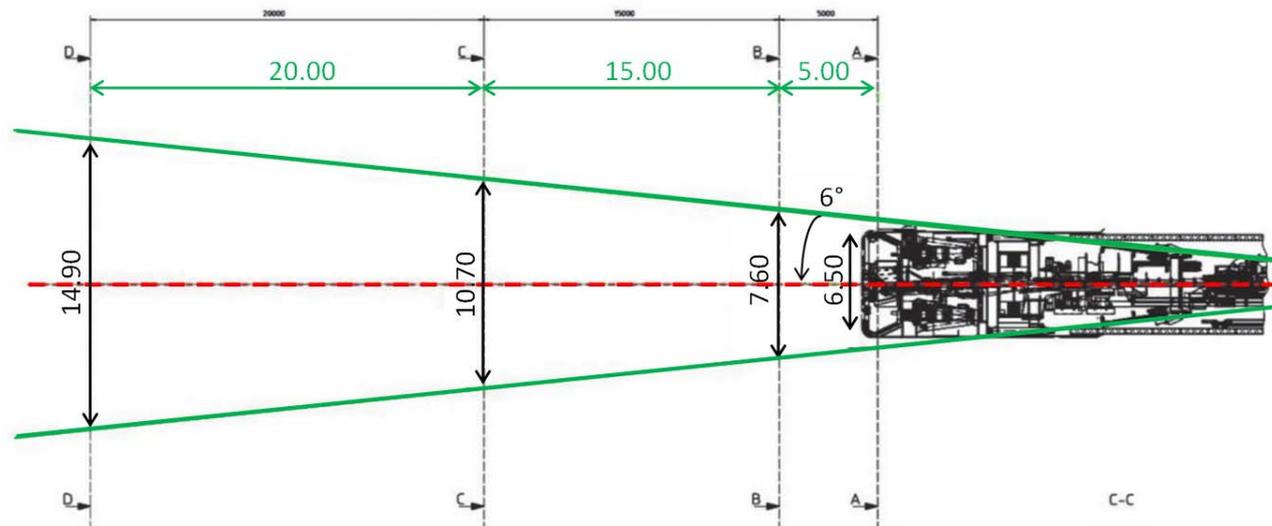


Figura 6.9 – Schema delle possibili direzioni relative a delle prospezioni realizzate dalla testa e dallo scudo della TBM.

L'attrezzatura della perforatrice dovrà essere progettata per realizzare delle perforazioni della lunghezza fino a 100 m, orientate secondo quanto mostrato nella figura 6.9 ovvero sia anche con inclinazioni verso l'esterno di 5-10°. Come noto, infatti, lo spazio disponibile determina le dimensioni della perforatrice e, conseguentemente, la lunghezza delle batterie di aste e di tubazioni di rivestimento che vengono man mano inserite nel foro di sondaggio. Ovviamente la lunghezza delle batterie d'aste ha delle notevoli conseguenze sulla stessa durata di perforazione. A sua volta il tipo di macchina, la sua potenza, le dimensioni della perforatrice hanno una influenza fondamentale sulla lunghezza massima di perforazione realizzabile che a sua volta dipende dal tipo di perforazione, e anche sulla stessa precisione della perforazione. Occorre inoltre il necessario spazio per il complesso dell'impianto di servizio per l'attività di una perforatrice per tali sondaggi (ad esempio pompe, compressori d'aria, aste, tubi di rivestimento, miscelatori e le attrezzature per l'iniezione e la cementazione del foro). Relativamente alle possibili deviazioni della perforazione è importante che il sondaggio sia controllato mediante un'unità di controllo della direzione.

Per quanto concerne il metodo di perforazione, poiché è possibile attraversare anche zone di roccia compatta prima di intercettare zone di faglia o di roccia molto fratturata, si adatterà, in accordo anche alle più recenti esperienze riportate in letteratura (Kogler et al., 2014), la seguente metodologia. Perforazione mediante martello a fondo foro (DTH = Down – the – Hole) adottando la tecnologia Wassara (figura 6.10). Con tale sistema, senza estrazione di carote, viene utilizzato un martello a fondo foro (9 in figura 6.10). Il martello a fondo foro costituito da un cilindro di acciaio entro il quale agisce un pistone – massa battente, nella tecnologia Wassara DTH viene spinto mediante una pompa d'acqua ad

elevata pressione colpendo con violenza un utensile scorrevole su apposite guide, il quale a sua volta provvede a disgregare il materiale da perforare. Il martello a fondo foro infisso mediante pompa con acqua ad elevata pressione necessita di pompe in grado di pompare acqua con portate comprese fra 100 e 400 l/min e pressioni fino a 170 – 200 bar. Tale tecnologia risulta particolarmente idonea in presenza di acqua in pressione. Il vantaggio di utilizzare la tecnologia Wassara è anche la, recente, possibilità di sostituire il martello a fondo foro con un campionatore, delle dimensioni NQ (76 mm), adottando la perforazione via cavo (wire-line), come mostrato nella figura 6.11. Il metodo di perforazione via cavo, più comunemente chiamato con il termine inglese wire-line, consiste nel perforare il terreno e la roccia inserendo contemporaneamente la tubazione metallica di rivestimento. Il sistema di perforazione wire-line (a fune) prevede la rotazione di una colonna tubolare che accoglie al suo interno un carotiere non rotante, il quale contiene la carota di terreno; tale strumento viene estratto dalla colonna tubolare stessa attraverso un apposito dispositivo di aggancio attraverso una fune di manovra che scende all'interno della colonna tubolare.

Il vantaggio di tale metodo di perforazione consiste nell'elevata penetrazione in formazioni di roccia compatta (che non rappresentano un rischio per lo scavo meccanizzato) e una più elevata qualità di dati geotecnici quando si incontra una zona di faglia grazie al sistema di campionamento permesso dal sistema wire-line.

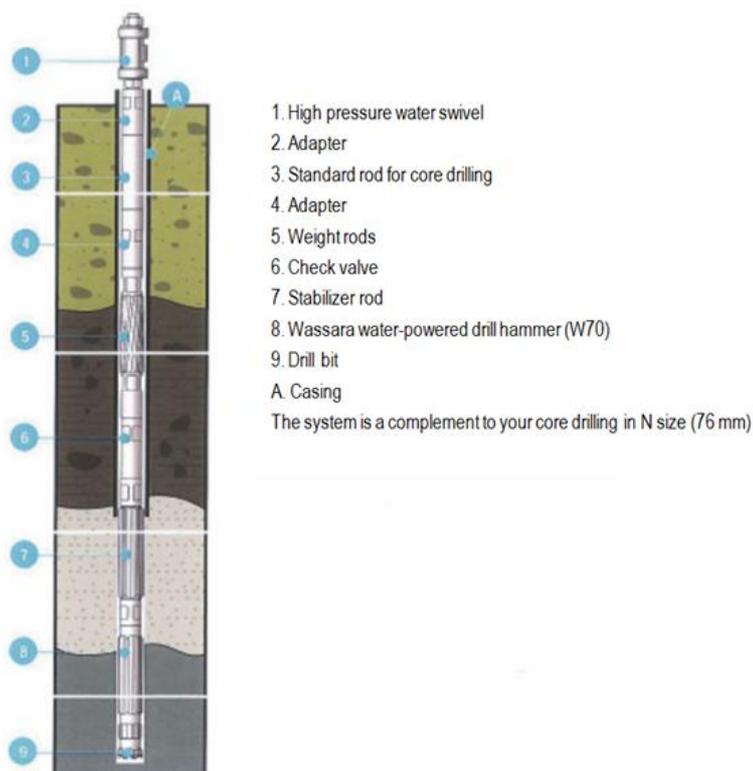


Figura 6.10 – Tecnologia di perforazione Wassara con estrazione di campioni.

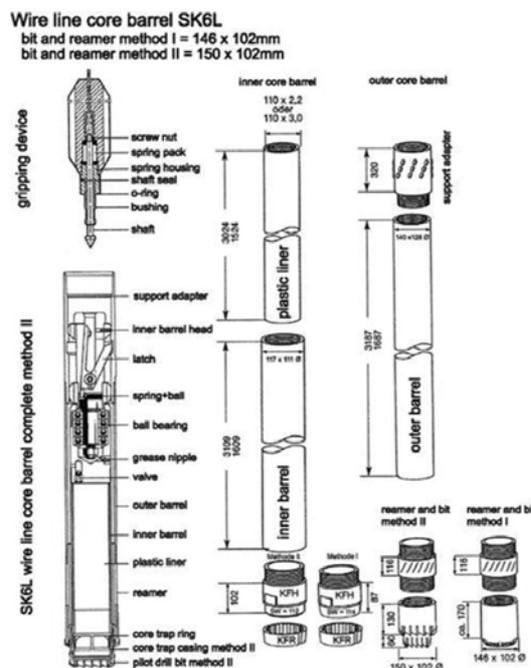


Figura 6.11 – Tecnologia di perforazione wire-line.

Occorre inoltre ricordare che l’attrezzatura dovrà essere dotata della strumentazione che consente di misurare i parametri di perforazione (spinta sull’utensile, numero di giri, coppia di rotazione, pressione e portata del fluido).

Relativamente ai criteri di interpretazione dei sondaggi da eseguire dalla TBM in avanzamento rispetto al fronte di scavo, oggetto della presente relazione, nelle zone critiche dal punto di vista idrogeologico per presenza di acqua e di acqua in pressione, è necessario l’impiego di dispositivi per controllare la pressione dell’acqua. I dispositivi che consentono di controllare questi fenomeni sono i cosiddetti “preventers”, correntemente definiti con la sigla B.O.P. (Blow-Out Preventer), cioè dispositivi in grado di chiudere temporaneamente il foro nel caso di eccesso di fluidi in pressione.

Il dispositivo deve essere saldamente ancorato per resistere alla contropinta del fluido in pressione. L’inserimento di un tratto di tubazione (per esempio di diametro 114 mm) è necessario per il fissaggio del preventer; gli spezzoni hanno filettatura sinistra per evitare lo svitamento accidentale durante le successive fasi di perforazione. La lunghezza della tubazione è scelta in relazione alla qualità della roccia. Essa è inserita in un preforo eseguito appositamente e cementata per renderla solidale all’ammasso roccioso ed impedirne lo sfilamento nel caso si dovesse procedere alla chiusura totale delle valvole del preventer allo scopo di misurare l’entità della pressione. Trattandosi di fori orizzontali, per procedere all’iniezione della intercapedine, si deve comunque intasare la bocca foro per impedire la fuoriuscita della miscela di cementazione.

Tale funzione viene svolta, per esempio, da un sacco otturatore, che può essere costruito in cantiere con una calza di geotessuto idonea.

Una cannetta passante lungo il sacco otturatore, consente l'iniezione dell'intercapedine; una seconda cannetta è utilizzata per l'espansione del sacco otturatore. La miscela iniettata è a base di cemento con additivi acceleranti o con resine bi-componenti. Ultimato il fissaggio del tubo metallico viene montato il preventer, fissato al tubo cementato mediante una flangia e supportato da adeguata struttura quando deve operare a sbalzo (figura 6.12). Nella figura 6.13 è mostrato in dettaglio lo schema delle parti di un preventer.

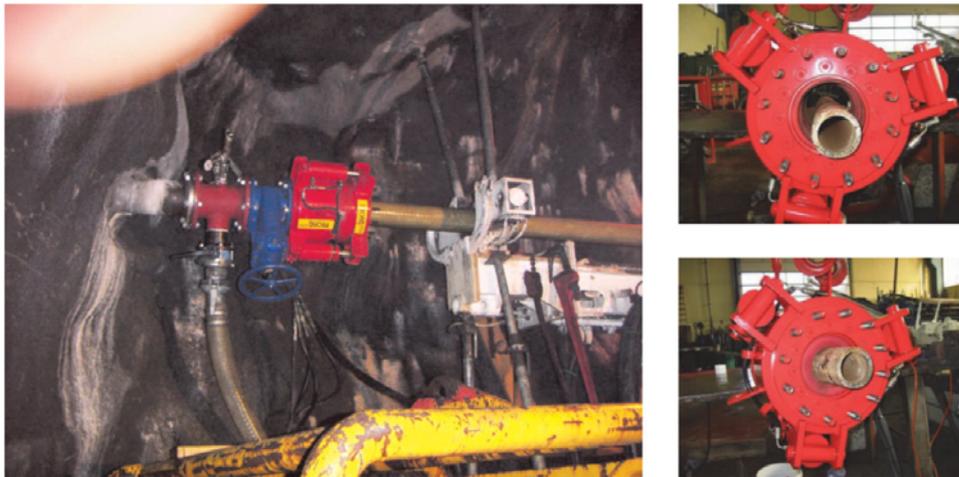


Figura 6.12 – Installazione del preventer a bocca di un foro sub orizzontale in galleria.

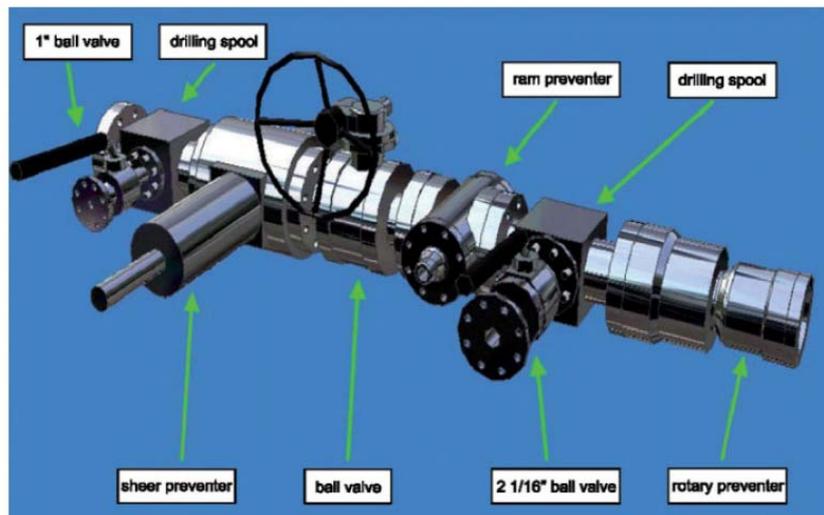


Figura 6.13 – Schema delle parti di un preventer.

6.4 Acquisizione sistematica dei parametri operativi della macchina e dei dati di scavo

6.4.1 Premessa

La realizzazione di una galleria con scavo meccanizzato rappresenta una singolarità sotto il profilo di analisi del terreno scavato poiché non è possibile osservare il “fronte di scavo”, ad eccezione di rilievi puntuali possibili in occasione dei fermi per la manutenzione della testa di scavo. Conseguentemente risulta di fondamentale importanza che tutte le informazioni significative, conseguite con le campagne di indagini geologiche e geotecniche, siano perfettamente note agli operatori e all’intero team di lavoro della TBM allo scopo di individuare le motivazioni dei parametri operativi indicati dal progetto per l’avanzamento della TBM stessa.

Per tale motivo le seguenti informazioni devono essere prontamente disponibili agli operatori:

- formazioni geologiche, tipi di terreno e comportamento geotecnico allo scavo con TBM dei terreni interessati;
- presenza in superficie di strutture prossime al tracciato;
- allineamento della galleria;
- volume della miscela per il riempimento primario dietro i conci;
- pressione di iniezione per il riempimento primario dietro i conci;
- forze di spinta;
- coppia della testa di scavo;
- nel caso di EPB, caratteristiche e quantità degli agenti condizionanti;
- il volume di terreno scavato.

6.4.2 Parametri operativi della macchina e dati di scavo

Le moderne macchine di scavo del tipo EPB o Slurry shield hanno componenti meccaniche ed elettroniche assai complesse, che permettono di eseguire scavi con estrema precisione lungo tracciati piano-altimetrici predefiniti, in contesti geotecnici difficili, attraverso la definizione ed il successivo controllo di “parametri guida”, remotizzati in centrali di controllo.

Senza entrare nel dettaglio dei parametri guida e delle caratteristiche della macchina che viene impiegata, di seguito si evidenziano alcuni “parametri operativi” e “dati di scavo” da tenere sotto controllo durante gli avanzamenti, per le ripercussioni che possono avere sulla definizione dei bacini di subsidenza in superficie, relativamente alle macchine di scavo tipo EPB.

E’ inoltre di fondamentale importanza predisporre un programma informatico di gestione dei parametri chiave, così da disporre di tabelle e grafici di semplice e immediata comprensione, da correlare, tra l’altro, con i risultati del sistema di monitoraggio predisposto.

6.4.2.1 Dati sulle caratteristiche dei terreni

Il terreno scavato viene estratto dalla camera di scavo mediante la coclea e trasportato all'esterno mediante nastro trasportatore. In tale sede può quindi essere attentamente visionato, al fine di verificarne, seppur qualitativamente, le sue caratteristiche geotecniche, con particolare riferimento alla granulometria.

Nel caso di utilizzo di EPB la percentuale di materiale fine presente acquista un ruolo fondamentale sulla tipologia e sulle caratteristiche del condizionamento del materiale in camera di scavo. Da esso infatti dipende il raggiungimento delle proprietà necessarie, in termini di plasticità e fluidità del mezzo, per il mantenimento della pressione di bilanciamento. Allo scopo dovranno essere condotte prove di laboratorio preventive in fase di progetto e sistematiche in fase di scavo.

Queste ultime risultano necessarie anche per la determinazione del peso di volume del materiale estratto, γ_{nat} , parametro fondamentale per la definizione del volume di materiale scavato a partire dal peso dello stesso, come verrà discusso nel seguito.

Per analizzare le caratteristiche di consistenza del terreno è possibile inoltre utilizzare due parametri individuati dal rapporto tra “Forza di spinta” (F) e “Velocità di avanzamento” (v), rapporto denominato Indice di Qualità Diretta del terreno (D.Q.I.), e tra “Momento torcente della testa” e “Penetrazione” (p), denominato Indice di Qualità Indiretta del terreno (I.Q.I.).

Il D.Q.I. ha le dimensioni di una forza diviso una velocità e corrisponde ad una “resistenza meccanica”, mentre I.Q.I. ha le dimensioni di una forza moltiplicata una velocità angolare e corrisponde concettualmente alla potenza necessaria per ruotare la testa all'interno del terreno.

Questi indici rappresentano un buon modo di valutare oltre alle caratteristiche del terreno anche la riuscita del condizionamento. Nel caso del primo rapporto tanto più è maggiore tanto migliore è la qualità meccanica del terreno. Anche nel secondo caso concettualmente è possibile giungere alle medesime conclusioni, ma poiché la coppia della testa di scavo della macchina è grandemente influenzata da fenomeni attritivi tra il terreno e la testa fresante, la correlazione con le caratteristiche del terreno è più incerta.

6.4.2.2 Dati sulla produzione

Al fine di analizzare il ciclo di produzione previsto per l'avanzamento, soprattutto durante i primi mesi di scavo, appare opportuno registrare i tempi necessari allo svolgimento delle singole attività previste, ed in particolare:

- durata della fase di scavo;
- durata della fase di installazione dell'anello di rivestimento;
- registrazione di eventuali fermi macchina, per manutenzioni ordinarie o straordinarie.

Il rapporto tra il tempo di scavo e di posa dell'anello di rivestimento permette di condurre valutazioni sul livello di sistematicità dell'avanzamento. Il rapporto tra fermi e ciclo di avanzamento permette di evidenziare il "livello di efficienza" del sistema e di verificare le eventuali connessioni tra fermi macchina, detensionamento del fronte di scavo e cedimenti in superficie.

6.4.2.3 Volumi di scavo e riempimento

Al fine di effettuare un indispensabile equilibrio tra volumi scavati, volume della galleria e volume della miscela cementizia di riempimento a tergo dell'anello, appare necessario procedere alla registrazione in continuo di:

- peso del materiale scavato ad ogni operazione (stroke) di avanzamento; attraverso la conoscenza del peso di volume del materiale condizionato (per il quale, come detto, occorrono sistematiche prove di laboratorio), è possibile determinare il volume del materiale estratto;
- velocità di rotazione della coclea;
- volume della miscela iniettata dalla coda dello scudo;
- pressione di iniezione della miscela cementizia (per ogni iniettore).

Nota il volume teorico di scavo ed il volume della galleria, compreso dello spessore di rivestimento, è così possibile individuare, a partire dal volume di materiale scavato durante ogni fase di avanzamento, l'eventuale prodursi di sovrascavi o vuoti al contorno del profilo di scavo, così da predisporre il corretto quantitativo di miscela e malta cementizia di riempimento.

Il rapporto tra volume di materiale scavato e volume di malta cementizia iniettata, quest'ultimo determinato attraverso il numero di pompate noto il quantitativo di ciascuna pompata, deve pertanto essere il più possibile costante e deve essere attentamente tenuto sotto controllo.

La pressione di iniezione della miscela di riempimento permette di valutare l'affidabilità della riuscita del riempimento, nonché stimare eventuali convergenze aggiuntive dovute alla pressione esterna del terreno e dell'acqua.

6.4.2.4 Parametri della macchina

Oltre ai dati di scavo in termini di volume di terreno estratto, appare utile registrare anche i parametri di avanzamento della macchina, ovvero:

- forza di spinta totale (valore medio del ciclo di avanzamento), espressa in kN;
- momento torcente della testa (valore medio del ciclo di avanzamento), espresso in MN m
- velocità di avanzamento medio, espressa in mm/min;
- corsa dei pistoni, espressa in mm;
- pressione dei singoli martinetti.

I suddetti parametri consentono di stimare in modo indiretto le proprietà meccaniche del materiale.

I parametri precedentemente elencati, e in particolare il valore di spinta, forniscono una prima stima della pressione del terreno, ovvero da un lato definiscono la difficoltà/facilità di avanzamento (dato che si può desumere anche dall'analisi della velocità di avanzamento–penetrazione) e dall'altro le possibili ripercussioni in superficie in rapporto alla spinta globale esercitata dal terreno e dalla falda sulla macchina. I dati relativi ai singoli martinetti, corsa e pressione locale, permettono di esaminare la distribuzione delle pressioni in sezione ed eventuali anomalie di spinta (dissimmetrie rispetto all'asse verticale).

6.4.2.5 Parametri di pressione in camera di scavo

Il dato che più facilmente può essere confrontato con le ipotesi di calcolo progettuali è la pressione agente in camera di scavo e la sua distribuzione sull'altezza del fronte. Allo scopo la macchina, in corrispondenza del bulkhead (parete stagna che separa la galleria dalla parte anteriore dello scudo dove agisce la testa di scavo), dispone di sensori disposti sui due lati della circonferenza macchina e su tre altezze. E' di fondamentale importanza procedere alla registrazione delle seguenti pressioni:

- pressione della camera di scavo, misurata in bar, in corrispondenza della calotta della macchina (average top pressure);
- pressione della camera di scavo, misurata in bar, in corrispondenza del piano dei centri (average middle pressure);
- pressione della camera di scavo, misurata in bar, in corrispondenza dell'arco rovescio (average bottom pressure);
- rapporto delle suddette pressioni fra l'inizio e la fine del ciclo di lavoro;
- registrazione delle perdite di pressione.

L'esame dell'andamento della pressione durante il ciclo di lavoro permette di evidenziare se il confinamento del fronte risulta continuo nel tempo e quindi tale da evitare periodi in cui avviene un decadimento del valore di pressione in camera di scavo al quale può essere associato il detensionamento del nucleo al fronte ed il prodursi di perdite di volume (ad esempio nella fase in cui i martinetti vengono ritratti per la posa di un nuovo anello di rivestimento).

Le perdite di pressione devono essere accuratamente registrate allo scopo di correlarle ai dati di monitoraggio in superficie.

6.4.2.6 Grafici di controllo

Per utilizzo dei dati da gestire in fase di esecuzione dei lavori occorre pertanto la predisposizione sistematica dei seguenti grafici, riportanti in ascissa il numero di anello ovvero le progressive lungo il tracciato della galleria:

- peso di volume – numero anello

- D.Q.I. e I.Q.I – numero di anello
- durata fase di scavo – numero di anello
- durata installazione anello – numero anello
- rapporto fermi/ciclo di avanzamento – numero di anello
- peso (volume) di materiale scavato – numero di anello
- volume di miscela iniettata – numero di anello
- rapporto volume di materiale scavato/volume di miscela – numero di anello
- velocità di rotazione della coclea – numero di anello
- pressione di iniezione della miscela di riempimento – numero di anello
- forza di spinta media – numero di anello
- momento torcente della testa (medio) – numero di anello
- velocità di rotazione della testa – numero di anello
- velocità di avanzamento – numero di anello
- corsa dei cilindri – numero di anello
- pressione del martinetto n° - numero di anello
- pressioni al fronte (medio) – numero di anello
- rapporto pressione al fronte inizio/fine ciclo – numero di anello
- perdite di pressione – numero di anello
- grafico con l'andamento delle pressioni lungo l'altezza della camera di scavo

Analoghi grafici dovranno essere predisposti anche con riferimento al tempo (disposto in ascissa) con intervalli di lettura pari a 5-10 secondi.

Occorre inoltre predisporre alcuni grafici di sintesi che riportino i principali parametri di scavo e li correlino ai dati derivati dal programma di monitoraggio che deve permettere di misurare:

- cedimenti/sollevamenti in superficie (reticolo di controllo topografico)
- cedimenti differenziali in corrispondenza di edifici (catene livellometriche)
- rotazioni di edifici alti (clinometri di parete)
- andamento della quota di falda (piezometri)
- stato tensionale dell'anello di rivestimento (stazioni di misura su opportuni conci appositamente predisposti)

Devono inoltre essere predisposti i seguenti grafici di sintesi:

- pressioni al fronte, cedimenti – numero di anello
- rapporto volume di materiale scavato/volume di miscela, cedimenti – numero di anello
- perdite di pressione, rapporto fermi/ciclo di avanzamento – numero di anello

- distribuzione delle pressioni sul fronte – altezza camera di scavo
- velocità di rotazione testa / velocità di rotazione della coclea – cedimenti – numero di anello

7. CRITERI DI INTERPRETAZIONE DELLE INDAGINI GEOTECNICHE

7.1 Indagini geofisiche con il sistema BEAM

Come illustrato nel paragrafo 6.2, mediante il sistema BEAM è possibile misurare da un lato la resistività dei terreni presenti in avanzamento rispetto al fronte di scavo, per una distanza dallo stesso di circa 3 diametri (40m circa), e dall'altro l'indice PFE (Percentage Frequency Effect) che, essendo correlabile alla porosità efficace, è in grado di evidenziare zone particolarmente fratturate e saturate con presenza di acqua. A questo riguardo si vuole evidenziare che tale sistema di indagine indiretta è stato adottato con risultati estremamente positivi durante lo scavo di più di una ventina di gallerie di grandi dimensioni (figura 7.1) e sulla base dell'acquisizione dei dati ottenuti dal sistema BEAM e dalle conoscenze geologiche, idrogeologiche e geomeccaniche acquisite durante lo scavo di numerose gallerie, è stato possibile mettere a punto una correlazione fra l'indice PFE, la resistività, le diverse litologie e i differenti gradi di fratturazione degli ammassi (figura 7.2).

Tunnel project	Period	Drivage type	BEAM system	Geology	Prediction targets
METRO ROME LINE C, T6, T5, Italy	2008	EPB-TBMs, ∅ 6.7 m, HERRENKNECHT	SCAN	gravel, clay, silt, silty clay, pyroclastics	cavities ahead and around of face
TUNEL DE LA CABRERA, Spain (Valencia-Madrid)	2007-ongoing	DS-TBM, ∅ 9.5 m, HERRENKNECHT	SCAN	limestones and dolomites	water-bearing fault/ karst zones and cavities
VAL PASSIRIA Project, Italy	2007-ongoing	DS-TBM, ∅ 3.7 m, WIRTH	INTEGRAL	gneisses	water-bearing fault zones
Proyecto del Emisario Submarino de Berria, Spain	2006-ongoing	Micro-TBM AVN2000D, ∅ 2.0 m, HERRENKNECHT	INTEGRAL	limestones	karst cavities
BELES Multipurpose Project, Ethiopia	2006-ongoing	DSU-EPB-TBM, ∅ 8.1 m, SELI	INTEGRAL	volcanic rock, pyroclastics, various kind of basalt, lacustrine sediments	water-bearing fault zones, disintegrated weathering zones, silty areas
CANADA LINE, Canada (Vancouver - Int. Airport Vancouver)	2006-2007	EPB-TBM, ∅ 6.1 m, LOVAT	INTEGRAL	sandstone, till, clayey sandy silt, coarse sand, siltstone	transition zones between sandstone and till, water-bearing formations
Water Supply Tunnel TBM 1 + 3, China	2006	Gripper TBM, ∅ 8.3 m, ROBBINS	INTEGRAL	volcanics, metamorphics, marbles	karst cavities and fault zones with potential water-inrush zones
PAJARES-Tunnels Lot 1, Spain (León-Asturias)	2006	DS-TBM, ∅ 9.9 m, HERRENKNECHT and NFM	INTEGRAL	folded and faulted schistes, grey waxes and karstic limestones	water-bearing fault/ karst zones and cavities
Headrace Tunnel, China	2006	Boring Jumbo Drill + Blast	D+B-SCAN	volcanics, metamorphics, marbles	karst cavities and fault zones with potential water-inrush zones
Jin Ping II Hydropower Project, China	2006	Boring Jumbo Drill + Blast	D+B-SCAN	marbles, schistes	water- and air-/gas-filled caverns
ABDALAJIS-Tunnel West, Spain (Malaga-Cordoba)	2004-2005	Double-shield TBM, ∅ 10.2 m, MITSUBISHI/ ROBBINS	INTEGRAL	clay-/siltstones, limestones, marls, dolomites	weak claystones, karst structures, water- and gas-filled cavities and fault zones
Metro Barcelona Linea 9, Spain	2004-2005	Dual Rock-Soil TBM, ∅ 11.95 m, WIRTH/ NFM	INTEGRAL	granite, decomposed granite (sand, gravel and boulders)	fault and fracture zones, (thermal) water-bearing zones
PRISNIG-Tunnel, Italy	2004-2005	Open type TBM, ∅ 5.80 m, JARVA	INTEGRAL	calcareous and anhydrite/ gypsum formations	fault/ karst zones and caverns
GUADARRAMA-North-Tunnel, Spain (Madrid-Segovia)	2004	Double-shield TBM, ∅ 9.51 m, HERRENKNECHT	INTEGRAL	gneisses and intrusive rocks of granitoid type	finegrained (mylonitic) shear zones
GOTTHARD Base Tunnel, South Portal, Switzerland	2003-2004	Gripper TBM, ∅ 9.51 m, HERRENKNECHT	INTEGRAL	gneisses	subhorizontal and subvertical water-bearing fault and fracture zones
GOTTHARD Base Tunnel, Section Sedrun, Switzerland	2003	Drill & Blast	D+B-SCAN	schists and gneisses	water-bearing fault zone
Stammham-Tunnel, Germany (Nuernberg - Ingolstadt)	2002-2003	Perimeter exploration in existing tunnel	D+B-SCAN	limestones and dolomite	karst cavities, open air-filled and filled with sand, gravel
Geisberg-Tunnel, Germany (Nuernberg - Ingolstadt)	2002-2003	Perimeter exploration in existing tunnel	D+B-SCAN	limestones and dolomite	karst cavities, open air-filled and filled with sand, gravel
GINOBI-Tunnel, Italy (Florence-Bologna)	2000-2003	Telescopic-shield TBM, ∅ 6.3 m, WIRTH	SCAN	limestones	high water-bearing and high permeability subvertical karst and fault zones
IRLAHUELL-Tunnel, Germany (Nuernberg - Ingolstadt)	2000-2003	Perimeter exploration in existing tunnel	D+B-SCAN	limestones and dolomite	karst cavities, open air-filled and filled with sand, gravel
LOETSCHBERG-Base Tunnel, Switzerland	2000	Drill & Blast Boring Jumbo	D+B-SCAN	schists, marls and limestone	karst-structures and clayey schist shear zones

Figura 7.1 – Progetti principali nei quali è stato adottato il metodo BEAM.

7.2 Acquisizione sistematica dei parametri operativi della macchina e dei dati di scavo

Come descritto in dettaglio nel precedente paragrafo 6.4, relativamente al sistema di controllo previsto per lo scavo della TBM, verranno acquisiti sistematicamente, tra gli altri, i seguenti dati:

- forza di spinta applicata dai martinetti ai conci del rivestimento definitivo per l'avanzamento della testa fresante e dello scudo;
- peso del materiale scavato e da esso determinazione del volume del materiale estratto;
- pressione al fronte di scavo nella camera di lavoro;
- pressione di iniezione della miscela cementizia;
- volume della miscela iniettata dalla coda dello scudo.

Sulla base di tali dati e delle previste condizioni idrogeologiche e geomeccaniche di progetto sarà possibile effettuare un confronto fra la previsione progettuale e quanto effettivamente riscontrato durante lo scavo. A questo riguardo potranno essere apportate delle modifiche in modo particolare per il valore della pressione da adottare nella camera di lavoro e per la pressione di iniezione della miscela cementizia, rispetto ai valori indicati nei profili geomeccanici e di monitoraggio, relativi alle tre gallerie in oggetto, nei quali per ogni tratta a comportamento idrogeologico e geomeccanico omogeneo sono indicati i valori da adottare per la pressione nella camera di scavo e per le iniezioni a tergo del rivestimento in conci prefabbricati.

7.3 Sondaggi in avanzamento

Nelle zone di disturbo tettonico e di faglia, indicate sui profili geologici di progetto e dove il sistema BEAM evidenzierà la presenza di un ammasso saturo con possibile presenza di acqua in pressione con valori dell'indice PFE (Percentage Frequency Effect) negativi, come mostrato nella seguente figura 7.2, saranno eseguiti dei sondaggi in avanzamento.

Orientativamente tali sondaggi esplorativi saranno della lunghezza minima di 40 m e del diametro di circa 100 mm. Il sondaggio dovrà essere protetto mediante un apposito "preventer" secondo lo schema illustrato nella figura 7.3.

Inoltre tali sondaggi costituiranno lo strumento fondamentale per l'eventuale realizzazione di interventi di consolidamento ed impermeabilizzazione mediante apposite perforatrici che costituiranno dotazione fondamentale della TBM-EPB, che sarà utilizzata per lo scavo delle gallerie.

Mediante "preventer" sarà possibile misurare oltre ad eventuali venute d'acqua anche la pressione idrostatica presente nell'ammasso roccioso.

Tali sondaggi permetteranno, conseguentemente, di individuare le eventuali tratte dove eseguire degli interventi di consolidamento ed impermeabilizzazione al contorno del cavo, secondo la procedura di seguito illustrata.

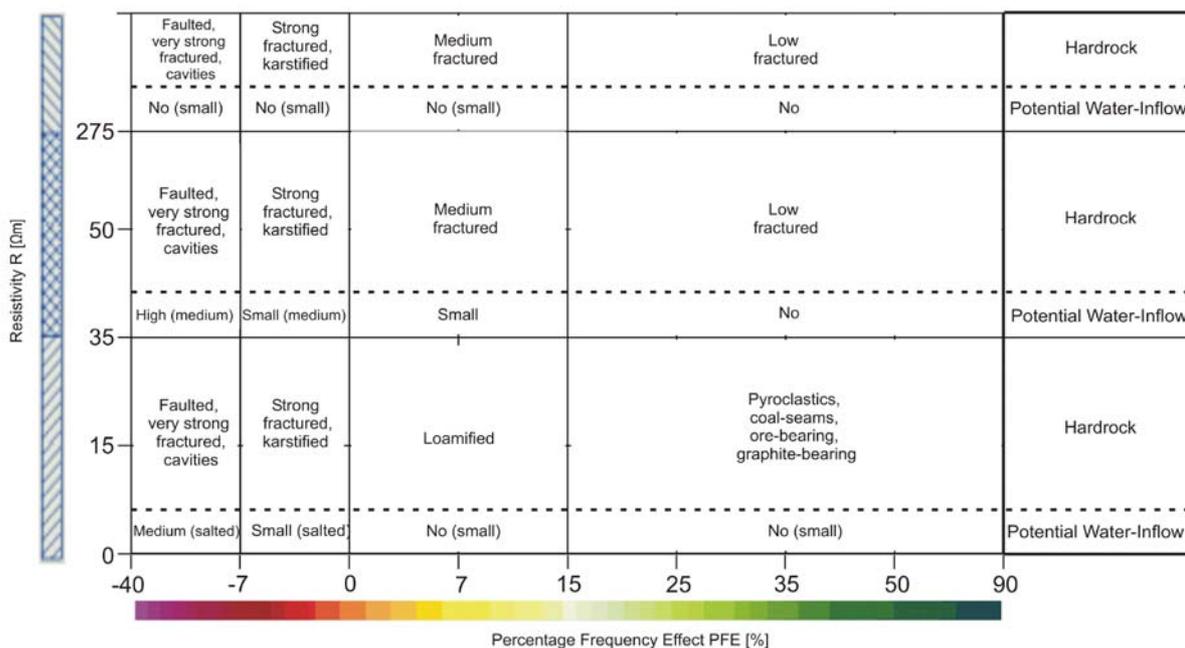


Figura 7.2 – Sistema BEAM, tipi di ammassi rocciosi e problematiche idrogeologiche (Potential Water – Inflow) sulla base della polarizzazione indotta (PFE) e della resistività R.

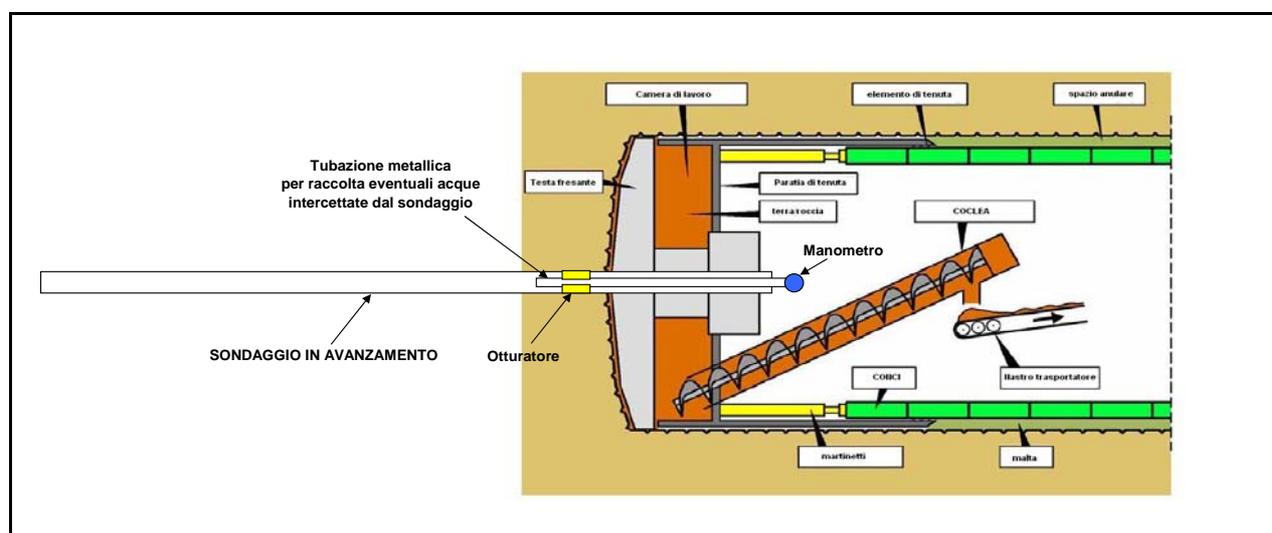


Figura 7.3 – Schema illustrativo della messa in opera, a sondaggio eseguito, di un semplice sistema per la misura sia dell’eventuale acqua drenata sia della pressione (“preventer”).

7.4 Criteri di interpretazione

Nel capitolo 4 sono state valutate le portate drenate in funzione della pressione nella camera di scavo della TBM-EPB per le classi di permeabilità individuate sulla base dall’interpretazione delle prove di permeabilità. Per tali valori si è potuto apprezzare come le portate siano estremamente contenute

tenendo anche conto che la fase di drenaggio è temporanea fino alla messa in opera del rivestimento in conci che risulta a tutti gli effetti “impermeabile” e in grado di sostenere carichi idraulici fino a 15 bar. Nel caso di permeabilità di uno o due ordini di grandezza superiori ai valori massimi riscontrati durante le numerose campagne indagini geognostiche, ovvero sia per valori superiori a uguali a 10^{-4} m/s, le portate incominciano a diventare significative e sono difficilmente contrastabili dalla pressione massima ottenibile nella camera di scavo (8 bar).

La seguente figura 7.4 riporta il grafico della portata drenata da un sondaggio in avanzamento della lunghezza di 40 m e del diametro di 100 mm in funzione della permeabilità dell’ammasso roccioso attraversato. Sulla base di tale grafico, qualora si misurasse per la durata di almeno 24 ore una portata a bocca foro ≥ 10 l/s, corrispondente ad una permeabilità dell’ammasso roccioso pari a $k = 2.5 \times 10^{-6}$ m/s e di poco superiore ai massimi valori di permeabilità ottenuti dalle prove in sito (10^{-9} m/s $< k < 10^{-6}$ m/s), si procederà con la seconda fase di misura della pressione mediante manometro a bocca foro.

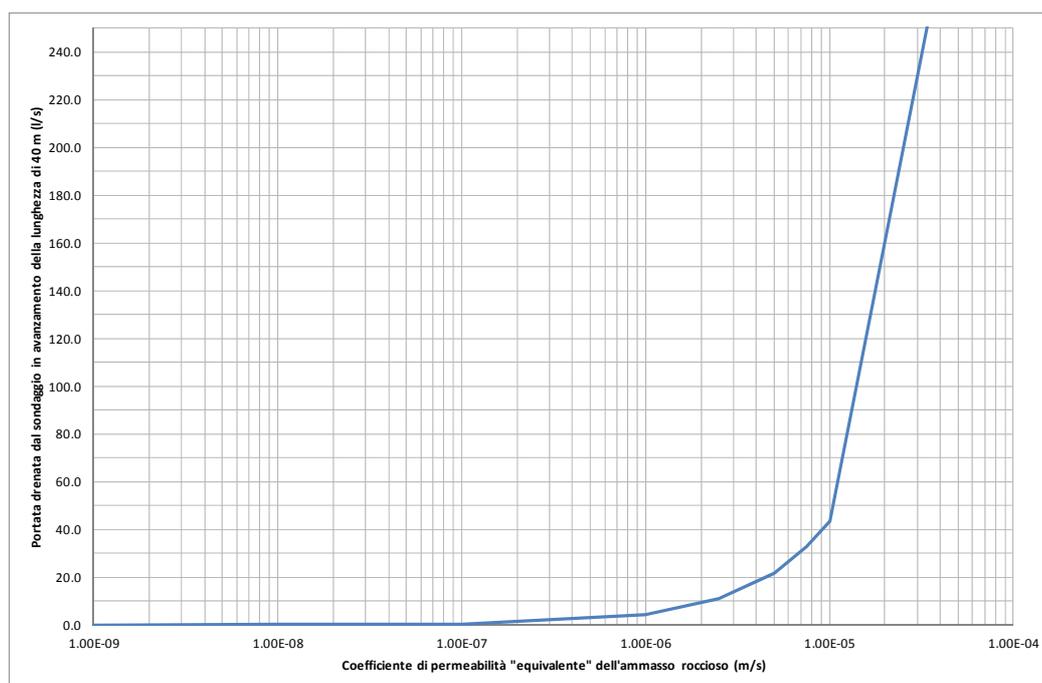


Figura 7.4 – Portata drenata da un sondaggio in avanzamento della lunghezza di 40 m, in funzione del coefficiente di permeabilità equivalente e medio dell’ammasso roccioso attraversato.

L’intervento di consolidamento e impermeabilizzazione (figura 7.5) sarà quindi realizzato se nel sondaggio in avanzamento verrà drenata una portata superiore a 10 l/s e se a foro chiuso mediante “preventer” verrà misurata una pressione superiore a 10 bar, corrispondente alla massima pressione che i conci sono in grado di sostenere (10 bar) corrispondenti ad un battente equivalente di 150 m ridotti applicando un coefficiente di sicurezza pari a 1.5 (10 bar = 15 bar/1.5). La figura 7.6 sintetizza tale processo decisionale.

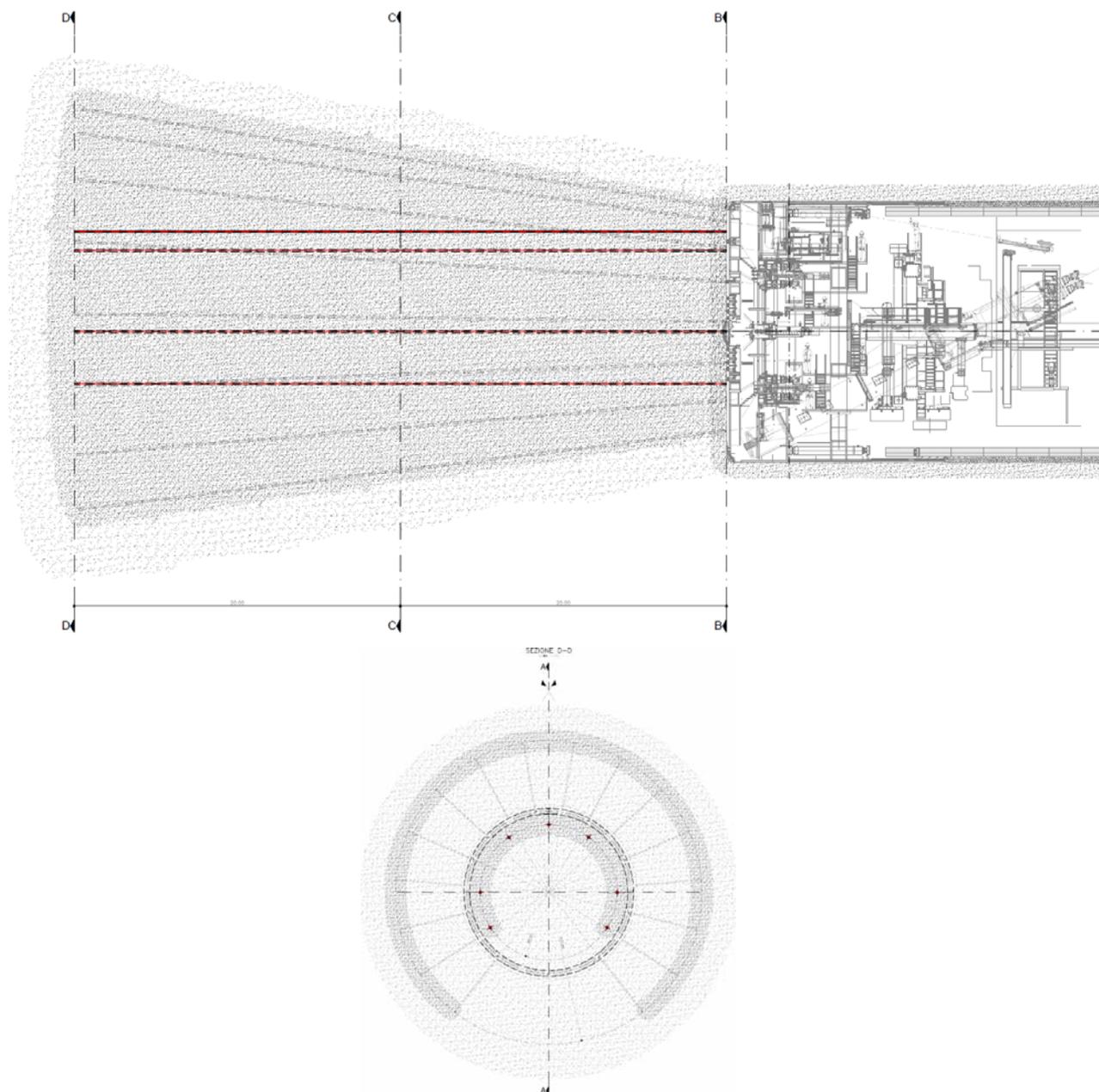


Figura 7.5 – Schema illustrativo dell’eventuale intervento di consolidamento ed impermeabilizzazione al contorno del cavo, eseguito in avanzamento rispetto al fronte di scavo secondo i criteri riepilogati nella successiva figura 7.6.

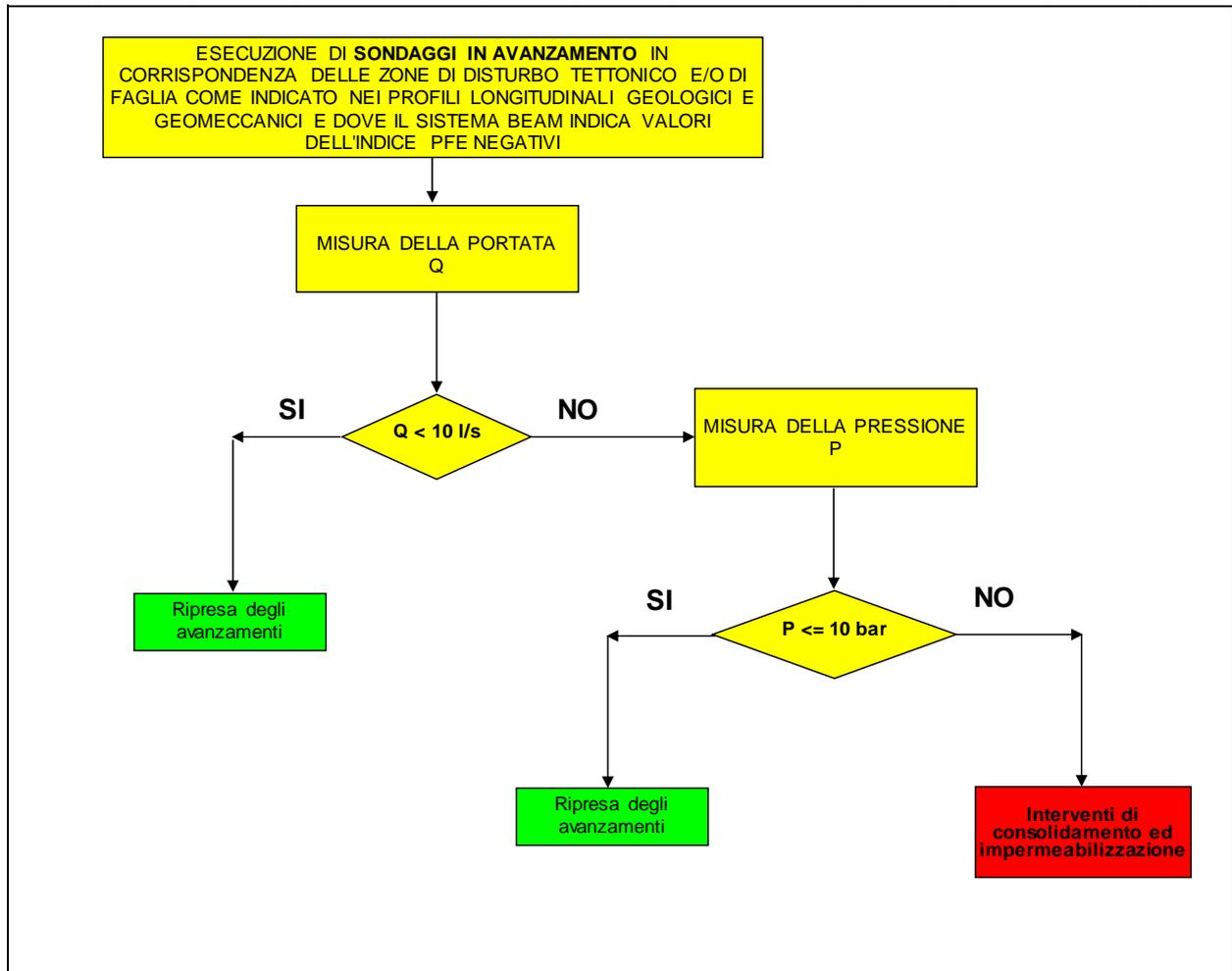


Figura 7.6 – Processo decisionale per la realizzazione dell'eventuale intervento di iniezioni di impermeabilizzazione e di consolidamento, sulla base delle indagini geotecniche previste durante l'avanzamento della TBM- EPB.

8. PROBLEMATICA DEL POSSIBILE ATTRAVERSAMENTO DI ACQUE SOLFUREE

Per quanto concerne il punto 22 del decreto VIA, di seguito vengono presentate considerazioni in merito alle azioni da intraprendere per evitare che le acque solfuree entrino in contatto con le acque della falde acquifere e con le altre acque drenate dalle gallerie, in relazione anche alla richiesta di adozione di tutti gli accorgimenti tecnici atti ad impedire che le acque possano interagire con i calcestruzzi.

Come ampiamente illustrato nei capitoli precedenti, in relazione alla tecnica di scavo scelta e alla pressione adottata nella camera di scavo, qualora ci si trovasse in presenza d'acqua è possibile contrastarne la pressione limitando le quantità emunte. Il drenaggio causato dallo scavo risulterebbe comunque limitato alla sola lunghezza dello scudo della TBM in quanto, una volta montato il rivestimento definitivo in corrispondenza della coda dello scudo, la galleria è di fatto impermeabile e quindi è impossibile che, anche nelle tratte con presenza di acque solfuree, si manifesti un drenaggio verso l'interno della galleria.

Inoltre, a causa delle iniezioni di contatto e cucitura che vengono eseguite a tergo del rivestimento definitivo, come mostrato nella figura 8.1, il vuoto (gap) presente fra l'estradosso del rivestimento definitivo e il profilo di scavo viene completamente riempito mediante una miscela cementizia bicomponente.

Poiché tale miscela è iniettata ad elevate pressioni (superiori ad almeno 5 bar), il risultato dell'iniezione non è solamente quello di riempire il vuoto a tergo del rivestimento definitivo ma anche quello di iniettare l'ammasso roccioso circostante e, conseguentemente, non è possibile che si manifesti alcun flusso d'acqua esterno e longitudinale alla galleria.

In conclusione, nella tratta nella quale il tracciato delle gallerie attraversa le incisioni del Branega e del rio San Pietro in cui il chimismo degli acquiferi può assumere facies idrogeochimiche particolari in relazione a valori di pH molto elevati (10-12) e a saturazione in idrossido di calcio non è, pertanto, possibile lo spostamento longitudinale di eventuali acque solfuree intercettate dallo scavo.

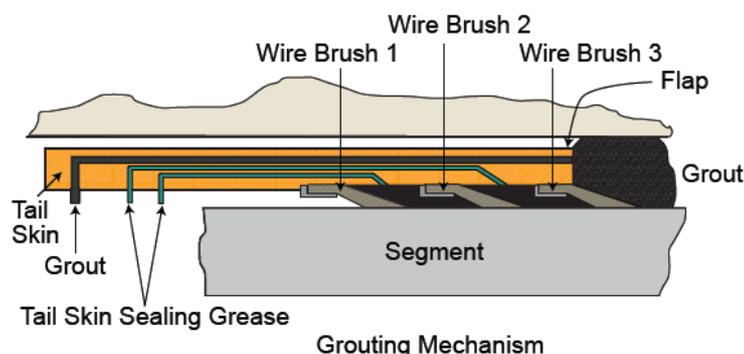


Figura 8.1 – Particolare dello scudo di coda della TBM e del sistema di iniezione mediante il quale i conci del rivestimento appena montati (segment in figura) vengono solidarizzati all'ammasso roccioso circostante (grout in figura).

Per quanto concerne, infine, i conci del rivestimento esposti alle acque solfuree, nelle tratte caratterizzate dalla possibilità di intercettare acque solfuree, sarà utilizzato un calcestruzzo in grado di resistere al grado di aggressione massimo previsto dalla EN 206-1, coincidente con la classe di esposizione XC4 + XA3.

Di seguito si riporta, a quest'ultimo riguardo, la possibile specifica tecnica per le caratteristiche di tale calcestruzzo.

“Fornitura e posa in opera di calcestruzzo espansivo a prestazione garantita, in accordo alla EN 206-1, per elementi a contatto con acque aggressive di strutture a tenuta idraulica, in classe di esposizione XC4+XA3 (UNI EN 206-1 e UNI 11104), C35/45, dosaggio minimo di cemento 360 kg/m³, D_{max} 32 mm, classi di consistenza al getto S4/S5, Cl 0.2. Penetrazione di acqua (UNI EN 12390-8) massima: 5 mm, Cemento AARS (UNI 9156) per presenza di solfati o in alternativa cemento CEM II/A-LL con l'aggiunta di 35 kg/m³ di fumo di silice.

Acqua di impasto conforme alla UNI-EN 1008.

Additivo SUPERFLUIFICANTE provvisto di marcatura CE conforme ai prospetti 11.1 e 11.2 della norma UNI EN 9342 (tipo MasterGlenium SKY della BASF o similari).

Agenti resistenti all'acqua (tipo MasterPel 790 della BASF o similari) per la produzione di calcestruzzo per strutture idrauliche conformi al prospetto 9 della UNI EN 934-2 e provvisti di marcatura CE. Cemento provvisto di marcatura CE e conforme alla norma UNI EN 197-1 tipo AARS (UNI 9156) per presenza di solfati oppure CEM II/ALL con aggiunta di fumo di silice.

Aggregati provvisti di marcatura CE, conformi alla UNI EN 12620 e UNI 8520-2 con massa volumica media ≥ 2600 Kg/m³.

Silica fume compattata e attivata (tipo MasterRoc MS 610 della BASF o similari), conforme alla UNI EN 13263-1/2, dosata al 10% circa sul peso del cemento per strutture idrauliche in contatto con acque aggressive.

Durata minima della maturazione umida mediante ricoprimento della superficie con geotessile bagnato ogni 24 ore o con teli di plastica o con applicazione di stagionante conforme alla UNI 8656+FA 219 (tipo MasterKure della BASF o similari): 7 giorni.

Utilizzo di profili waterstop (tipo MasterSeal 902 della BASF o similari) in corrispondenza delle riprese di getto verticali e orizzontali oppure iniezione con resine espandenti mediante tubi microforati.

Controllo esecuzione dell'opera in accordo al D.M. 14/01/2008: R_{cm-opera} ≥ 46.41 N/mm²”

9. CONCLUSIONI

Nel capitolo 2 sono state riepilogate le principali condizioni geologiche, idrogeologiche e geomeccaniche presenti lungo il tracciato delle gallerie Monterosso, Amandola e Borgonuovo appartenenti al progetto della Gronda di Ponente – Riqualficazione A10 e potenziamento A7 e A12, il cui scavo sarà realizzato mediante l'impiego di TBM – EPB (Earth Pressure Balance) a contropressione di terra.

Nelle macchine TBM-EPB, il terreno stabilizzante è realizzato direttamente con il terreno scavato, reso impermeabile dall'azione degli agenti condizionanti e messo in pressione dalla corretta gestione dello scavo. La pressione è generata dalla spinta dei martinetti di avanzamento, unitamente al controllo della velocità di rotazione di una coclea la cui testa è all'interno della camera stagna e che provvede all'estrazione del materiale scavato. Il materiale estratto viene avviato allo smaltimento da nastri trasportatori. Grazie all'attuale progresso tecnologico potrà essere realizzata una TBM-EPB in grado di ottenere una pressione nella camera di scavo pari a 8 bar.

Come ampiamente illustrato nei capitoli 3 e 4, la scelta della tecnologia esecutiva e del tipo di rivestimento delle gallerie si è basata principalmente sulle problematiche idrogeologiche e sulla conseguente finalità di limitare, grazie alle più recenti tecnologie disponibili per la realizzazione delle gallerie, ogni possibile impatto sulle risorse idriche.

A questo riguardo, nelle tratte delle gallerie oggetto del presente Codice di Scavo, nelle quali lo scavo interesserà degli acquiferi, la macchina TBM-EPB scudata che può operare in modo chiuso con camera di scavo piena di materiale scavato e condizionato con una pressione massima di 8 bar, permetterà di conseguire i seguenti risultati fondamentali:

- Riduzione del drenaggio operato dall'avanzamento della testa fresante e dello scudo della TBM, della lunghezza di circa 13 m, a valori estremamente modesti come mostrato dai risultati delle analisi di filtrazione riportate nel capitolo 4 (figure 4.4÷4.7) per le classi di permeabilità "equivalente" che caratterizzano i diversi tipi di ammassi rocciosi attraversati. La riduzione del drenaggio si ottiene poiché il sistema adottato è a tenuta idraulica, garantita da un insieme di guarnizioni poste sulla circonferenza, tra lo scudo e il rivestimento posto in opera e, sul fronte, da una camera stagna all'interno della quale è presente il terreno stabilizzante che viene mantenuto ad una pressione tale da garantire la stabilità del fronte e la riduzione del drenaggio. Poiché la macchina TBM-EPB verrà costruita per poter garantire una contropressione massima nella camera di scavo di 8 bar, per valori del battente equivalente fino a 80 m (corrispondente ad una pressione 8 bar) l'avanzamento dello scavo non causerà alcun tipo di drenaggio. Per valori del battente equivalente superiori a 80 m e fino al valore massimo stimato di 150 m (capitolo 5), considerata la possibilità di attraversare tali tratte con la massima pressione nella camera di scavo, le analisi di filtrazione mostrano valori della portata drenata molto modesti

anche per i valori massimi di permeabilità equivalente ricavati dalle prove di permeabilità effettuate ($k=10^{-6}$ m/s), data la riduzione del gradiente e dell'entità del flusso verso il profilo di scavo.

- Messa in opera nella coda dello scudo, ad una distanza massima dal fronte di scavo pari a circa 13m (lunghezza dello scudo), di un rivestimento costituito da un singolo anello di conci di calcestruzzo dello spessore di 0.6 m e della lunghezza di 2 m, dimensionato per sostenere, come illustrato nei capitoli 5 e 7, un carico piezometrico pari a 100 m, e dotato di appositi elementi di tenuta fra i diversi conci, mediante i quali è possibile ottenere un rivestimento di fatto "impermeabile". Occorre evidenziare come l'evoluzione tecnologica di questi ultimi anni permette oggi di realizzare dei rivestimenti in grado di essere del tutto impermeabili a pressioni idrostatiche fino a circa 15 bar.
- Possibilità di realizzare, mediante apposite predisposizioni nella testa fresante e nello scudo della TBM e con l'impiego di due perforatrici, iniezioni di consolidamento e impermeabilizzazione al contorno del cavo in avanzamento rispetto al fronte nel caso in cui, sulla base delle indagini di tipo indiretto (prove geofisiche mediante il metodo BEAM) e diretto (sondaggi in avanzamento), si dovessero attraversare delle zone particolarmente critiche per grado di fratturazione e permeabilità (sulla base dei valori di portata misurati dai sondaggi in avanzamento) abbinate a carichi idrostatici molto elevati (misurati mediante preventer e manometro installato a boccaforo). Più precisamente con riferimento al paragrafo 7.4 e alla figura 7.6, l'intervento di consolidamento e impermeabilizzazione verrà effettuato se nel sondaggio in avanzamento, della lunghezza di 40 m e del diametro di 100 mm, verrà drenata una portata superiore a 10 l/s e se a foro chiuso mediante "preventer" verrà misurata una pressione superiore a 10 bar, corrispondente alla massima pressione che i conci sono in grado di sostenere con un adeguato coefficiente di sicurezza (10 bar, corrispondenti ad un battente equivalente di 150 m a seguito di applicazione di un coefficiente di sicurezza pari a 1.5).

Infine, nell'appendice A, adottando i metodi più accreditati in letteratura (Kovari e Anagnostou), sono riportate le verifiche relative ad un cilindro di roccia dello spessore di 2.5 m al contorno del cavo, consolidato mediante iniezioni cementizie, abbinato al rivestimento con conci prefabbricati dello spessore di 0.6 m.

Come si può notare dalle verifiche riportate nell'appendice A, tale intervento di consolidamento e impermeabilizzazione, di estensione minima pari a 2.5 m, sarà in grado di sostenere le tensioni totali massime di circa 5.2 MPa presenti nella tratta più critica, dal punto di vista idrogeologico, della galleria Monterosso, caratterizzata da coperture massime di circa 200 m con un ammasso roccioso completamente saturo fino a piano campagna.

APPENDICE A – INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO AL CONTORNO DEL CAVO IN CONDIZIONI IDROGEOLOGICHE CRITICHE

A.1 Valutazione della pressione agente su un cilindro di roccia iniettata al contorno di una galleria di sezione circolare

Con riferimento all'articolo di Kovàri e Anagnostou (Design of grouting cylinder for a deep alpine tunnel, 1996), di seguito si riporta l'equazione utilizzata per determinare la pressione, σ_b , esercitata su un cilindro di terreno iniettato al contorno di una galleria di sezione circolare, come mostrato nella figura A.1, in funzione delle dimensioni (b/a), della resistenza a compressione monoassiale della roccia consolidata mediante iniezioni cementizie, σ_d , dell'angolo di resistenza al taglio ϕ , della resistenza σ_a del rivestimento costituito, nel caso delle gallerie della Gronda di Genova interessate da scavo con TBM, da conci prefabbricati dello spessore di 60 cm e del raggio della zona plastica ρ :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{(b/a)^{m-1} (1 - m + (m+1)(b/\rho)^2)}{2(b/\rho)^{m+1}} \bar{\sigma}_a$$

dove:

$$\bar{\sigma}_a = \sigma_a + \frac{\sigma_d}{m-1}, \quad \bar{\sigma}_b = \sigma_b + \frac{\sigma_d}{m-1}, \quad m = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}.$$

L'equazione è basata sulle note soluzioni per il campo tensionale presente in un cilindro elastico, in condizioni di deformazione piana (Obert e Duvall, 1967), sul criterio di rottura di Coulomb, sullo stato tensionale in un cilindro completamente plasticizzato (Kovàri, 1986) e sulle condizioni di continuità dello stato tensionale all'interfaccia elasto-plastica. La condizione che il cilindro rimanga in condizioni elastiche si ottiene ponendo nell'equazione $\rho = a$.

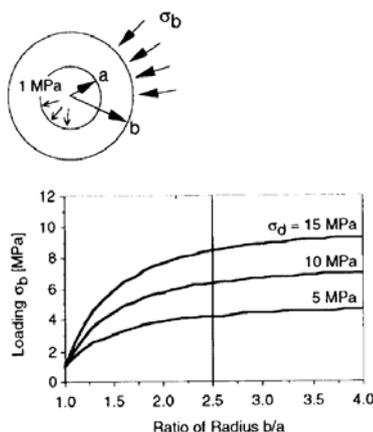


Figura A.1 – Pressione massima, σ_b , sostenibile da un cilindro consolidato con iniezioni cementizie in condizioni elastiche, in funzione delle sue dimensioni e della resistenza a compressione monoassiale dell'ammasso roccioso consolidato mediante iniezioni cementizie σ_d (fonte: Kovàri & Anagnostou).

Con tale soluzione, per un determinato valore assunto sia per la resistenza a compressione monoassiale, σ_d , della roccia interessata dall'intervento di consolidamento, mediante l'iniezione di miscele cementizie, sia della resistenza del rivestimento, σ_a , è possibile determinare, in funzione dell'estensione della zona interessata dall'intervento di consolidamento (raggio b), la pressione, σ_b , che il cilindro consolidato è in grado di sostenere, come mostrato ad esempio nella figura A.1 per 3 valori della resistenza a compressione dell'ammasso roccioso, σ_d , interessato dal consolidamento.

Inoltre, nel caso occorra aumentare il valore della pressione, σ_b , che il cilindro di roccia consolidata è in grado di sostenere, occorre accettare la possibilità che una parte del cilindro di roccia consolidata si plasticizzi (zona indicata dal valore del raggio plastico ρ). A questo riguardo la figura A.2 mostra un esempio di come aumenti la pressione, σ_b , che il cilindro consolidato è in grado di sostenere all'aumentare della zona plasticizzata.

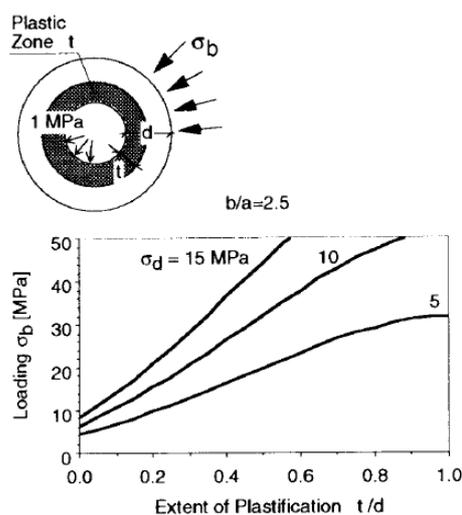


Figura A.2 – Pressione limite σ_b che un cilindro parzialmente plasticizzato di terreno consolidato è in grado di sostenere per un rapporto $b/a = 2.5$, in funzione dell'estensione della zona plasticizzata (fonte: Kovari & Anagnostou).

A.2 Valutazione della resistenza a compressione e dello spessore del cilindro di roccia consolidata al contorno del profilo di scavo di una galleria circolare

Con riferimento alla figura A.3, si consideri il modello assialsimmetrico di una galleria circolare che attraversa una zona caratterizzata da scadenti proprietà geomeccaniche (zone di disturbo tettonico e/o faglie). La zona di faglia è delimitata da due piani paralleli consistenti di roccia competente che giace normalmente all'asse della galleria. La lunghezza della zona di faglia è definita pari ad L . Il profilo della galleria è circolare con raggio a , il corpo di roccia iniettata ha la forma di un tubo spesso con diametro esterno b , lo stato tensionale primario è di tipo idrostatico pari a σ_0 mentre la resistenza del rivestimento è pari a σ_a . La pressione iniziale dell'acqua in prossimità della galleria è assunta uniforme

con un valore pari a p_0 . Perciò, nella regione di interesse, in prossimità della profilo di scavo della galleria, l'incremento gravitazionale della pressione dell'acqua può essere trascurato. Per geometrie più complesse della zone di faglia, per sezioni di scavo di gallerie non circolari e per stati tensionali primari non idrostatici, il problema può essere analizzato numericamente sebbene con un considerevole sforzo computazionale.

Il terreno (sia consolidato mediante iniezioni cementizie sia non consolidato) viene considerato come un mezzo poroso per il quale è applicabile il principio degli sforzi efficaci. Il comportamento del terreno è assunto elastico – perfettamente plastico secondo il criterio di rottura di Coulomb. Gli effetti dovuti alla filtrazione sono valutati con la legge di Darcy. La permeabilità del terreno consolidato mediante iniezioni cementizie è k mentre quella del terreno non consolidato è k_0 . Il profilo di scavo ($r=a$) rappresenta una superficie di filtrazione caratterizzata da una pressione dell'acqua p_a coincidente con la pressione atmosferica. Ad una distanza R dalla galleria la pressione indisturbata dell'acqua è pari a p_0 . Per gallerie profonde il raggio R può essere assunto, per motivi di semplicità, pari all'altezza della linea piezometrica indisturbata (Anagnostou, G., e Kovári, K., 2003).

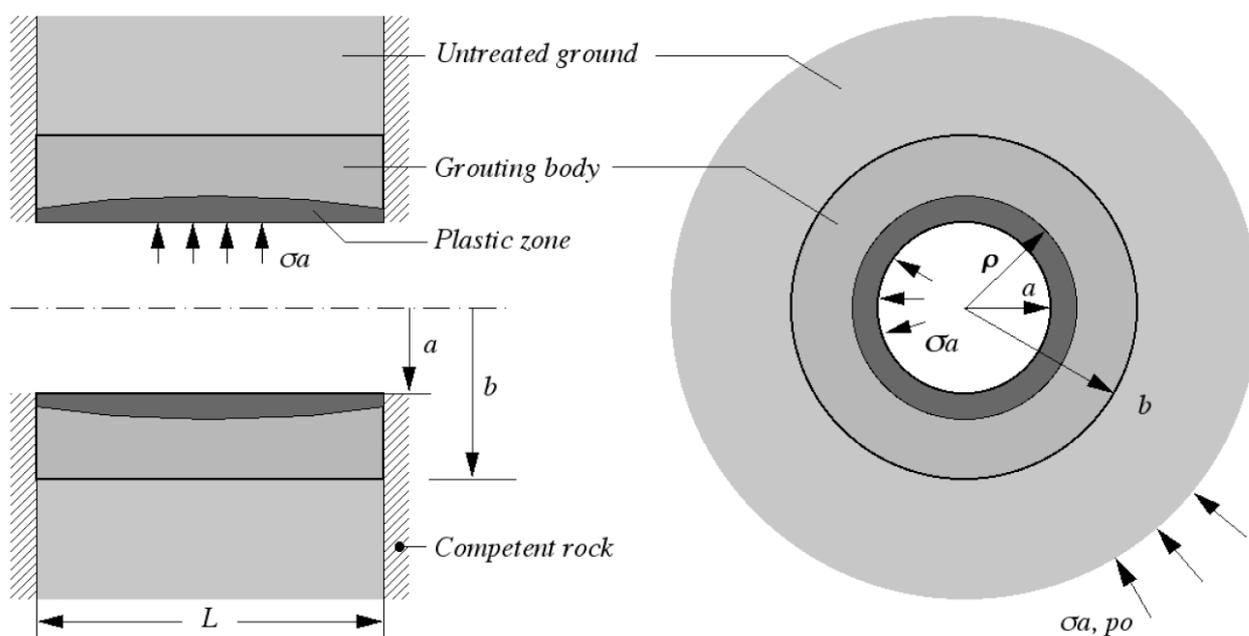


Figura A.3 – Modello di calcolo assialsimmetrico per un cilindro di roccia iniettata in una zona di faglia della lunghezza L (fonte: Anagnostou e Kovári, 2005).

Gli autori (Anagnostou e Kovári) hanno fornito una relazione in grado di fornire per una determinata condizione geotecnica (ovverosia per dati valori dei parametri σ_0 , p_0 , ϕ , ν , L , a , e R) e per un determinato valore del raggio plastico ρ , il valore della resistenza a compressione, indicata dagli autori con f_c , dell'anello di ammasso roccioso al contorno del cavo consolidato mediante iniezioni cementizie, necessaria per garantire la stabilità della stessa galleria.

La necessaria resistenza a compressione monoassiale dell'ammasso roccioso consolidato può essere scritta nella seguente maniera:

$$f_c = A (b, k/k_0) - B(b) \sigma_a$$

dove:

$$A = C_3 \sigma_0 + [C_3 C_2 (1-C_1) - C_3 + C_4 C_1] p_0$$

$$B = C_3 + \frac{2 \sin \phi}{1 - \sin \phi},$$

$$C_1 = \frac{\ln(b/a)}{\ln(b/a) + \frac{k}{k_0} \ln(R/b)},$$

$$C_2 = \frac{1}{1 + [1.8 \ln(R/b) - 0.7] (L/b)^{[0.15 \ln(R/b) - 1.6]}},$$

$$C_3 = \frac{2 \sin \phi}{(1 - (\rho/b)^2 \sin \phi) (\rho/a)^{2 \sin \phi (1 - \sin \phi)} - 1 + \sin \phi},$$

$$C_4 = \frac{2(1 - \nu) + C_3 (\ln(b/\rho) - 0.5 + 0.5(\rho/b)^2)}{2(1 - \nu) \ln(b/a)}.$$

dove ν e ϕ sono rispettivamente il rapporto di Poisson e l'angolo di resistenza al taglio.

A.3 Applicazione dei metodi alle gallerie della Gronda di Genova interessate dallo scavo con TBM

Adottando il primo metodo riportato nel paragrafo A.1, la seguente figura A.4 mostra l'andamento della pressione massima che l'ammasso roccioso consolidato mediante iniezioni cementizie può sostenere in funzione del rapporto b/a avendo assunto, cautelativamente, una resistenza a compressione monoassiale dell'ammasso roccioso consolidato $\sigma_d = 5$ MPa.

Se si ipotizza che con la geometria delle perforazioni eseguite attraverso lo scudo della TBM si possa garantire uno spessore minimo dell'anello consolidato pari a 2.5 m per il quale si ottiene un rapporto $b/a = 9.55 / 7.05 = 1.355$, nella figura A.4 si può notare che per tale spessore dell'anello consolidato si ha una pressione σ_b , che l'anello di roccia consolidata dello spessore di 2.5 m è in grado di sostenere, di poco superiore alla massima tensione totale di 5.2 MPa corrispondente ad una copertura di 200 m con linea piezometrica coincidente con il piano campagna ovvero alle condizioni di stato tensionale totale relative alla tratta più critica (dal punto di vista idrogeologico e di coperture) della galleria Monterosso. Nella figura A.5 è infine mostrato l'andamento della pressione σ_b che l'anello di roccia dello spessore di 2.5 m qualora si faccia affidamento ad una plasticizzazione di una parte dell'anello; come si può notare i

valori di sostegno dell'anello roccioso consolidato sono di gran lunga superiori agli stati tensionali presenti al contorno del cavo.

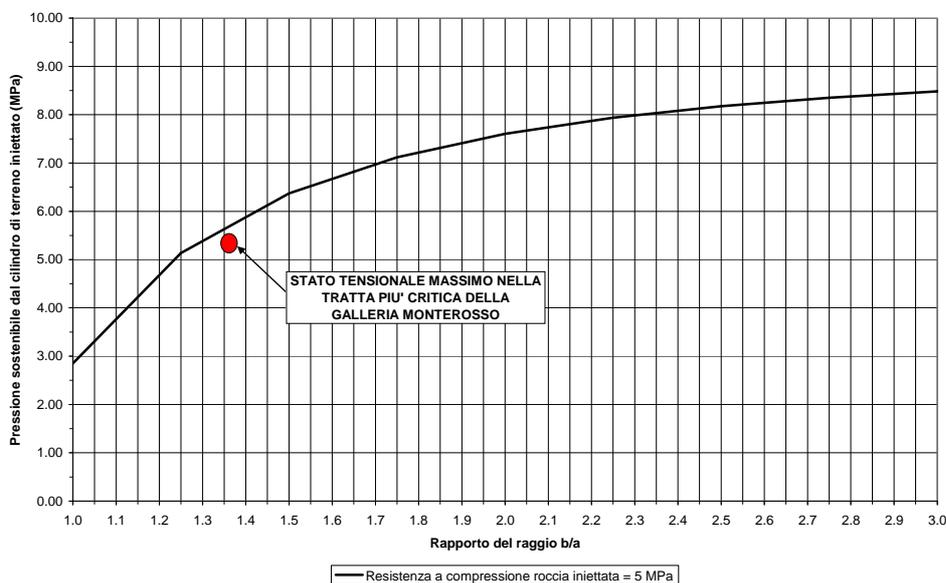


Figura A.4 – Gallerie della Gronda di Genova realizzate con TBM, carico limite, σ_b , di un cilindro consolidato con iniezioni cementizie in condizioni elastiche, in funzione delle sue dimensioni (rapporto b/a) e della resistenza a compressione monoassiale della roccia iniettata σ_d .

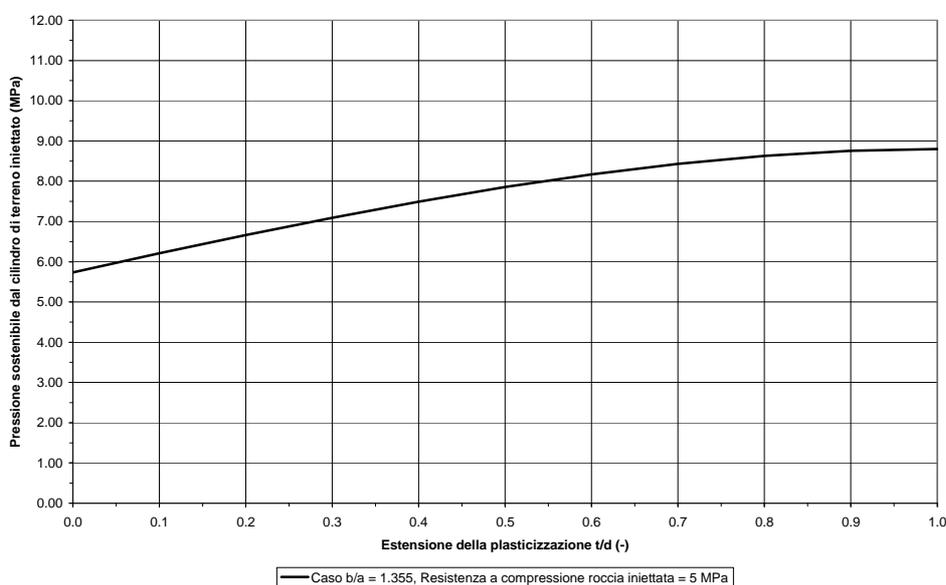


Figura A.5 – Gallerie della Gronda di Genova realizzate con TBM, pressione limite σ_b che un cilindro parzialmente plasticizzato di terreno consolidato è in grado di sostenere per un rapporto b/a = 1.355.

A risultati del tutto simili si perviene adottando il secondo approccio illustrato nel precedente paragrafo A.2. Sulla base della soluzione riportata nel paragrafo A.2, nella seguente figura A.6 è riportato per un cilindro di ammasso roccioso consolidato dello spessore di 2.5 m, avendo ipotizzato che le iniezioni di consolidamento riducano la permeabilità di un ordine di grandezza ($k/k_0 = 0.1$) e avendo assunto una

plasticizzazione del 20% per il cilindro di roccia consolidata, l'andamento della necessaria (per garantire la stabilità del cavo) resistenza a compressione monoassiale della roccia consolidata in funzione della resistenza del sostegno – rivestimento.

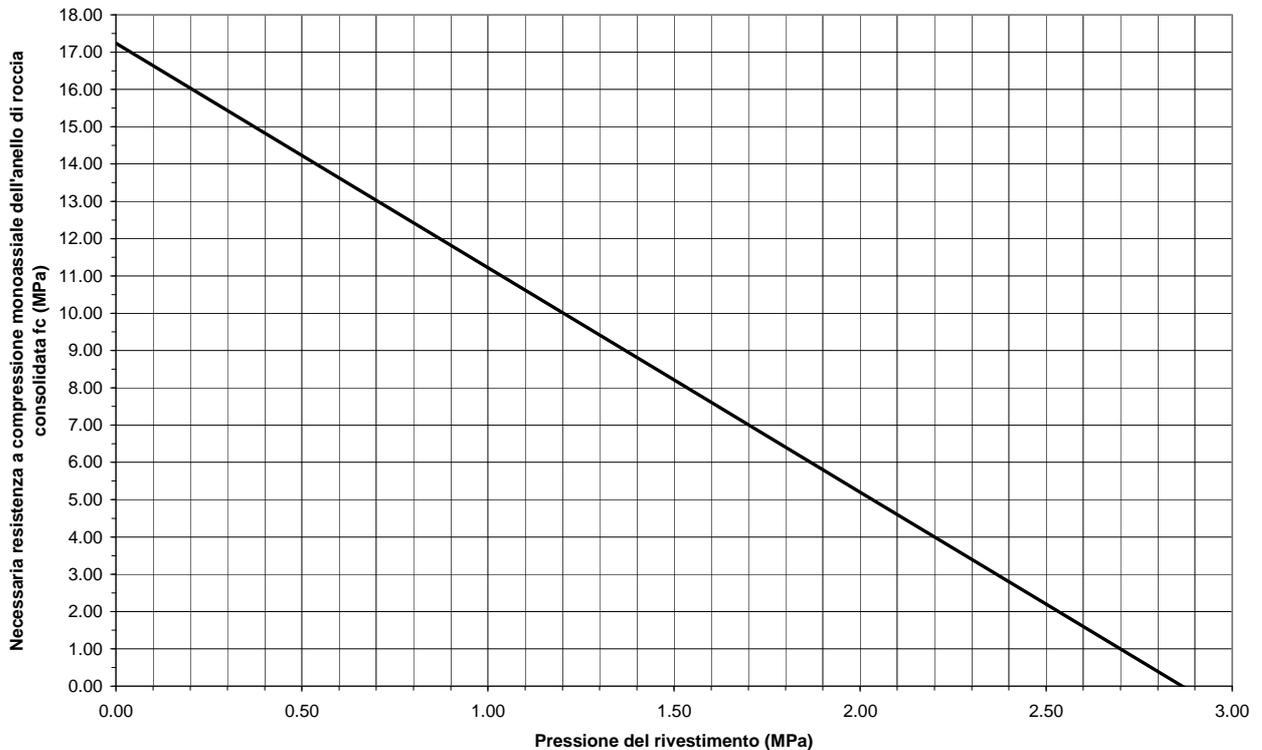


Figura A.6 – Diagramma di interazione per quanto concerne le condizioni più critiche, relativamente alle coperture, formazioni geologiche e condizioni idrogeologiche delle gallerie della Gronda di Genova realizzate con TBM.

Con riferimento alla figura A.6, poiché il rivestimento delle gallerie è costituito da conci prefabbricati dello spessore di 60 cm realizzati con un calcestruzzo armato, tale rivestimento circolare è in grado di fornire la seguente pressione massima:

$$p_{sc\max} = \frac{1}{2} \sigma_c \left[1 - \frac{(r_i)^2}{r^2} \right] = 1.62 \text{ MPa}$$

dove:

$$r_i = 6.45 \text{ m}$$

$$r = 7.05 \text{ m}$$

$$\sigma_c = 19.83 \text{ MPa} \text{ relativo ad un calcestruzzo di classe C35/40}$$

Come si può notare dalla figura A.6, per una pressione del sostegno – rivestimento di $p_{sc\max} = 1.62 \text{ MPa}$ per ottenere l'equilibrio del cavo è necessaria una resistenza a compressione monoassiale della roccia

consolidata mediante iniezioni di circa 8 MPa; valore facilmente ottenibile mediante iniezioni cementizie ad alta pressione.

A.4 Conclusioni

Sulla base delle indagini geologiche, idrogeologiche e geotecniche che saranno effettuate durante l'avanzamento della TBM (si veda il capitolo 6 della presente relazione) e dei criteri di interpretazione discussi nel capitolo 7, nelle tratte più critiche dal punto di vista idrogeologico potranno essere effettuati degli interventi di consolidamento ed impermeabilizzazione al contorno del cavo, che come, illustrato nei precedenti paragrafi, è in grado di garantire un adeguato margine di sicurezza per quanto concerne la stabilità dell'insieme rivestimento definitivo in conci prefabbricati dello spessore di 0.6 m – anello di roccia consolidata al contorno del cavo dello spessore minimo di 2.5 m (figura A.7).

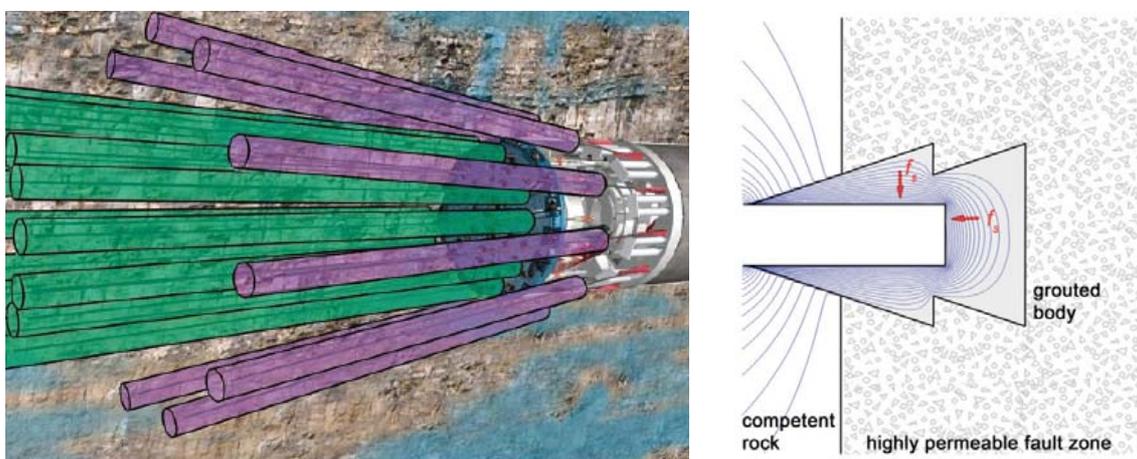


Figura A.7 – Schemi per la realizzazione di un intervento di consolidamento ed impermeabilizzazione dalla testa fresante e dallo scudo di una TBM.

Con riferimento alle iniezioni cementizie dovranno essere messe a punto, mediante opportune prove in sito, le modalità di iniezione (miscele cementizie, rapporti acque cemento, interasse delle valvole di iniezione, etc.). Le pressioni di iniezione dovranno essere elevate e per quanto riguarda i criteri da seguire nel processo di iniezione (volume massimo, pressione massima, etc.) verrà adottato il metodo GIN (Grouting Intensity Number) (Lombardi, 1999). Con tale criterio viene fissato un parametro che rappresenta l'intensità di iniezione (misura dell'energia applicata) ovvero il numero GIN: prodotto di pressione finale e volume iniettato, contrariamente a quanto avviene tradizionalmente, dove si determina separatamente l'entità di questi due parametri. Con tale criterio si intende essenzialmente escludere l'uso di pressioni elevate in concomitanza a volumi d'iniezione importanti e con ciò limitare il rischio di idrofratturazione dell'ammasso. Le caratteristiche principali del metodo consistono in: a) iniezione preliminare di acqua nelle zone sopra falda allo scopo di saturarle prima di procedere all'iniezione, onde evitare il prosciugamento repentino della miscela; b) utilizzo durante l'intero

processo di iniezione di una sola miscela predeterminata, stabile, preferibilmente “fluidificata” mediante aggiunta di un superplastificante, invece delle consuete miscele via via più dense ed inizialmente instabili perché troppo fluide; c) utilizzo di una portata della pompa costante, che porta ad un graduale aumento della pressione man mano che la miscela penetra nelle fessure; d) restituzione in tempo reale mediante sistema informatico dell’andamento della pressione e degli assorbimenti; e) blocco dell’iniezione quando la curva pressione – volume, riferita ad un tratto di foro di lunghezza unitaria, interseca la curva limite definita dal numero GIN prestabilito, che per ogni zona trattata dipende dalle caratteristiche geomeccaniche e dagli obiettivi finali richiesti dal progetto.

Allo scopo di illustrare le potenzialità del criterio che sarà adottato si riportano alcune considerazioni teoriche sul metodo GIN riprese dalle pubblicazioni di Lombardi, che ne ha messo a punto il metodo.

Per intensità di iniezione si intende il prodotto della pressione al momento dell’arresto dell’operazione – ovvero a flusso di miscela nullo – moltiplicata per il volume iniettato in un tratto di foro di lunghezza unitaria, generalmente di 1 m (Lombardi, Deere, 1993).

Si ha pertanto:

$$I_{finale} = p_{finale} \cdot \frac{V_{finale}}{L}$$

o in forma più generica:

$$I = p \cdot V = GIN$$

GIN = Grouting Intensity Number

Dove le unità sono abitualmente: bar (o chilogrammi per cm²) e litri per metro.

Il valore GIN – ovvero il prodotto della pressione di iniezione per il volume di miscela – può essere interpretato come una misura dell’energia “iniettata” nella massa rocciosa dopo deduzione del “lavoro” consumato per vincere gli “atriti”, causati da coesione e viscosità, che si oppongono al flusso della miscela.

L’adozione del metodo GIN permette di limitare oltre alla pressione e al volume anche l’intensità di iniezione (ovvero il prodotto delle due variabili). Con riferimento alla figura A.8 la parte (a) mostra il metodo tradizionale con il quale si fissa contemporaneamente un limite alla pressione e un secondo limite al volume di miscela. Nella stessa figura A.8 (b) è rappresentato invece il concetto GIN, nel quale viene limitato anche il valore del prodotto pressione – assorbimento. Lo scopo del metodo è quello di escludere la zona a delimitazione iperbolica BDC nella quale il rischio di fratturazione idraulica è particolarmente elevato. Di conseguenza, secondo queste prescrizioni, tutte le iniezioni devono terminare sulla frontiera ABCG. Punti terminali del processo come fossero F o H sarebbero contrari a quanto prescritto e dunque inaccettabili. Questo modo di procedere intende semplicemente escludere

l'uso di pressioni elevate in concomitanza a volumi di iniezione importanti, e con ciò limitare il rischio di fratturazione idraulica.

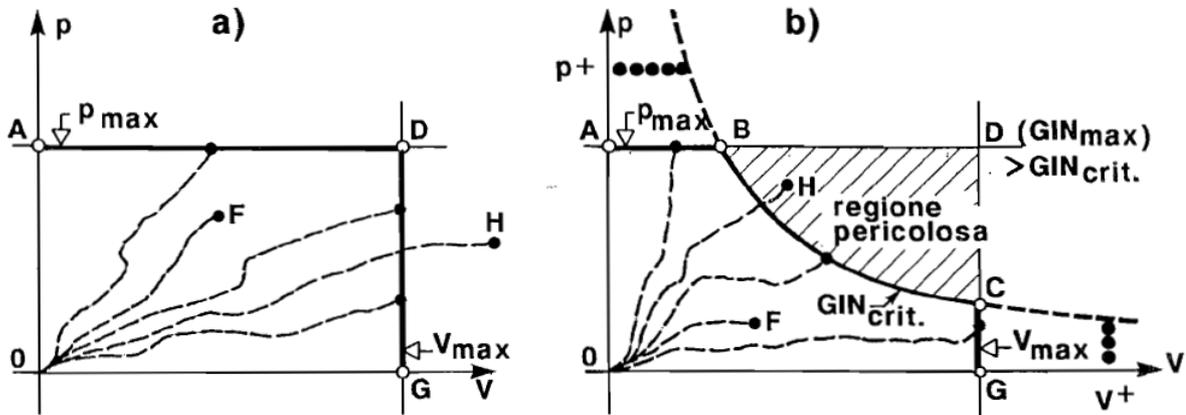


Figura A.8 – Delimitazione del procedimento di iniezione: a) metodo tradizionale; b) metodo GIN con possibilità di aumentare i limiti di pressione e di volume senza aumentare il rischio di fratturazione idraulica (fonte: Lombardi, 1999).

La definizione dei parametri GIN va effettuata per ogni zona dell'ammasso roccioso nella quale le caratteristiche geomeccaniche sono ritenute sufficientemente uniformi e dove lo scopo da raggiungere con l'iniezione sia simile se non identico. Tale definizione è resa possibile mediante l'esecuzione di campi prova. La figura A.9 riporta alcuni limiti GIN tipici che sono suggeriti dall'Autore quale prima indicazione.

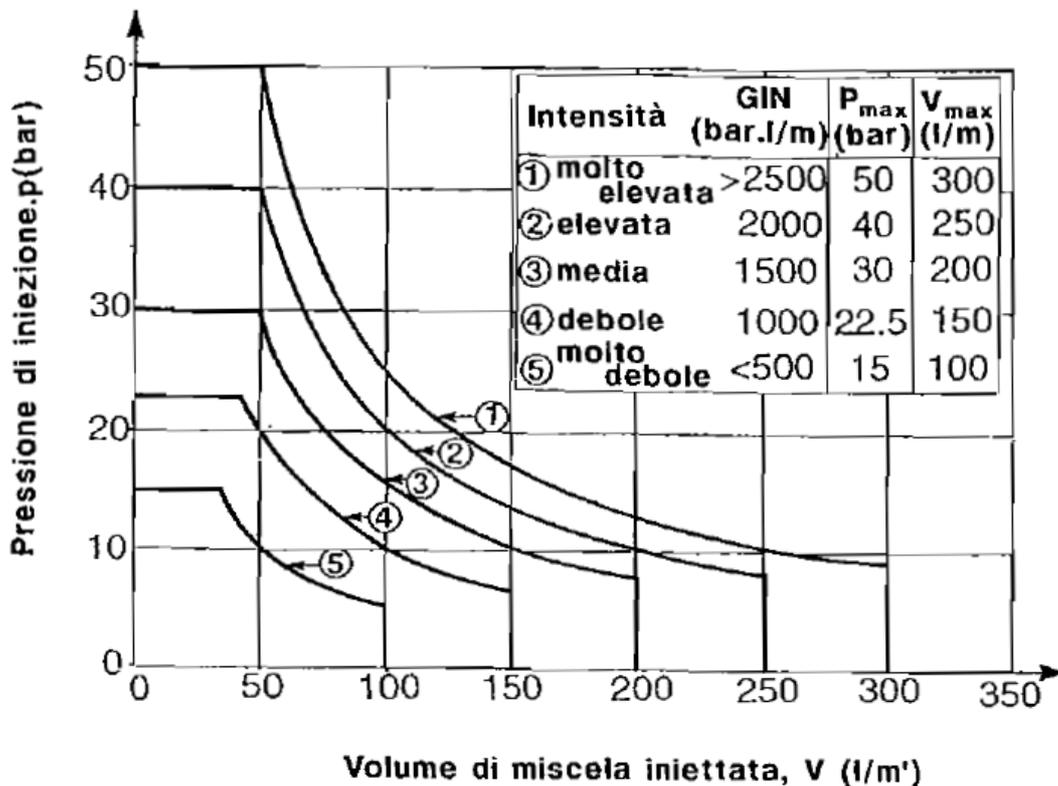


Figura A.9 – Limiti GIN da utilizzarsi come prima indicazione (fonte: Lombardi, 1999).

Per quanto concerne le gallerie in oggetto, preliminarmente, in quanto necessariamente oggetto di necessari campi prova prima della effettiva esecuzione delle iniezioni, si possono ipotizzare i seguenti valori (figura A.10):

- valori di GIN compresi fra 2000 e 2500 bar m / l
- massima pressione limitante ≤ 50 bar
- volume limitante ≤ 350 l/m ottenuto con l'assunzione di un raggio di azione dell'iniezione da ciascuna valvola pari a 1 m e un volume di progetto pari a circa il 10% del volume teorico del terreno da trattare (in pratica assumendo per l'ammasso roccioso da trattare sia un mezzo caratterizzato da una porosità equivalente del 10%)
- una portata di iniezione costante ≤ 10 l / min.

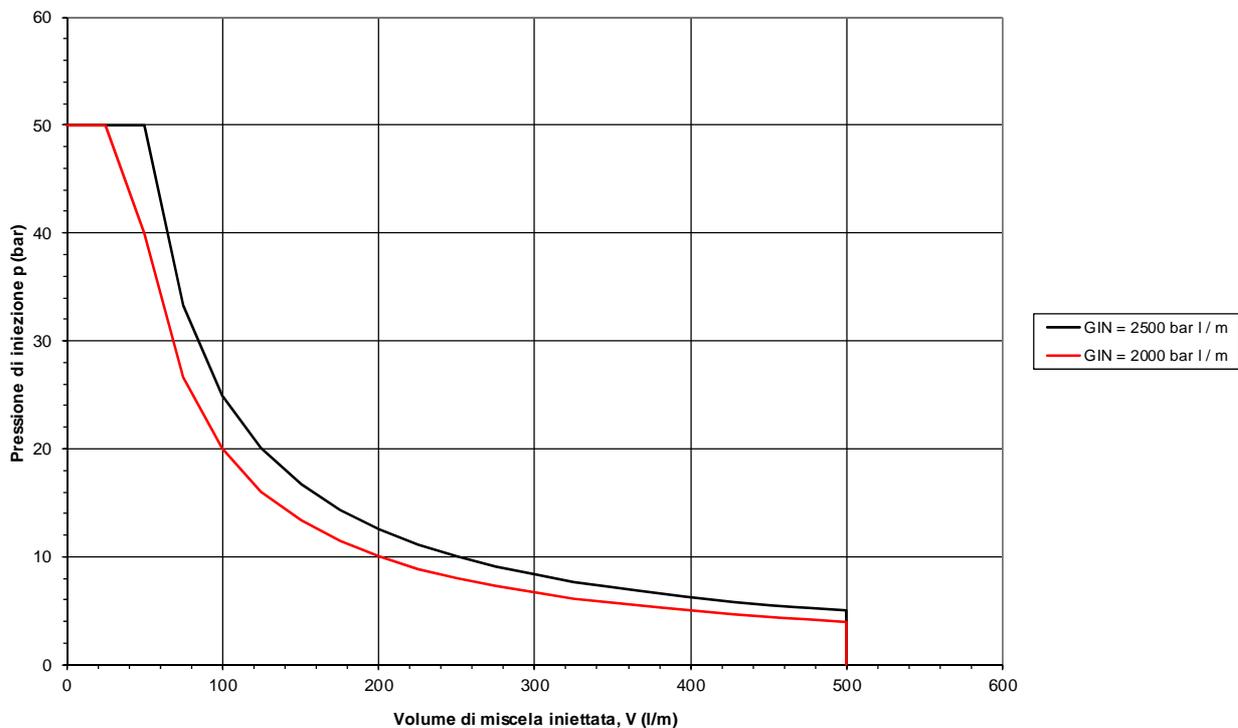


Figura A.10 – Ipotesi dei limiti GIN per le iniezioni di consolidamento degli ammassi rocciosi nelle tratte potenzialmente critiche dal punto di vista idrogeologico delle gallerie con scavo meccanizzato della Gronda di Genova.

A.5 Riferimenti bibliografici

- Anagnostou, G. (1992), Untersuchungen zur Statik des Tunnelbaus in quellfähigem Gebirge, Swiss Federal Institute of Technology, IGT Institute of Geotechnical Engineering, Vol. 201, (in German)
- Anagnostou, G., and Kovári, K. (1994), "Zur Dimensionierung von Injektionskörpern im Tunnelbau,". In: Weiterbildungskurs "Injektionen in Boden und Fels," Swiss Federal Institute of Technology, IGT Institute of Geotechnical Engineering, (in German)
- Anagnostou, G., and Kovári, K. (2003), The Stability of Tunnels in Grouted Fault Zones, Swiss Federal Institute of Technology, IGT Institute of Geotechnical Engineering, Vol. 220.
- Fritz, P. (1981), Numerische Erfassung rheologischer Probleme in der Felsmechanik, Mitteilung Nr. 47, Inst. für Strassen- Eisenbahn- und Felsbau an der ETH Zürich, (in German)
- AFTES (1991). Recommendations on grouting for underground works. Tunneling and Underground Space Technology, Vol. 6, No. 4, pp. 383-461.
- Barton, N., Buen, B. and Roald, S. (2002). "Strengthening the case for grouting". Tunnels and Tunnelling International, pp.34-36, Dec. 2001, 37-39, Jan. 2002.
- Barton, N. (2002) "Some new Q-value correlations to assist in site characterization and tunnel design". Int. J. Rock Mech. Min. Sci., 39, pp.185-216.
- Barton, N. (2006) "Rock Quality, Seismic Velocity, Attenuation and Anisotropy". Taylor & Francis, UK & Netherlands, 729 pp.
- Bruce D. A., Gallavresi F. (1988). The MPSP system: a new method of grouting difficult rock formations. ASCE, 1988.
- Houlsby, A.C. (1976). Routine interpretation of the Lugeon water – test. The Quarterly Journal of Engineering Geology, Vol. 9(4), pp. 303-313.
- ISRM (1996). Commission on rock grouting. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. Vol. 33, No. 8, pp. 803-847.
- Kovári, K. (1992), "Die Machbarkeit der Piora Mulde beim Gotthard-Basistunnel", In: "Die AlpTransit-Basistunnel Gotthard und Lötschberg", SIA Dok. D085, 55-62, (in German)
- Kovári, K. and Anagnostou, G. (1995), "The ground response curve in tunnelling through short fault zones", Proceedings 8th Int. Congress on Rock Mech., Tokyo, 611-614.
- Kovári, K., and Anagnostou, G. (1996), "Design of grouting cylinder for a deep alpine tunnel", 2nd Int. Conf. on Ground Improvement Geosystems, Japanese Soc. of Soil Mech. and Found. Engng., Tokyo, 165-170.
- Kovári, K. (1998), "Tunnelling in Squeezing Rock", Tunnel, Vol. 5, 12-31.
- Lombardi, G. (1971), "Zur Bemessung der Tunnelauskleidung mit Berücksichtigung des Bauvorganges", Schweiz. Bauzeitung, Vol. 89, Heft Nr. 32, (in German)

Lombardi G. (1999). Iniezioni di masse rocciose con miscele cementizie. Il concetto GIN. Rivista Italiana di Geotecnica. N. 2/99.

Obert, L. e L. Duval (1967). Rock mechanics and the design of structures in rock. John Wiley, New York.

Panet, M. (1995), Le calcul des tunnels par la méthode convergence-confinement. Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées, (in French)

Terzaghi, K. (1943), Theoretical Soil Mechanics, John Wiley and Sons, New York

Vogelhuber, M., Anagnostou, G., and Kovári, K. (2004), "The influence of pore water pressure on the mechanical behavior of squeezing rock". Proc. 3rd Asian Rock Mechanics Symp., Kyoto.