

Realizzazione con TBM di una galleria idraulica scavata in condizioni di coperture elevate ed alti carichi di falda

Baldovin E.
Geotecna Progetti - Milano

De Paola A.
Geotecna Progetti - Milano

Morelli G.L.
Geotecna Progetti - Milano

Romualdi P.
Seli - Roma

Perruzza P.
Seli - Roma

SOMMARIO

Il contributo riferisce sui principali aspetti progettuali e realizzativi adottati per una lunga galleria idraulica attualmente in fase di esecuzione in Turchia mediante l'utilizzo di una TBM doppio scudata. L'opera presenta condizioni di elevata copertura lungo tutto lo sviluppo e per buona parte di esso attraversa una formazione rocciosa calcarea caratterizzata da elevata permeabilità secondaria per fratturazione e carsismo e da un assetto strutturale che ha favorito l'instaurarsi di una falda con carico idraulico potenzialmente elevato alla quota della galleria. Il rivestimento del cavo è costituito da conci prefabbricati in calcestruzzo armato di spessore limitato. Riprese le ipotesi di calcolo e le verifiche numeriche dei rivestimenti, viene illustrato l'articolato sistema di interventi di consolidamento ed impermeabilizzazione eseguiti sull'anello di roccia al contorno del cavo, volti a contrastare i potenziali elevati carichi attesi sul rivestimento nel lungo termine. Si illustrano, inoltre, le caratteristiche della TBM e del suo corredo tecnologico nonché i positivi dati di avanzamento relativi alla porzione di scavo finora eseguita.

Parole chiave: ammasso, TBM, rivestimento, conci, iniezioni

1 INTRODUZIONE

Il presente contributo riferisce sulle scelte progettuali inerenti la realizzazione di una lunga galleria idraulica denominata Mavi Tunnel, situata nella Turchia centro-meridionale, di cui è previsto il funzionamento in pressione. Essa sarà alimentata dal serbatoio della Diga di Bagbasi, anch'essa in costruzione, ed è parte integrante della terza fase del Progetto Idrico Konya-Cunra finanziato dall'agenzia governativa DSI.

La galleria, attualmente in fase di scavo con metodologia meccanizzata, si estende su una lunghezza totale di circa 17 km con diametro di scavo pari a 4,88 m ed altezza di copertura variabile dai 250 ai 400 metri.

Essa attraversa, nella tratta centrale, una formazione calcarea caratterizzata da un'elevata permeabilità secondaria per fratturazione e per carsismo, contenente una falda con quota piezometrica potenzialmente attestata, nei periodi di massima ricarica dell'acquifero, circa 200 m al di sopra della quota galleria. Il sistema di rivestimento è stato, quindi, concepito con la duplice finalità di permettere il raggiungimento degli obiettivi funzionali attesi per le gallerie idrauliche (impermeabilità e assorbimento degli elevati carichi esterni ed interni) e di garantire un elevato standard qualitativo dell'opera.

Allo scopo è stato progettato un sistema integrato di rivestimento del cavo costituito da conci prefabbricati di forma esagonale in calcestruzzo armato, accoppiati a sistematici interventi sull'ammasso al contorno dello scavo realizzati mediante iniezioni. Tale sistema è apparso in grado di offrire importanti benefici in termini di economicità e velocità di costruzione. Fondamentale è stato l'utilizzo di una macchina di scavo doppio-scudata in grado di avanzare in sicurezza anche in condizioni geologiche sfavorevoli ed ospitare l'attrezzatura necessaria per l'esecuzione sistematica delle iniezioni dell'ammasso roccioso.

2 CONDIZIONI GEOLOGICHE ED IDROGEOLOGICHE LUNGO IL TRACCIATO

L'area interessata dalle opere è localizzata nella Turchia centro-meridionale, circa 80 km a Sud di Konya, in una zona montana collocata nel cuore della catena a falde delle Tauridi, appartenente al sistema orogenetico meso-cenozoico alpino.

Il locale assetto geologico si caratterizza per la presenza di tre unità tettono-stratigrafiche principali, denominate rispettivamente:

- *Bozkir Unit* (Triassico-Cretaceo);

- *Bolkar Mountain Unit* (Permiano sup.– Cretaceo inf.);
- *Geyik Mountain Unit* (Cambriano medio-Eocene inf.).

essenzialmente in funzione delle caratteristiche litologiche delle formazioni presenti. I caratteri geologici distintivi delle diverse tratte sono sintetizzati nella Tabella 1.

Tabella 1: Caratterizzazione geologica di sintesi del tracciato della galleria



Figura 1 - Ubicazione dell'area del progetto Mavi Tunnel

Tratta	Progressive (Km)	Formazione geologica	Litologia	Copertura (m)
I	0 ÷ 3+625	POLAT FORMATION	dolomiti e calcari dolomitici stratificati, localmente carsici	270
II	3+625 ÷ 9+220	EKINLIK FORMATION	complesso di calcari, dolomiti, arenarie, argilliti, radiolariti, quarziti, rocce vulcaniche e ofioliti	400
III	9+220 ÷ 13+115	SINAT FORMATION	calcari massivi localmente carsici	400
IV	13+115 ÷ 14+230	EKINLIK FORMATION	complesso di calcari, dolomiti, arenarie, argilliti, radiolariti, quarziti, rocce vulcaniche e ofioliti	400
V	14+230 ÷ 14+495	AVDAN FORMATION	flysch arenaceo-argilloso con intercalazioni calcaree	350
VI	14+495 ÷ 16+620	BELKUYU FORMATION	calcari dolomitici bituminosi e calcari sabbiosi con selce, localmente carsici	300

Dal punto di vista strutturale, l'Unità Bolkar Mountain e l'Unità Bozkir occupano le posizioni più elevate e rappresentano, a scala regionale, grandi falde alloctone sovrascorse verso Sud, a partire dall'Eocene e con spostamenti orizzontali stimati fino a qualche chilometro, sulla sottostante Unità Geyik Mountain, considerata autoctona nell'area del progetto. Ciascuna unità principale risulta, a sua volta, suddivisa in varie formazioni geologiche minori, costituite da prevalenti litotipi sedimentari carbonatici e clastici e da subordinate vulcaniti e tufiti (Fig. 2).

Il profilo geologico ed idrogeologico ricostruito sulla base delle informazioni complessivamente disponibili è riprodotto nella successiva Fig. 3. Lo studio geologico ha messo in evidenza, in fase previsionale, alcune potenziali criticità nei riguardi dello scavo in sotterraneo, in riferimento alle quali sono state conseguentemente orientate e definite le linee progettuali e le relative scelte metodologiche. Esse riguardano, in estrema sintesi, l'attraversamento della tratta III in rocce carbonatiche carsificate con possibili cospicue venute idriche in fase di scavo e potenziali carichi idrici elevati e la possibile presenza di locali zone di roccia potenzialmente spingenti all'attraversamento delle tratte II, IV e V.

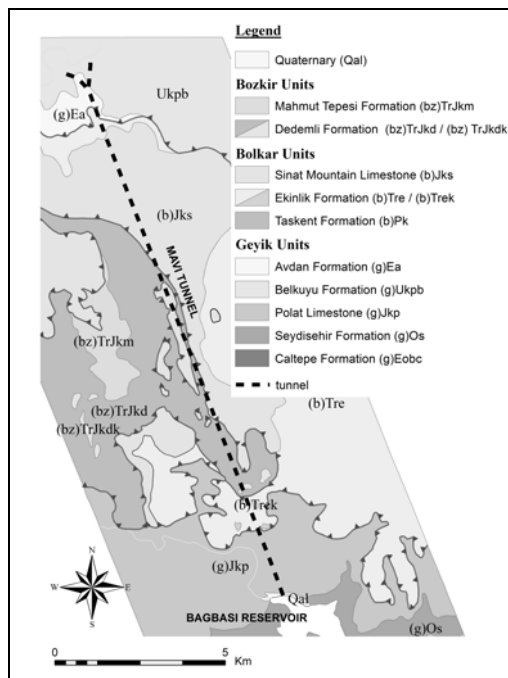


Figura 2 - Carta geologica schematica dell'area interessata dal tracciato del Mavi Tunnel

3 CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA DELLE FORMAZIONI DI SCAVO

Per la caratterizzazione geomeccanica degli ammassi rocciosi attesi lungo il tracciato della galleria si è fatto riferimento, come base di partenza, alle classifiche tecniche usualmente adottate nella progettazione di opere sotterranee, che ormai costituiscono, di fatto, standard operativi internazionalmente accettati e riconosciuti. Per la derivazione dei principali parametri geomeccanici si sono considerati, nello specifico, alcuni indici di "qualità geostrutturale" degli ammassi rocciosi, direttamente stimabili dalle suddette classifiche tecniche e rappresentativi delle proprietà geomeccaniche intrinseche del mezzo lapideo, indipendentemente dalle condizioni tensionali e dai carichi piezometrici presenti alla quota della galleria. E' stato adottato, nello specifico, il Geological Strength Index GSI (Hoek et al., 1995), a sua volta stimato empiricamente dall'indice Q' (Tunneling Quality Index), derivato dall'originaria classificazione Q-System di Barton et al. (1974), per la valutazione del quale risultavano disponibili dati di base sufficientemente affidabili. La correlazione utilizzata per la stima del GSI dai valori di Q', suggerita da Hoek et al. (1995), risulta:

$$GSI = 9 \ln Q' + 44$$

Ai fini del progetto, il tracciato della galleria è stato suddiviso in sei tratte omogenee, tra loro differenziate

I campi di variazione degli indici classificativi considerati per le varie tratte omogenee del tracciato sono indicati nel grafico di Fig. 4.

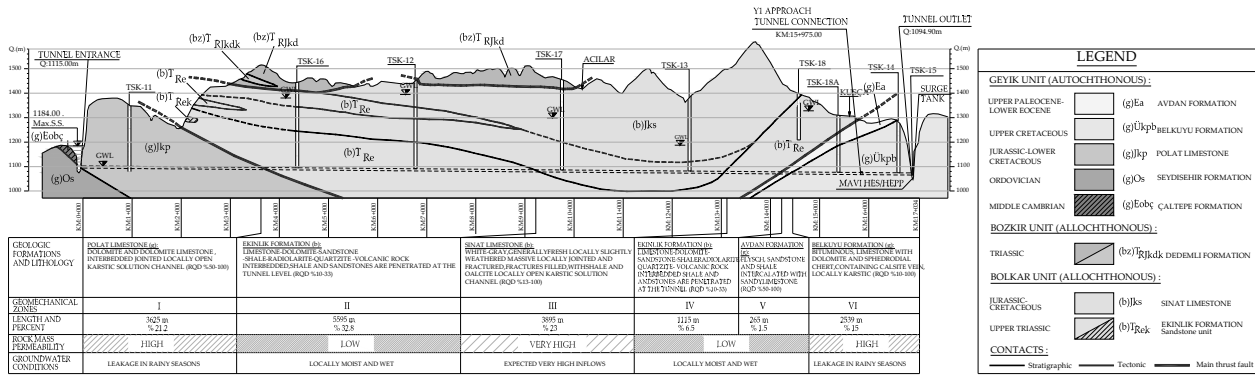


Figura 3 – Profilo geologico ed idrogeologico di previsione

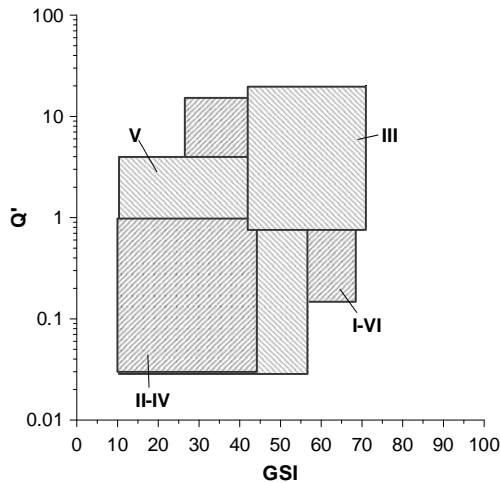


Figura 4 - Campi di variazione degli indici di caratterizzazione Q' e GSI degli ammassi rocciosi nelle varie tratte omogenee della galleria

Sulla base dei valori minimi, medi e massimi dell'indice GSI e delle proprietà meccaniche della roccia intatta, determinate con prove di laboratorio su provini integri, sono stati valutati i parametri geomeccanici caratteristici degli ammassi rocciosi attraversati dalla galleria nelle varie tratte omogenee del tracciato. Si è adottato, allo scopo, il criterio di rottura non lineare di Hoek & Brown, nella versione più recente (Hoek et al., 2002), basato sull'assunzione, per l'ammasso, di un modello di mezzo continuo-equivalente ed isotropo.

I relativi parametri di resistenza di Mohr-Coulomb sono stati poi derivati mediante linearizzazione dell'involuppo di Hoek & Brown nel campo tensionale di

interesse, utilizzando la procedura specificatamente messa a punto da Hoek et al. (2002).

I parametri geomeccanici di progetto relativi alle diverse tratte omogenee della galleria sono riepilogati nella seguente Tabella 2.

4 CARATTERISTICHE DELLA MACCHINA DI SCAVO

Gli scavi sono eseguiti per mezzo di una TBM doppio scudata denominata Tunnel Boring Machine DS 0488 120. Si tratta di una macchina completamente scudata; lo scavo viene eseguito mediante la rotazione di una testa di taglio dotata di 32 utensili. La potenza di rotazione è fornita da 6 motori elettrici, dotati di riduttori e di pignoni, che ingranano su una corona collegata al cuscinetto principale a cui è a sua volta connessa la testa di taglio. Il cuscinetto principale è inserito in un supporto posto all'interno dello scudo frontale.

Durante la rotazione della testa di taglio un set di cilindri di spinta principale fornisce la forza necessaria per la propulsione, che associata alla coppia di rotazione della testa contribuisce alla disgregazione della roccia. In questa fase parte della macchina di scavo è ancorata alla roccia tramite due "scarpe" che, azionate da quattro cilindri posti all'interno dello scudo dei grippers, escono dallo stesso e sono spinte contro la roccia per generare la reazione necessaria alla spinta di scavo.

Tra lo scudo dei gripper e lo scudo frontale sono compresi due elementi telescopici che si sovrappongono proteggendo i cilindri di spinta principale.

Tabella 2: Parametri geomeccanici di progetto

Tratta	Parametri matrice intatta			GSI			Parametri ammasso secondo M-C									da Hoek et al. (2002) con D=0		
							c (Mpa)			φ (°)			σ _{cm} (Mpa)			E _m (Mpa)		
	γ (kN/mc)	σ _{ci} (Mpa)	m ^{**}	min	med	max	min	med	max	min	med	max	min	med	max	min	med	max
I	26	29,1*	10	27,0	47,7	68,5	0,549	0,831	1,327	29,9	36,5	42,2	2,94	4,82	7,85	1435	4725	15647
II	26	43,8*	12	10,8	23,3	44,0	0,51	0,795	1,22	25,1	30,3	37,1	2,68	4,37	7,31	693	1423	4685
III	26	43,5*	10	42,0	50,2	71,0	1,111	1,296	2,129	34,9	37,3	42,9	6,36	7,62	12,57	4161	6671	22092
IV	26	43,8*	12	10,8	23,3	44,0	0,51	0,795	1,22	25,1	30,3	37,1	2,68	4,37	7,31	693	1423	4685
V	25	46,3*	11	10,8	23,3	56,5	0,447	0,704	1,404	25,74	31,2	41,8	2,69	4,41	9,74	712	1463	9892
VI	25	40**	9	27,0	47,7	68,5	0,62	0,96	1,63	30,9	37,6	43,11	3,83	6,3	10,36	1682	5540	18345

* media dei dati derivati da prove di compressione uniaassiale in laboratorio; ** dati stimati da letteratura (da Hoek&Marinos, 2001).

Quando i cilindri di spinta principale hanno raggiunto la loro massima estensione due stabilizzatori, posti all'interno dello scudo frontale, possono essere estratti e appoggiati sulla roccia al fini di rendere stabile la macchina. In questa condizione le scarpe dei gripper possono essere ritratte, i cilindri di spinta principale vengono chiusi, quelli di spinta ausiliaria si estendono e il resto della macchina può essere spinto avanti.

Questa fase viene definita regripping e conclude il ciclo di scavo.

Nel caso in cui si incontrino dei tratti di roccia che non permettono alle scarpe dei gripper di ancorarsi, è possibile utilizzare i cilindri di spinta ausiliaria per fornire la forza di propulsione necessaria per lo scavo. Questi cilindri sono posti all'interno dello scudo di coda, dove opera anche l'erettore dei segmenti che permette il montaggio dell'anello.

Un trasportatore a nastro, posto all'interno della testa di taglio, viene utilizzato per spostare il materiale scavato, che viene successivamente travasato su altri due trasportatori.

Questi percorrono tutta la lunghezza del back-up e caricano lo smarino negli appositi vagoni.

Il back-up è un sistema di carri posti dietro la macchina di scavo che serve per ospitare tutte le attrezzature al servizio della TBM.

Sul back-up sono installate le attrezzature necessarie per la produzione e l'iniezione della boiaccia cementizia necessaria per il riempimento degli spazi intergranulari del pea-gravel, ovvero del ghiaietto monogranulare precedentemente iniettato nel gap anulare.

L'attrezzatura installata è costituita da:

- 1 mixer colloidale con capacità 500 litri;
- 1 agitatore da 2 m³;
- 2 pompe a pistoni verticali con capacità 0- 60 l/min con pressioni da 0 a 50 bar.

5 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEI CONCI PREFABBRICATI UTILIZZATI PER IL RIVESTIMENTO DELLA GALLERIA

Il rivestimento, su tutto lo sviluppo della galleria, è costituito da 4 conci prefabbricati esagonali aventi spessore 0.25 m, larghezza pari a 1.3 m e diametro esterno pari a 4.70 m (Fig. 5).

I conci sono realizzati in calcestruzzo armato di classe C35/45 e presentano giunti a contatto sagomati ed armati per essere in grado di trasmettere le massime forze assiali a cui saranno sottoposti.

6 SISTEMA DI RIVESTIMENTO DEL CAVO E FASISTICA ESECUTIVA

Il sistema di rivestimento del cavo è composto dai seguenti tre elementi:

- *Conci prefabbricati;*
- *Corona di ammasso roccioso al contorno dello scavo opportunamente trattata mediante iniezioni;*
- *Iniezioni di contatto e di consolidamento.*

Tale sistema integrato viene messo in opera secondo la seguente fasistica esecutiva:

- *Fase 1:* posa in opera conci prefabbricati, inserimento del pea-gravel e sigillatura interna dei giunti del rivestimento con l'ausilio di speciali miscele cementizie;
- *Fase 2:* esecuzione di iniezioni di contatto a bassa pressione;
- *Fase 3:* esecuzione di iniezioni di consolidamento con funzione di impermeabilizzazione del contorno del cavo.

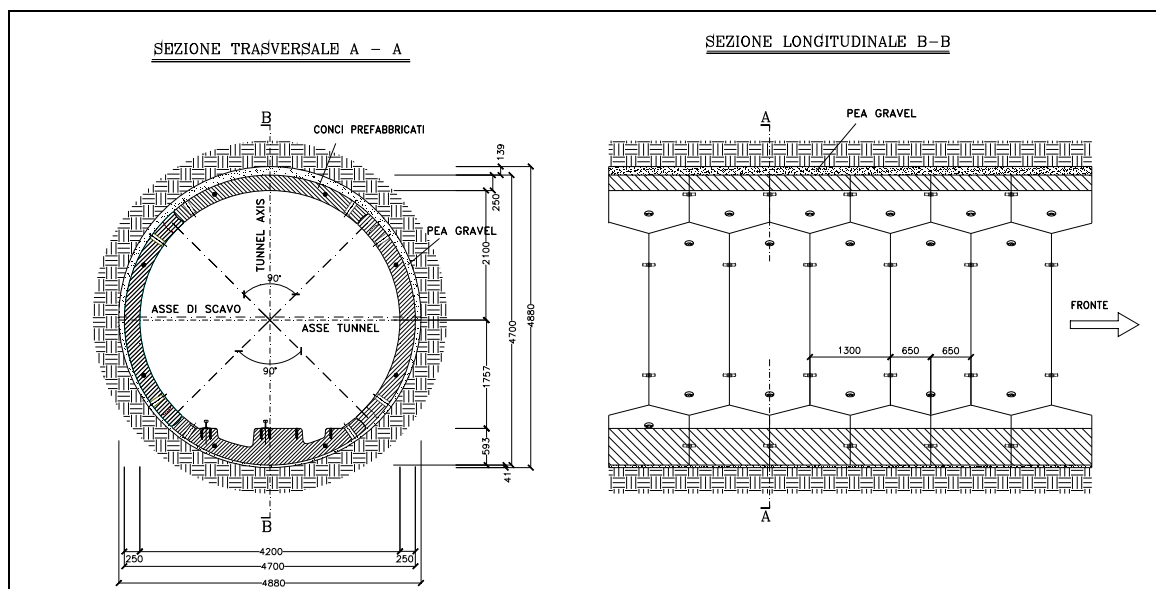


Figura 5- Sistema di conci prefabbricati - Sezioni tipo trasversale e longitudinale

6.1 Fase 1 – Messa in opera dei conci prefabbricati, inserimento del pea-gravel e sigillatura dei giunti

La prima fase consiste nella messa in opera dei conci prefabbricati subito dietro lo scudo della TBM ad una distanza di circa dieci metri dal fronte. Viene quindi inserito il pea-gravel attraverso speciali fori in ciascun concio ed eseguita la sigillatura dei giunti mediante malte tixotropiche.

Questo metodo è stato sviluppato per sigillare correttamente giunti di differente ampiezza e risulta particolarmente utile in corrispondenza di tratti curvilinei del tracciato.

Le malte tixotropiche iniettate all'interno dei giunti possiedono i seguenti requisiti:

- ottimo comportamento nei confronti del ritiro;
- perfetta aderenza dopo l'idratazione;
- supporto per le iniezioni di contatto a bassa pressione (3 bar);
- semi-permeabilità per il drenaggio dell'acqua delle miscele iniettate successivamente.

Per supportare la scelta ottimale tra i prodotti disponibili sul mercato sono state effettuate apposite prove in situ.

6.2 Fase 2 – Esecuzione delle iniezioni di contatto

Dopo la Fase 1 sono previste, lungo tutto lo sviluppo della galleria, iniezioni di contatto a bassa pressione (3 bar) allo scopo di:

- cementare il pea-gravel e garantire la perfetta aderenza tra l'estradosso dei conci e la roccia di scavo;
- cementare i giunti tra conci adiacenti per ottenere un perfetto contatto tra le facce e una corretta trasmissione dei carichi nel lungo termine;
- cucire la roccia "disturbata" nelle immediate vicinanze del perimetro di scavo;
- migliorare la resistenza dei giunti e la sigillatura del rivestimento.

Allo scopo di soddisfare tutti questi requisiti è stata adottata una miscela di iniezione con un rapporto a/c tra 1 e 0.8 (1-1.25 kg di cemento per litro d'acqua), con una percentuale dell' 1-2% di bentonite e una viscosità di Marsh (foro da 4.6 mm) compresa tra 35 e 40 secondi. La sequenza di iniezione della boiaccia cementizia adottata è:

- fori posizionati nell'arco rovescio;
- fori posizionati sui piedritti;
- fori in calotta.

Le operazioni si svolgono posizionando i packers meccanici entro i fori predisposti nei conci direttamente in fase di prefabbricazione.

6.3 Fase 3 – Esecuzione delle iniezioni di consolidamento

Le iniezioni di consolidamento ad alta pressione (11 bar) sono eseguite mediante realizzazione di fori radiali ed interessano una corona di roccia di circa 3-4 m. Le caratteristiche iniziali della miscela sono: rapporto a/c con

il 4% di bentonite. In caso di basso assorbimento il rapporto a/c viene portato a 1.2% con il 5 – 6% di bentonite. Le iniezioni hanno lo scopo di riempire le discontinuità ed eventuali cavità presenti nell'ammasso roccioso, riducendone notevolmente la permeabilità, così da rendere il sistema rivestimento/anello consolidato pressoché impermeabile. Tale spessore di anello trattato risulta in grado di assorbire il carico idrostatico.

Per la galleria in oggetto la realizzazione delle iniezioni di consolidamento è stata prevista nelle tratte I, III, V e VI, sia in ragione dell'elevata permeabilità dell'ammasso, sia per i potenziali carichi idrostatici esterni attesi.

Dette iniezioni di consolidamento sono effettuate con pressioni non inferiori a 11 bar, in modo da garantire un'efficace azione di contrasto anche nei riguardi della massima pressione idraulica interna, attesa pari a 10 bar. In tali condizioni si possono escludere l'apertura dei giunti tra i conci ed eventuali conseguenti perdite di carico.

Per le tratte II-IV, meno permeabili, in cui l'intervento di consolidamento è previsto come eventuale, si sono effettuate, in fase di progetto, analisi specifiche, considerando i conci sottoposti alla pressione interna di 10 bar, contrastata da una pressione minima esterna di 3 bar, generata dalle iniezioni di contatto.

L'ampiezza di apertura dei giunti ottenuta risulta accettabile, in quanto non genera fenomeni di instabilità dei conci.

7 VERIFICHE STATICHE DEI CONCI PREFABBRICATI

Le verifiche dei conci prefabbricati sono state effettuate con riferimento alla fase di scavo, alla fase di esercizio ed alla fase di produzione e di movimentazione.

Si è fatto riferimento in particolare alle seguenti Normative e Raccomandazioni:

- UNI EN 1992-1-1:2005 - EUROCODE 2: "Design of concrete structures". Part 1-1: "General rules and rules for buildings"
- AFTES- Recommendations relatives à: l'utilisation du béton non armé en tunnel - version 1 – 1998

Si riportano nelle Tabelle 3 e 4 le principali caratteristiche di resistenza dei materiali impiegati.

Tabella 3: caratteristiche meccaniche del calcestruzzo

Resistenza a compressione cubica caratteristica	$f_{ck, cube}$	45 MPa
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	f_{ck}	35 MPa
Coefficiente di sicurezza sul materiale	γ_c	1,5
Resistenza a compressione di progetto	$f_{ck} = f_{ck} / \gamma_c$	23,33 MPa
Resistenza a trazione minima per lo scasseramento	f_{ctks}	0,80 MPa

Tabella 4: caratteristiche meccaniche dell'acciaio di armatura

Resistenza caratteristica allo snervamento	f_{yk}	420 MPa
Coefficiente di sicurezza sul materiale	γ_s	1,15
Resistenza di progetto allo snervamento	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$	365,22 MPa

In accordo con la normativa presa a riferimento sono state eseguite verifiche allo Stato Limite Ultimo.

7.1 Verifiche statiche in fase di scavo

La verifiche sono state condotte utilizzando il metodo delle Curve Caratteristiche (Ribacchi, 1986) ed ipotizzando un comportamento dell'ammasso di tipo elastoplastico ideale.

Sulla base della caratterizzazione geomeccanica è stata effettuata un'analisi previsionale del comportamento allo scavo, essenzialmente basata sulla risposta deformativa del cavo non rivestito nelle varie condizioni geomeccaniche e tensionali previste nelle diverse tratte omogenee. I risultati hanno evidenziato sostanziali condizioni di stabilità, sia del fronte di scavo, sia del cavo lungo tutto lo sviluppo della galleria. Limitatamente alle tratte II-IV-V sono risultate tuttavia possibili, nelle sole condizioni di ammasso con caratteristiche geomeccaniche più sfavorevoli, deformazioni apprezzabili del cavo, seppur di entità tale da permettere comunque l'avanzamento efficiente della TBM in totale sicurezza per le maestranze.

Alla luce del previsto comportamento dell'ammasso allo scavo si è proceduto ad effettuare le verifiche statiche dei conci prefabbricati. Nelle tratte I-III-V-VI, dove è previsto l'intervento di consolidamento al contorno, le analisi sono state condotte considerando un carico idrostatico agente sui conci nullo. Nelle tratte II-IV, in assenza di interventi al contorno è stato, invece, ipotizzato anche un carico idrostatico massimo pari a 100 m.

Nella Tabella 5 sono riportati i risultati delle verifiche effettuate.

Tabella 5: Fase di scavo - Risultati analisi curve caratteristiche

Tratta	Parametri	Altezza ricoprimento [m]	Carico idrostatico [m]	Raggio plastico [m]	Convergenza scavo [m]	Pressione sullo scudo [kN/m2]	Pea gravel + iniezioni contatto (3bar)	Pressione esterna su conci [kN/m2]	Tensione nei conci [MPa]	Tensione nei conci allo SLU [MPa]
I	min	270	0	5,05	0,03	-	si	300	2,67	3,6
II-IV	min	400	0	6,4	0,086*	640	si	640	5,70	7,7
			100	6,7	0,086*	690	si	1340	11,93	16,1
	med	400	0	5	0,04	-	si	300	2,67	3,6
			100	4,8	0,05	-	si	1030	9,17	12,4
	min-over	400	0	6,8	0,116*	505	si	504	4,49	6,1
			100	7,2	0,116*	560	si	1228	10,93	14,8
III	min	400	0	3,8	0,01	-	si	300	2,67	3,6
V	min	350	0	6,4	0,086*	428	si	426	3,79	5,1
	med	350	0	4,7	0,03	-	si	300	2,67	3,6
VI	min	300	0	4,7	0,03	-	si	300	2,67	3,6

* Contatto tra roccia e scudo della TBM

Come si può notare, le analisi numeriche hanno confermato come potenzialmente critiche le zone II, IV e

V, ove in base alle convergenze calcolate si può verificare il contatto tra la roccia e lo scudo della TBM, benché con pressioni limitate su quest'ultimo. In tal caso, la macchina è attrezzata per avanzare in condizioni di overcutting (30 mm), con conseguente possibilità di limitare ulteriormente le pressioni sui conci e sullo scudo.

7.2 Verifiche statiche in fase di esercizio

Sono state esaminate le seguenti condizioni di esercizio:

- Condizione A: galleria vuota e carichi esterni massimi;
- Condizione B: galleria in pressione e carichi esterni minimi (verifica di apertura giunti);
- Condizione C: galleria vuota e carico esterno gravitativo agente in calotta.

Nella Condizione A, per le tratte I, III, V, VI le massime tensioni calcolate nei conci, generate dalle iniezioni di consolidamento effettuate con pressioni di 11 bar, sono pari a circa 13 MPa (Tab. 6). Nelle tratte II e IV, in cui non è prevista l'esecuzione delle iniezioni di consolidamento, le tensioni massime sui conci risultano dell'ordine dei 16 MPa.

Tabella 6 – Fase di esercizio – Condizione A - Verifica dei conci con galleria vuota e carichi esterni massimi

Tratta	Parametri	Carico idrostatico esterno	Iniezioni di consolid. su anello di roccia	Pressione esterna su conci [kN/m2]	Tensione nei conci [MPa]	Tensione nei conci allo SLU [MPa]
-	-	-	-	[kN/m2]	[MPa]	[MPa]
I	min	0	si	1100	9,8	13,2
II-IV	min	0	no	640	5,70	7,7
	min	100	no	1340	11,93	16,1
	med	0	no	-	2,67	3,6
	med	100	no	1030	9,17	12,4
III	min	0	si	1100	9,8	13,2
V	min	0	si	1100	9,8	13,2
	med	0	si	1100	9,8	13,2
VI	min	0	si	1100	9,8	13,2

Nelle verifiche della Condizione B, per le tratte I, III, V, VI, dal momento che il massimo carico interno atteso nei conci (10 bar) risulta contrastato dal carico esterno generato dalle iniezioni di consolidamento (11 bar), non è atteso alcun fenomeno di apertura dei giunti tra i conci.

Per le tratte II e IV il massimo carico interno nei conci di 10 bar risulta contrastato, nella condizione più sfavorevole, dal carico esterno generato dalle iniezioni di contatto aventi pressione di 3 bar.

Verificando l'apertura dei conci sollecitati con una pressione interna netta di 7 bar e roccia con modulo di deformazione pari al minimo del range previsto, si sono ottenuti dei valori di deformazione radiale pari a 3.1 mm e una conseguente ampiezza di apertura dei giunti pari a circa 5 mm.

Tale valore risulta ampiamente ammissibile, dal momento che la stabilità del sistema dei conci è garantita per aperture dei giunti fino a 150 mm.

Nella Condizione C, infine, si è considerata la condizione di galleria vuota e carico esterno gravitativo agente in calotta, abbinato alle pressioni di iniezione (di contatto e/o di consolidamento) e al potenziale carico della falda agente a lungo termine, ove previsto.

Il carico gravitativo in calotta è stato calcolato considerando, a vantaggio di sicurezza, le caratteristiche geomeccaniche minime dell'ammasso mediante la nota relazione di UNAL (1983). Il comportamento del terreno è stato schematizzato tramite un sistema di molle radiali, di rigidità k proporzionale al modulo elastico E della roccia.

8 RISCONTRI IN CORSO D'OPERA

Gli scavi del Mavi Tunnel sono iniziati nell'autunno del 2009 a partire dalla progressiva km 17+034 (Imbocco Nord), ed hanno attualmente superato le tratte VI, V, IV e quasi terminato la tratta III, fino alla progressiva km 9+300 circa (Fig. 6). La velocità di avanzamento media ottenuta per la parte già realizzata è risultata elevata, pari a circa 18 m/giorno, comprensiva dei fermi macchina. Le velocità medie parziali nelle singole tratte sono risultate dell'ordine dei 25 m/giorno nelle tratte III e V, mentre nella prima parte scavata (tratta VI) si è attestata intorno a 15 m/giorno, comunque notevole in considerazione del fisiologico periodo iniziale di rodaggio del cantiere.

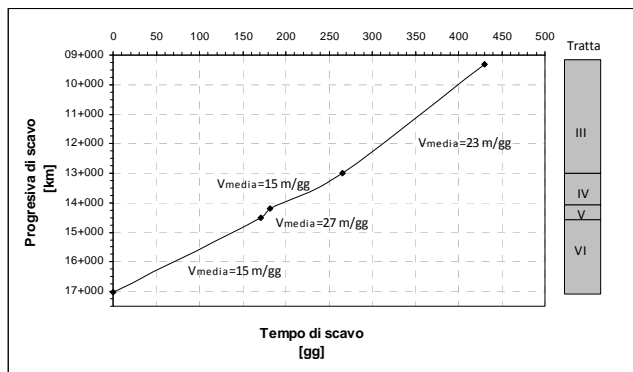


Figura 6 – Progressiva di scavo vs giorni con indicazione della velocità media giornaliera riscontrata in ogni tratta scavata

Come previsto dallo studio geologico, le condizioni di scavo più difficili sono state finora incontrate nella tratta IV, ove si è registrato un leggero rallentamento dell'avanzamento.

Il profilo di previsione è risultato sostanzialmente confermato.

Non sono stati incontrati problemi particolari in termini di instabilità del cavo e del fronte e/o di spinte sullo scudo della macchina superiori alle previsioni.

Sono state riscontrate diverse venute d'acqua, specialmente nelle tratte VI e III, localmente con portate

istantanee di picco dell'ordine dei 40 l/s; esse sono state comunque gestite in condizioni di sicurezza per le maestranze.

In tali tratte è stato realizzato, come previsto dal progetto, l'intervento di iniezioni al contorno (iniezioni di consolidamento), indispensabile per la protezione del rivestimento sul lungo termine.

Le venute di acqua sono state, invece, pressoché assenti nella tratta IV ove, in linea a quanto previsto in fase di progettazione, non è risultato necessario realizzare l'intervento al contorno.

9 GALLERIE REALIZZATE CON ANALOGA METODOLOGIA

A supporto della validità della soluzione proposta ed in corso di applicazione per il Mavi Tunnel, di seguito viene riportato un elenco di gallerie realizzate da SELI S.p.A. negli anni passati o tuttora in corso di realizzazione.

Tutti i casi riportati hanno visto l'impiego di TBM doppio scudate associate a un rivestimento di conci prefabbricati esagonali, con sigillatura dei giunti con malte tixotropiche ed esecuzioni di iniezioni di contatto e di consolidamento.

In queste gallerie il diametro di scavo è compreso tra i 4 e i 7 m e lo spessore del rivestimento varia tra 0.2 e 0.3 m.

Complessivamente sono stati realizzati con successo con tale metodologia 263 km di gallerie idrauliche a pelo libero e 44 km di gallerie idrauliche in pressione, per complessivi 307 km (Tabella 7).

Tabella 7 – Gallerie realizzate da SELI con TBM doppio scudata associata a rivestimento con conci esagonali

N°	Project	Purpose of the Project	Excavation [m]	Length [m]	Rock Type	Year	Country
1	Vindaruin	water transfer tunnel	5,50	11.650	Conglomerate-Limestone	1990-92	Popular Republic of China
2	Vindaruin	water transfer tunnel	5,50	5.400	Sandstone-Conglomerate	1992	Popular Republic of China
3	Evinos C-B1	water transfer tunnel	4,04	9.700	Shale-Sandstone-Limestone	1993-94	Greece
4	Evinos C-D1	water transfer tunnel	4,04	7.600	Shale-Sandstone-Limestone	1993-94	Greece
5	Yellow River tunnel no. 6, 7, 8	water transfer tunnel	6,12	21.000	Calcarei-Dolomie-Loess	1993-95	Popular Republic of China
6	EOS lot "C"	water transfer tunnel	5,81	7.500	Mica schist	1993-98	Switzerland
7	Guadaro-Majacelle	water transfer tunnel	4,88	12.000	Claystone-Limestone	1995-97	Spain
8	Guadalupe-Guadalupe	water transfer tunnel	4,04	3.900	Shale-Quartzite	1996-97	Spain
9	Duale-Esperanza	water transfer tunnel	4,88	8.300	Mari-Sandstone	1997-99	Ecuador
10	Umiray	water transfer tunnel	4,88	13.000	Conglomerate-Basalt	1996-2000	Philippines
11	Pieve Vergonte	water transfer tunnel	4,04	10.000	Mica schist- granodiorite	1997-2000	Italy
12	Plave II	pressure tunnel	6,98	6.000	Limestone	1998-2000	Slovenia
13	Varzo	water transfer tunnel	4,04	4.700	Gneiss	1999-2000	Italy
14	Doblar II	pressure tunnel	6,98	4.000	Limestone	1998-2001	Slovenia
15	Poza Honda	water transfer tunnel	4,04	15.500	Sandstone	1999-2001	Ecuador
16	Wanjazhai Yellow River (4)	water transfer tunnel	4,85	86.920	Limestone-Sandstone	1998-2001	Popular Republic of China
17	Mohale Tunnel	water transfer tunnel	4,88	17.000	Basalt	1998-2001	Kingdom of Lesotho
18	Canal de Navarra	water transfer tunnel	5,80	5.850	Sandstone-Mari	2002-2003	Spain
19	La Hoya	pressure tunnel	6,18	7.850	Lahar, andestis and tuff	2003-2005	Costa Rica
20	Dez Ghomrud	water transfer tunnel	4,49	16.600	Schist - Limestone	2003-2005	Iran
21	Gilgel Gibe Omo	pressure tunnel	7,00	26.000	Basalts	2004-2008	Ethiopia
22	Talave	water transfer tunnel	4,04	7.200	Sandstone, mudstone	2006-2007	Spain

10 CONCLUSIONI

L'impiego dello scavo meccanizzato associato alla tecnica di rivestimento con conci prefabbricati esagonali ed ai consolidamenti mediante iniezioni al contorno, in corso di applicazione per il Mavi Tunnel, si è sviluppato

negli ultimi 10÷15 anni. Le esperienze dei lavori finora portati a termine con tale metodologia hanno confermato che gli obiettivi funzionali attesi per le gallerie idrauliche possono essere soddisfatti con successo anche in presenza di criticità geologiche ed idrogeologiche particolarmente severe, mantenendo, al contempo, competitiva la produttività del cantiere e minimizzando il rischio di imprevisti in fase di scavo.

Nel caso specifico del Mavi Tunnel risultava necessario concepire un rivestimento impermeabile in grado di assorbire i potenziali elevati carichi idrostatici.

Tale obiettivo è apparso conseguibile mediante l'adozione di un sistema di rivestimento integrato composto da:

- *conci prefabbricati* dimensionati per garantire una struttura duratura e resistente, necessaria per effettuare iniezioni di sigillatura e consolidamento dell'ammasso roccioso circostante con pressioni adeguate;
- *iniezioni* atte a garantire l'impermeabilizzazione del contorno dello scavo ed il perfetto contatto tra i conci prefabbricati e l'ammasso, nonché ad aumentare le caratteristiche di resistenza dell'ammasso roccioso;
- *corona di ammasso roccioso al contorno dello scavo* con caratteristiche idonee per consentire il trattamento mediante iniezioni, con funzione di impermeabilizzazione e di assorbimento del potenziale carico idrostatico esterno.

Durante l'esecuzione della galleria, che ad oggi risulta completato per circa il 45% del suo sviluppo, si è potuto constatare che l'utilizzo di una TBM doppio-scudata e di tale tipologia di rivestimento, in conci prefabbricati esagonali di spessore modesto abbinati ad iniezioni al contorno, costituisce probabilmente il sistema di scavo attualmente più veloce ed economico per la realizzazione di lunghe gallerie idrauliche, anche in condizioni geologiche difficili.

Infatti, esso non offre solamente benefici durante la costruzione, in termini di semplicità, di rapidità di messa in opera e di facile industrializzazione del processo produttivo, ma appare adeguato per garantire la funzionalità della galleria nei riguardi della tenuta idraulica e della durabilità del rivestimento.

In conclusione, il sistema utilizzato di scavo meccanizzato con rivestimento prefabbricato ed iniezioni di consolidamento si sta confermando adeguato per il raggiungimento degli obiettivi funzionali prefissati (impermeabilità e assorbimento dei carichi esterni ed interni) ed al contempo per garantire, a fronte di una velocità di avanzamento altamente competitiva, un elevato standard qualitativo dell'opera.

BIBLIOGRAFIA

Barton N., Lien R., Lunde J. (1974). *Engineering classification of rock masses for the design of rock support*. Rock Mechanics, Vol. 6

Hoek E., Kaiser P.K., Bawden W.F. (1995). *Support of underground excavation in hard rock*. Rotterdam, Balkema

Hoek E., Carranza-Torres C. and Corkum B. (2002). *Hoek-Brown Failure Criterion – 2002 Edition*. Proc.5th North American Rock Mechanics Symposium,1

Marinos P., Hoek E. 2001. *Estimating the geotechnical properties of heterogeneous rock masses such as flysch*. Bull. Engg. Geol. Environment, 60

Ribacchi R., 1986. *Stato di sforzo e deformazione intorno ad una galleria*. "La statica delle gallerie in roccia". L'Ingegnere A.N.I.A.I., Numero Unico

Unal E., 1983. *Design guidelines and roof control standards for coal mines roofs*. Ph.D.Thesis, Pennsylvania State University.

ABSTRACT

REALIZATION WITH TBM OF AN HYDRAULIC TUNNEL BORED IN CONDITIONS OF HIGH OVERBURDENS AND HIGH EXTERNAL WATER LOADS.

Keywords: tunnel lining, concrete segments, rock mass, grouting, TBM.

The paper illustrates the design choices, the excavation technologies and the peculiar methodologies adopted for the realization of a long hydraulic tunnel with an excavation diameter of 4.88 m, actually under construction in the central-southern Turkey by means of a double shield TBM.

The tunnel is characterized by high overburden conditions along its entire layout. On a large part of the layout the tunnel passes through a calcareous rock formation characterized by high secondary permeability for fractures and karsting.

The same formation also presents a structural attitude which has conducted to the formation of an aquifer characterized, at tunnel depth, by high potentiality and high hydraulic load. The lining of the tunnel is constituted by precast concrete segments with a thickness of 0.25 m, designed to face the external loads and the internal pressure induced by the significant design hydraulic loads.

The paper resumes the calculation hypotheses and the main results of the static analyses and illustrates the complex and systematic system of grouting and waterproofing executed on the rock surrounding the excavation. These operations are executed also in order to support the potential high loads acting on the lining on the long period.

TBM characteristics and technological outfit are particularly described.

The answers actually obtained during the excavation have confirmed the advantages of the employed constructive method in terms both of realization time and of economy of the infrastructure.