

Galleria idraulica scavata con EPBm in condizioni geologiche difficili, rivestita con conci prefabbricati tipo FRC – Progettazione assistita con sperimentazione sui materiali e modelli di calcolo non lineari

Dott. Ing. Ezio Baldovin⁽¹⁾, Dott. Ing. Andy De Paola⁽¹⁾, Prof. Ing. Alberto Meda⁽²⁾, Dott. Geol. Gian Luca Morelli⁽¹⁾, Dott. Ing. Carlos Rubio Hernandez - Sanpelayo⁽³⁾, Dott. Ing. Luca Buraschi⁽¹⁾

⁽¹⁾ *Geotecna Progetti S.r.l. – Milano*

⁽²⁾ *Università di Roma – “Tor Vergata”*

⁽³⁾ *Ossa Obras Subterráneas S.A.*

ABSTRACT: Il contributo riferisce sull'approccio seguito per la progettazione di una galleria idraulica in pressione situata in Costa Rica. L'opera è in corso di scavo e se ne prevede l'ultimazione entro la fine dell'anno 2013. Il tracciato si sviluppa per 3.5 km ed attraversa una zona problematica dal punto di vista geologico-geotecnico e di elevata sismicità. La galleria è scavata mediante una fresa del tipo EPBm con diametro di scavo di 8.00 m. Il sistema di rivestimento è ad “anello universale” in conci prefabbricati di calcestruzzo armato con fibre metalliche (FRC). La progettazione strutturale dei conci è stata condotta con il supporto dei risultati di prove di laboratorio sui materiali effettuate secondo le Norme UNI ed in accordo alle procedure del FIB Model Code 2010, con l'ausilio di modelli di calcolo in grado di simulare il comportamento non lineare dei materiali. Viene illustrata la metodologia di progettazione del sistema di conci in FRC e si riferisce sulle procedure di controllo e sui relativi risultati nella fase di esecuzione dell'opera. Dai primi riscontri in corso d'opera l'approccio seguito ha consentito di ottenere importanti benefici in termini di industrializzazione ed ottimizzazione del processo costruttivo, garantendo un buon livello qualitativo dell'opera.

1 Introduzione

Il presente contributo riferisce sulle scelte progettuali inerenti la realizzazione di una galleria idraulica denominata El Torito, situata nella parte centrale del Costarica in provincia di Cartago (cantone di Turrialba), di cui è previsto il funzionamento in pressione. Essa è parte integrante delle opere per la realizzazione della Centrale El Torito, in corso di costruzione da parte dell'Impresa Ossa Obras Subterráneas S.A. per conto di Gas Natural Fenosa.

La galleria, attualmente in fase di scavo con metodologia meccanizzata, mediante l'utilizzo di una macchina EPBm, si estende su una lunghezza totale di circa 3.5 km e presenta un diametro di scavo pari a 8 m ed altezza di copertura variabile dai 35 ai 180 metri. Il tracciato interessa il versante destro del Fiume Reventazon, contenente una falda con quota piezometrica massima dell'ordine dei 70 m al di sopra della quota galleria. Il sistema di rivestimento è stato concepito con la finalità di permettere il raggiungimento degli obiettivi funzionali in termini di tenuta idraulica e assorbimento degli elevati carichi attesi, garantendo al contempo un elevato standard qualitativo dell'opera.

Allo scopo è stato progettato un sistema di rivestimento ad “anello universale” costituito da sei conci (più un concio chiave) prefabbricati in calcestruzzo armato con fibre metalliche (FRC) e senza armatura tradizionale, aventi spessore 0.30 m e diametro esterno pari a 7.68 m. La tenuta idraulica è garantita da un sistema di guarnizioni elastomeriche posizionate lungo le facce di contatto circonferenziali e radiali dei conci.

La metodologia di progettazione del sistema di conci in FRC, è stata sviluppata come progettazione assistita da prove di laboratorio secondo le Norme UNI e in accordo con le indicazioni contenute nel Model Code 2010.

Sulla base dei risultati delle prove di laboratorio sono state costruite, mediante back-analysis, le leggi costitutive da assegnare al materiale per l'effettuazione di analisi non lineari in grado di modellare, oltre al comportamento non lineare del materiale, anche l'instaurarsi di fenomeni fessurativi all'interno del concio.

Attualmente sono stati scavati circa 800 m di galleria; il controllo di qualità è stato effettuato mediante sistematiche prove di laboratorio al fine di verificare in continuo il rispetto delle resistenze minime previste in progetto.

2 Condizioni geologiche ed idrogeologiche lungo il tracciato

Le opere del Progetto Idroelettrico El Torito si ubicano nella parte centrale del Costa Rica, sul versante atlantico del paese. Dal punto di vista amministrativo si situano nella provincia di Cartago, cantone di Turrialba, circa 50 Km a Est della capitale San José (Fig. 1).



Figura 1. Ubicazione del Progetto Idroelettrico "El Torito"

La galleria idroelettrica El Torito è progettata per convogliare le acque derivate all'uscita dell'esistente centrale idroelettrica di Agostura fino alla nuova centrale idroelettrica El Torito, ubicata nella tratta terminale Nord della galleria, da dove verranno restituite al Fiume Reventazon.

Il tracciato interesserà, con andamento circa Nord-Sud, il versante destro del fiume Reventazon ed attraverserà, per gran parte del suo sviluppo, una successione sedimentaria di età mio-pliocenica appartenente alla formazione sedimentaria Uscari/Rio Banano. (Fig. 2).

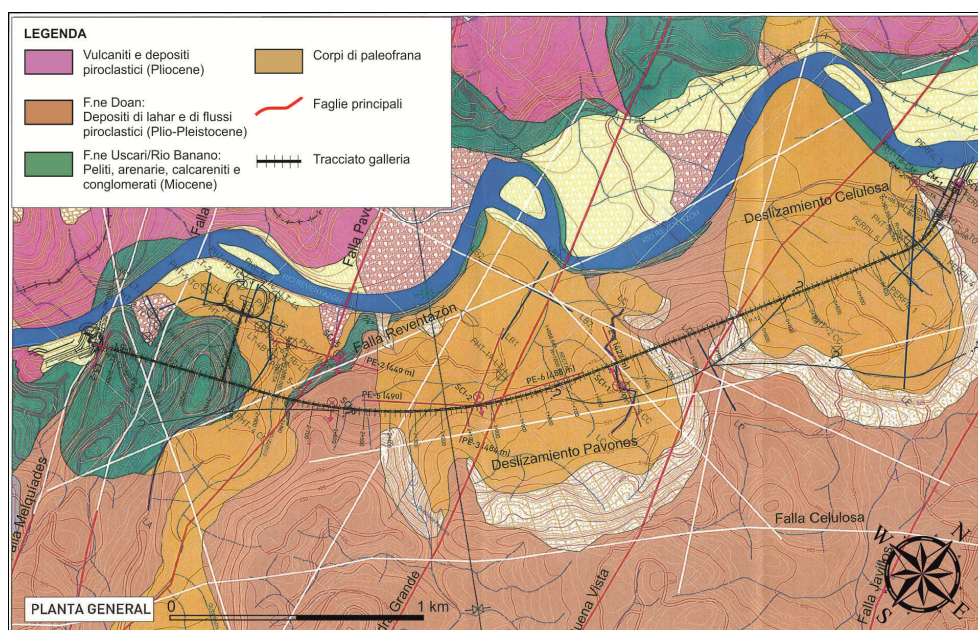


Figura 2. Carta geologica

Solo nella tratta centrale, per circa 420 m tra le progressive 1860 e 2280, la galleria dovrebbe attraversare la porzione basale del corpo di una paleofrana (Frana Pavones), prevalentemente costituito da depositi rimaneggiati a struttura caotica di blocchi rocciosi angolari (principalmente di

andesiti e basalti) e brecce con diametri che variano dai 20 ai 40 cm o più, immersi in una matrice sabbioso-siltosa generalmente poco o moderatamente cementata, caratterizzati da un grado di addensamento molto variabile.

Le coperture variano lungo il tracciato da 35 m fino a massimi di 180 m.

La formazione sedimentaria del substrato presenta composizione litologica eterogenea dovuta all'alternanza per spessori da plurimetrici a pluridecamentrici di peliti, calcareniti, arenarie e conglomerati con struttura stratificata e laminazione piano-parallela, caratterizzati da bassa resistenza di matrice.

Le calcareniti sono comunemente di colore grigio, debolmente alterate e con grado di fratturazione elevato. Spesso si mostrano gradate con laminazione piano-parallela e con tessitura granulare da grossolana a fine. Localmente è possibile la presenza di arenarie fini con interstrati pelitici. Le fratture in calcareniti risultano frequentemente planari ed interessate da patine o sottili riempimenti di materiali fini a comportamento plastico o, alternativamente, da mineralizzazioni di calcite.

I conglomerati presentano grana fine (micro-conglomerati), colore grigio chiaro e clasti a prevalente composizione calcarea. Al carotaggio mostrano un grado di cementazione variabile che determina, localmente, valori anche molto bassi dell'indice RQD. Le fratture risultano per lo più rugose e talora spalmate da patine argilloso-sabbiose.

Le peliti, infine, comprendono principalmente alternanze di argilliti verdastre e siltiti con grado di fratturazione generalmente inferiore rispetto a quello delle calcareniti e dei conglomerati. Le superfici delle discontinuità risultano spesso caratterizzate da patine argillose e da moderata alterazione.

Lungo il tracciato della galleria, la Formazione sedimentaria Uscari/Rio Banano appare leggermente piegata secondo una struttura a sinclinale aperta, il cui asse, a direzione SE-NW e con inclinazione sub-orizzontale, interseca il tracciato della galleria nel suo tratto mediano.

Lo stesso tracciato risulta, inoltre, attraversato trasversalmente da almeno dieci zone di faglia principali con cinematica prevalentemente trascorrente, aventi giacitura sub-verticale ed ampiezza massima della zona di disturbo ipotizzabile dell'ordine di 20 m.

Nella zona del tracciato, la Formazione sedimentaria Uscari/Rio Banano passa verso l'alto alla Formazione Doan (Pliocene sup. - Pleistocene, costituita da depositi massivi ed eterogenei di blocchi di lava da sub-angolari a sub-arrotondati (le dimensioni variano dai 2 cm ai 300 cm) inclusi in una matrice tufacea sabbioso-siltosa, geneticamente riconducibili a depositi di lahar e flussi piroclastici. Lungo il tracciato di progetto, il limite basale di detta formazione corre, a quota circa costante, vari metri al di sopra della calotta della galleria, per cui non sarà intercettata durante gli scavi.

Oltre alla già citata paleofrana Pavones, sul versante interessato dal tracciato di progetto sono stati individuati altri due grandi corpi di paleofrana, denominati, rispettivamente Izarco e Cellulose, i cui depositi saranno sottopassati, senza intercettarli, dalla galleria (Fig. 3).

L'idrogeologia del versante sede della galleria è risultata alquanto complessa, soprattutto a causa della marcata eterogeneità litologica del substrato.

Prove di permeabilità eseguite in sondaggi posizionati lungo il tracciato di progetto hanno fornito, per i litotipi della Formazione Uscari/Rio Banano, coefficienti di permeabilità k circa variabili nell'intervallo $5 \times 10^{-6} \div 5 \times 10^{-4}$ cm/s, con i valori più elevati principalmente attribuibili alle calcareniti e quelli inferiori alle peliti. Un intervallo di permeabilità confrontabile ($\approx 10^{-6} \div 10^{-4}$ cm/s), è stato rilevato anche per i depositi caotici appartenenti al corpo della paleofrana Pavones, direttamente interessato dal tracciato.

In generale, il livello di falda misurato nel corso delle indagini è risultato attestarsi pochi metri al di sopra del tetto del bedrock sedimentario, determinando carichi idraulici attesi alla profondità della galleria circa variabili tra 20 e 70 m.

Lungo il tracciato le condizioni idriche sono previste notevolmente variabili, con alternanza di tratte in condizioni praticamente asciutte e zone ove sono localmente prevedibili importanti afflussi di acqua durante lo scavo. In particolare, è prevista la possibilità di intercettare acquiferi locali anche in leggera pressione potenzialmente alloggiati in strati di calcarenite e conglomerato più permeabili a causa di intensa fratturazione o minore cementazione. Tali condizioni appaiono più probabili presso il nucleo della piega sinclinale che sarà attraversato nel tratto mediano del tracciato, ove l'accumulo di acque sotterranee potrebbe esser agevolato dall'assetto strutturale del substrato.

Situazioni critiche dal punto di vista idrogeologico sono prevedibili anche all'attraversamento del corpo della paleofrana Pavones ed in corrispondenza o in vicinanza delle zone di faglia principali che saranno intercettate lungo il tracciato.

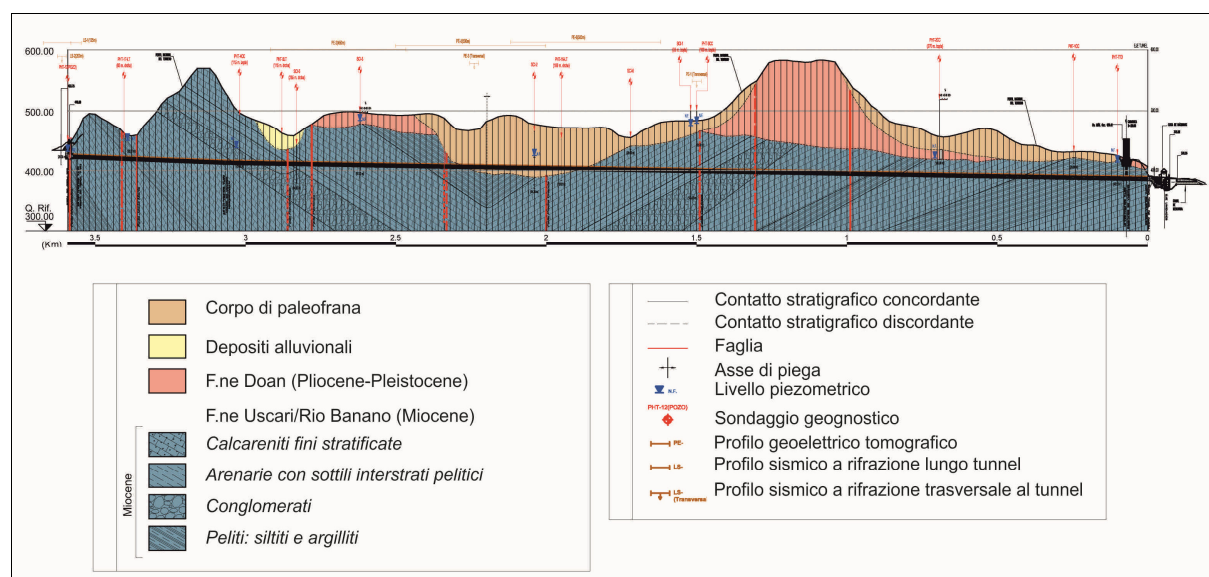


Figura 3. Profilo geologico della galleria

3 Caratterizzazione geomeccanica delle formazioni di scavo

Per la caratterizzazione geomeccanica dell'ammasso roccioso si è fatto riferimento, come base di partenza, al criterio di resistenza di Hoek & Brown H-B (Hoek et al., 2002), basato sull'assunzione per l'ammasso di un modello geotecnico di mezzo continuo-equivalente omogeneo ed isotropo.

Nel presente studio, la caratterizzazione meccanica della roccia intatta, richiesta per l'applicazione del suddetto criterio, è stata ricavata da prove meccaniche di laboratorio effettuate su campioni di carota estratti dai vari sondaggi eseguiti lungo ed in vicinanza del tracciato di progetto. In particolare, i valori di resistenza alla compressione uniassiale per i diversi litotipi della Formazione Uscari/Rio Banano, ottenuti da prove su campioni cilindrici, sono riassunti, in termini di valori medi e di intervalli tipici di variabilità, nella seguente Tab. 1.

Tabella 1. Valori medi ed intervalli tipici di variabilità della resistenza alla compressione uniassiale della matrice intatta (UCS_i) ottenuti da prove di compressione su provini della F.ne Uscari/Rio Banano

Termini litologici della Formazione Uscari/Rio Banano	UCS _i [MPa]
Calcareni/arenarie	6,5 ± 3
Conglomerati e microconglomerati	6,0 ± 2,5
Peliti (argilliti e siltiti)	3,5 ± 1,5

La costante m_i del criterio di H-B è stata, invece, stimata sulla base delle note tabelle di riferimento proposte in letteratura, data l'indisponibilità di riscontri sperimentali diretti. I valori di m_i assegnati ai vari termini litologici della successione sedimentaria sono riportati nella Tab. 2.

Tabella 2. Valori della costante petrografica m_i dalla letteratura (valori tipici e possibile variabilità)

Termini litologici della Formazione Uscari/Rio Banano	m_i
Calcareni/arenarie	17 ± 4
Conglomerati e microconglomerati	21 ± 3
Peliti (argilliti e siltiti)	5 ± 2

La stima dell'indice GSI (Geological Strength Index) dell'ammasso è stata principalmente ottenuta dall'analisi dei logs dei sondaggi disponibili. A tal fine, i logs sono stati preliminarmente suddivisi in tratte omogenee dal punto di vista geomeccanico (per esempio caratterizzate dalla stessa litologia,

grado di alterazione ed intensità di fratturazione della roccia) e per ciascuna tratta è stato valutato il relativo valore di GSI attraverso correlazione con l'indice RMR_{1976} di Bieniawsky (Hoek et al., 1995).

I valori di GSI così ottenuti sono riassunti nella seguente Tab. 3.

Tabella 3. Intervalli tipici dell'indice GSI stimati mediante l'analisi dei logs di sondaggio

Termini litologici della Formazione Uscari/Rio Banano	GSI _{min}	GSI _{max}	GSI _{tipico-min}	GSI _{tipico-max}
Calcareni/arenarie	30	52	30	50
Conglomerati e microconglomerati	36	54	35	50
Peliti (argilliti e siltiti)	31	56	30	40

Per i terreni costituenti il corpo della paleofrana Pavones la caratterizzazione geotecnica è stata principalmente basata sui risultati di prove pressiometriche tipo Menard eseguite nei fori di sondaggio. Non sono, invece, risultati disponibili dati sperimentali specifici per le zone di faglia, ove sono comunque attesi materiali estremamente tettonizzati e con carattere spingente.

Condizioni di roccia spingente sono altresì attese lungo il tracciato della galleria specie all'attraversamento delle tratte in pelite e calcarenite sotto le coperture più elevate.

Gli intervalli tipici dei parametri geomeccanici di progetto stimati per gli ammassi rocciosi attraversati dalla galleria sono riepilogati nella seguente Tab. 4.

Tabella 4. Intervalli tipici dei parametri geotecnici di progetto

Unità geotecnica	Termini litologici	Formazione geologica	γ [KN/m ³]	σ_{ci} [MPa]	m_i [-]	GSI [-]	c' [MPa]	ϕ' [°]	E_d [MPa]	ν [-]
A	Calcareni/arenarie	Us./Rio B.	21,5	6,5	17	30÷50	Variabili in funzione della copertura		800÷2500	0,3
B	Conglomerati	Us./Rio B.	22,5	6,0	21	35÷50			1000÷2400	0,3
C	Peliti (argilliti/siltiti)	Us./Rio B.	20,5	3,5	5	30÷40			600÷1000	0,3
F	Zone di faglia	Us./Rio B.	20,5	3,0	5	20÷25			300÷400	0,3
D	Terreni caotici (frana Pavones)	-	21,5	-	-	-	0÷0,05	35°÷40°	500÷800	0,3

4 Caratteristiche geometriche dei conci prefabbricati utilizzati per il rivestimento della galleria

Il sistema di rivestimento, lungo tutto lo sviluppo della galleria, è composto da un “anello universale” di larghezza pari a 1.50 m e diametro esterno pari a 7.68 m. Ciascun anello è costituito da 6 conci prefabbricati di spessore 0.30 m e da un concio chiave (ved. Fig. 4).

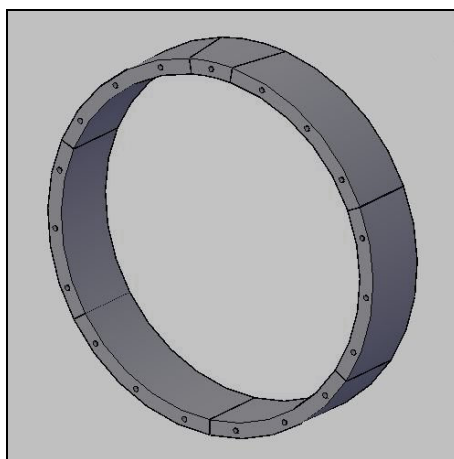


Figura 4. Galleria El Torito – Anello universale con sei conci e concio chiave

5 Caratteristiche della macchina di scavo

La galleria è scavata con una fresa EPBm Caterpillar (RME314 SE Series 21901), in grado di esercitare una massima pressione al fronte di scavo di circa 4 bar e di garantire un diametro di scavo di 7994 mm. Lo scudo presenta una lunghezza complessiva di 10 m e un diametro esterno di 7956 mm. L'avanzamento avviene per mezzo di 25 cilindri. Ciascun cilindro è in grado di esercitare una spinta massima pari a 2550 kN. La massima spinta complessiva esercitabile dalla macchina sul primo anello del rivestimento è quindi pari a 63750 kN. In condizioni di normale operatività la macchina avanza esercitando una spinta complessiva di 45000 kN. Essa può trasmettere alla testa fresante una torsione massima di 16250 kNm, a fronte di una velocità di 0.95 rpm. In condizioni di normale operatività, con una torsione di 8130 kNm, la macchina è in grado di assicurare una velocità di 1.90 rpm. Il funzionamento è regolato da un controllore logico programmabile, che gestisce anche i dati registrati durante lo scavo. Tra questi i più significativi ai fini del controllo del comportamento dello scavo sono le pressioni al fronte (attese su valori massimi di circa 4 bar per le zone di faglia), il volume e le pressioni delle iniezioni di riempimento a tergo dei conci (da effettuarsi sistematicamente con pressioni tra i 3 e 4 bar) e il peso del materiale scavato per ciclo di spinta (atteso tra le 155 ton e le 170 ton per le diverse formazioni).

A tergo del blocco principale della macchina è previsto l'impiego di un Back-Up di lunghezza complessiva pari a circa 85 m. Il peso complessivo della macchina (Back-Up escluso) è di circa 550 tonnellate.

6 Caratteristiche dei materiali

I conci prefabbricati sono realizzati con calcestruzzo di classe C40/50 armato con sole fibre metalliche, senza armatura tradizionale.

La seguente Tab. 5 riporta in dettaglio le caratteristiche del calcestruzzo impiegato.

Tabella 5. Principali caratteristiche meccaniche del calcestruzzo impiegato per la realizzazione dei conci

Resistenza caratteristica a compressione (su provini cubici)	$f_{ck, cube}$	50 MPa
Resistenza caratteristica a compressione (su provini cilindrici)	f_{ck}	40 MPa
Resistenza a compressione di progetto	$f_{cd} = f_{ck}/1.4$	28.57 MPa
Resistenza a compressione di progetto (lungo termine)	$f_{cd}^* = 0.85 f_{cd}$	24.28 MPa
Modulo di elasticità secante	E_{cm}	35000 MPa
Coefficiente di Poisson	ν	0.2
Peso di volume	ρ	25 kN/m ³

Le caratteristiche riportate nella tabella precedente sono valide anche per la tipologia FRC in progetto, che presenta una resistenza a compressione pressoché equivalente a quella della matrice di calcestruzzo senza fibre.

Il comportamento dell'FRC è stato caratterizzato facendo riferimento alle prove di flessione con carico concentrato (beam test) definite nelle EN 14651. La legge costitutiva del materiale è stata definita sulla base della resistenza a trazione per flessione residua $f_{R,j}$, di seguito definita.

$$f_{R,j} = 3F_j L / 2b(h_{sp})^2 \quad (1)$$

In cui:

$f_{R,j}$ [N/mm²] è la resistenza a trazione per flessione residua corrispondente a CMOD_j o a $\delta = \delta_j$ (j=1, 2, 3, 4), essendo CMOD lo spostamento dei bordi della fessura

F_j [kN] è il carico corrispondente a CMOD_j o a $\delta = \delta_j$ (j=1, 2, 3, 4), ved. Fig. 5

L [mm] è la distanza tra gli appoggi inferiori del provino

B [mm] è la larghezza del provino

h_{sp} [mm] è la distanza tra il fondo della fessura e il bordo superiore del provino

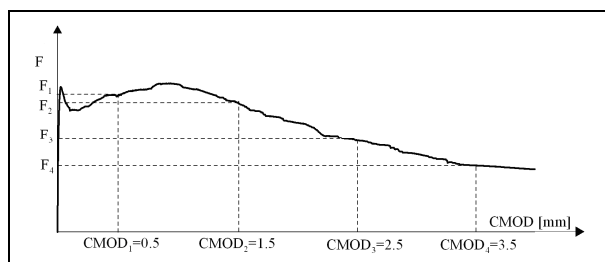


Figura 5. Risultati tipici di un beam test (EN14651) – Carico e apertura dei bordi della fessura (CMOD)

La legge costitutiva a trazione è stata definita secondo le indicazioni del Model Code 2010. Sulla base dei risultati della prova si può definire una legge di comportamento semplificata (sforzo/apertura della fessura) di tipo rigido-plastica (ved. Fig. 6). Il modello rigido-plastico identifica un unico valore di riferimento, f_{FTu} , basato sul comportamento ultimo. Il valore di f_{FTu} , in accordo con le prescrizioni del Model Code 2010, viene determinato come di seguito.

$$f_{FTu} = f_{R3}/3 \quad (2)$$

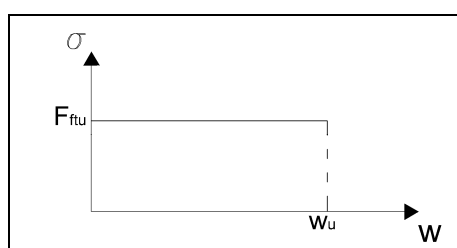


Figura 6. Modello costitutivo rigido plastico per la modellazione del comportamento in trazione di un FRC

Il valore caratteristico della resistenza a flessione residua in corrispondenza di uno spostamento dei bordi della fessura di 0.5 mm viene definito come f_{R1} ($f_{R1} \equiv F_1$ in Fig. 5).

La progettazione è stata sviluppata considerando un calcestruzzo avente resistenza caratteristica f_{R1} pari a 5 MPa. Ai fini di controllare l'apertura delle fessure si è prescritto, in accordo con il Model Code 2010, l'impiego di un calcestruzzo classificato come "c".

Il Model Code 2010 definisce come appartenente alla classe "c" un calcestruzzo per cui il valore del rapporto f_{R3k}/f_{R1k} sia compreso tra 0.9 e 1.1. Come conseguenza si è prescritto un calcestruzzo avente f_{R3} uguale a f_{R1} e pari a 5 MPa. La seguente Tab. 6 riporta in dettaglio le caratteristiche dell'FRC da impiegare.

Tabella 6. Caratteristiche meccaniche richieste al calcestruzzo armato con fibre (FRC)

Resistenza a flessione residua a COD = 0.5 mm	f_{R1k}	5 MPa
Resistenza a flessione residua a COD = 2.5 mm	f_{R3k}	5 MPa
Valore di riferimento per il modello rigido plastico	F_{Ftuk}	1.67 MPa
Valore di riferimento (di progetto) per il modello rigido plastico	$F_{Ftud} = F_{Ftuk}/1.4$	1.19 MPa

In accordo con le prescrizioni del Model Code 2010 tale calcestruzzo può essere classificato come **FRC 40/50 – 5.0 c**.

In accordo con le EN14651 il materiale deve essere testato con almeno 6 beam test. Per poter mantenere un coefficiente sul materiale pari a 1.4 (ved. Tab. 5 e 6) è inoltre richiesto un sistematico controllo di qualità durante la fase di produzione mediante beam test (EN14651) e prove a compressione su provini cilindrici.

7 Verifiche statiche dei conci prefabbricati

Le verifiche statiche sono state effettuate con riferimento alla fase di scavo, alla fase di esercizio della galleria ed alle fasi di produzione e di movimentazione dei conci.

Si è fatto riferimento principalmente alle seguenti normative e linee guida:

- EN 1992-1-1: "EUROCODE 2 – Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings";
- FIB Model Code 2010.

In accordo con le indicazioni del Model Code 2010 la progettazione è stata sviluppata come progettazione assistita da prove di laboratorio.

7.1 Verifiche statiche in fase di scavo

Le verifiche sono state effettuate in prima battuta mediante il metodo delle Curve Caratteristiche (Ribacchi, 1986). Per ciascuna unità geotecnica sono state considerate una sezione di calcolo in corrispondenza della massima copertura e una in corrispondenza della minima. Per entrambe sono stati considerati i valori estremi (minimi e massimi) degli intervalli caratteristici dei parametri geotecnici. Le analisi hanno consentito di definire preliminarmente il comportamento dello scavo e del rivestimento e di quantificare i tassi di deconfinamento da utilizzare nelle successive analisi di approfondimento. Allo scopo, per ciascuna unità (A÷F) si è realizzato un modello bidimensionale a Elementi Finiti, mediante il quale si è analizzato in dettaglio il comportamento tenso-deformativo dell'ammasso e si sono determinate le massime sollecitazioni nel rivestimento. Oltre ai carichi esercitati dalla roccia e dal peso proprio del rivestimento sono state considerate la massima e la minima pressione esercitabile dalla falda esterna. Le azioni sul sistema di conci sono risultate compatibili con la resistenze in progetto.

7.2 Verifiche statiche in fase di esercizio

In fase di esercizio della galleria è previsto un massimo carico idrostatico interno dell'ordine dei 50 m-55 m. Si è quindi verificata la tenuta idraulica del sistema di conci nella condizione estrema di massima pressione interna associata a minima pressione esterna di confinamento e minimi parametri di deformazione dell'ammasso a tergo dei conci. La verifica si è basata sui dati delle prove di laboratorio effettuate sulle guarnizioni impiegate (Algaher DV9). La seguente figura illustra sia le curve di tenuta della guarnizione elastomerica in funzione dell'apertura dei giunti sia l'andamento dell'apertura dei giunti in funzione della pressione idraulica all'interno della galleria per ciascuna unità geotecnica. Le intersezioni tra le curve di tenuta e le curve di apertura dei giunti hanno permesso di individuare la massima pressione interna per cui è garantita la tenuta idraulica della galleria. Per difetti di allineamento della guarnizione (offset) di 0-10 mm la pressione interna sopportabile è risultata superiore a 6 bar per ciascuna unità geotecnica. Per il caso limite accettato, con un difetto di allineamento di 15 mm, la pressione sopportabile è risultata comunque superiore a quella attesa in esercizio (pari a 5-5.5 bar).

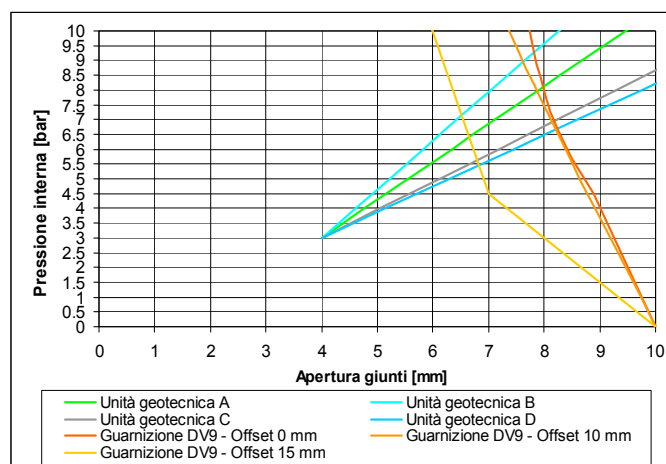


Figura 7. Curve di tenuta della guarnizione per difetti di allineamento 0÷15 mm e curve di apertura giunti

7.3 Verifiche statiche in condizioni eccezionali

Le verifiche del rivestimento sono state completate da un ulteriore ciclo di analisi, nelle quali è stata considerata una condizione di carico in grado di valutare le sollecitazioni generate da un potenziale carico gravitazionale agente sulla calotta del rivestimento. I valori di altezza di carico considerati nelle verifiche sono stati valutati a partire dai raggi plastici determinati dalle analisi effettuate in fase di scavo, compresi tra i 6.5-7 m per le tratte A e B e i 10 m per le tratte C, D e F. Le verifiche sono state effettuate in presenza ed in assenza della pressione dalla falda esterna. Si riportano di seguito le massime sollecitazioni ottenute per tutte le sezioni analizzate all'interno del dominio di resistenza del concio in FRC.

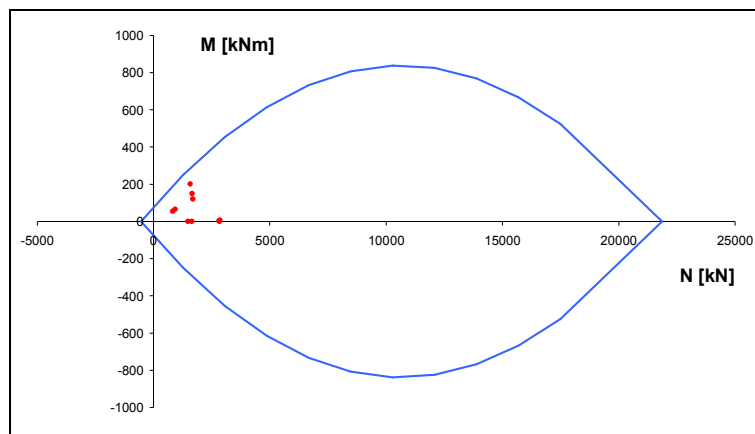


Figura 8. Verifiche in condizioni eccezionali – Stati tensionali ottenuti per la condizione di carico più gravosa e dominio resistente del concio in FRC

7.4 Verifiche in condizioni sismiche

Il rivestimento della galleria è stato verificato in condizioni sismiche seguendo i due approcci indicati da AITES (2001). Per entrambi gli approcci i parametri del sisma da considerare nelle calcolazioni sono stati ricavati a partire dall'accelerazione orizzontale di picco (PGA) fornita dal Codice Sismico del Costa Rica (2002) per la regione di Turrialba. Il primo approccio ha consentito, basandosi su soluzioni in forma chiusa, di stimare le deformazioni assiali massime ε_{ab} indotte dal sisma nel rivestimento. Per il caso in esame i massimi valori di ε_{ab} , circa pari a 0.0007 per la zona F, sono risultati ampiamente inferiori alla massima deformabilità del calcestruzzo ($\varepsilon_{ab} = 0.0035$), fornendo una prima indicazione circa l'adeguatezza del rivestimento. Il secondo approccio, più approfondito, ha consentito di stimare le azioni interne dovute alla distorsione per effetto delle onde sismiche. Per la valutazione delle citate azioni si è fatto riferimento alle teorie di Penzien & Wu (1998) e Penzien (2000). Per tutte le sezioni gli stati tensionali determinati sono risultati all'interno del dominio di resistenza del concio in FRC.

7.5 Verifiche statiche in fase di produzione e movimentazione

I conci sono stati verificati anche in corrispondenza delle fasi di rimozione dai casseri, di successivo deposito, di trasporto in galleria e di installazione con erettore all'interno dello scudo della EPBm. Per le prime due fasi è stata considerata una resistenza ridotta del materiale. In particolare si è ipotizzata una resistenza caratteristica a compressione di 12 MPa, mentre per quanto riguarda il comportamento a trazione del calcestruzzo armato con fibre si è considerato $f_{R1k} = f_{R3k} = 3$ MPa. E' richiesto che tale resistenza sia confermata dalle prove di laboratorio effettuate su provini a 6 ore dal getto.

8 Verifica dei giunti radiali e circonferenziali

I giunti radiali del rivestimento, particolarmente sollecitati visti gli alti carichi assiali attesi (dell'ordine dei 3000 – 3500 kN/m in esercizio) sono stati verificati analizzandone il comportamento mediante un modello a Elementi Finiti in grado di simulare la non linearità del materiale e l'instaurarsi di fenomeni fessurativi. Le analisi sono state effettuate con l'ausilio del software Diana 9.4.

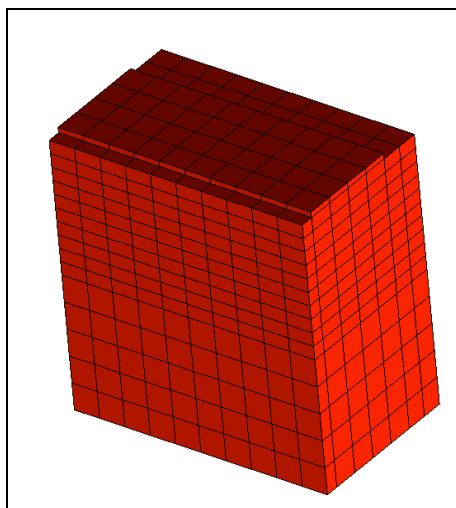


Figura 9. Mesh giunto radiale

La legge di comportamento del materiale è stata definita mediante una back-analysis, simulando con il programma a Elementi Finiti la prova di laboratorio effettuata in accordo con le EN14651. Le seguenti figure illustrano i diagrammi carico-apertura dei bordi dedotti della prova di laboratorio forniti dal committente e il medesimo diagramma ottenuto dall'analisi numerica.

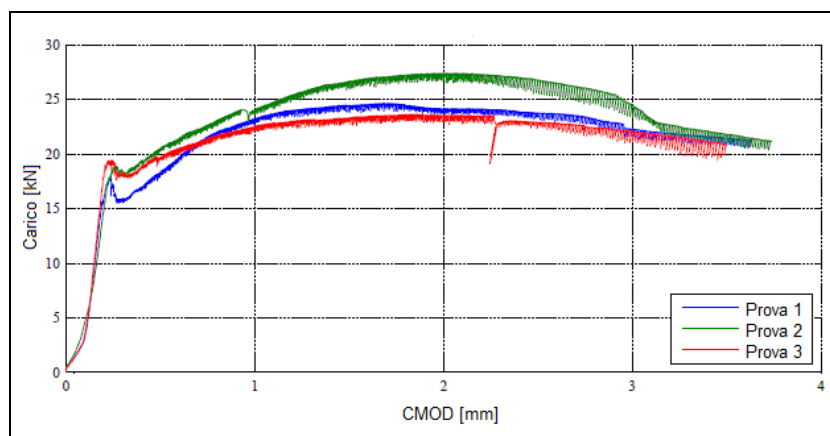


Figura 10. Risultati di prova di flessione con carico concentrato (Beam test - EN14651) – Carico in funzione dell'apertura dei bordi della fessura (CMOD)

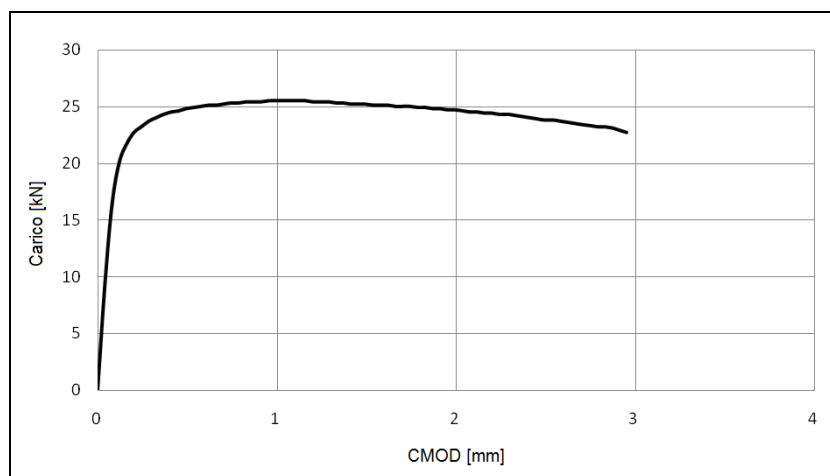


Figura 11. Simulazione FEM di prova di flessione con carico concentrato (Beam test - EN14651)

La porzione di concio in corrispondenza del giunto è stata modellata con una mesh 3D composta da elementi di tipo “brick” isoparametrici a 20 nodi (ved. Fig. 9). Le verifiche di resistenza sono state effettuate considerando le due condizioni di carico più gravose.

La prima, in condizioni eccezionali e con massimo carico di falda esterno, ha determinato la massima azione assiale di progetto allo stato limite ultimo, pari a 4631 kN/m. Questa condizione è stata simulata nel modello a Elementi Finiti incrementando gradualmente un carico assiale rappresentato da una pressione omogenea. In corrispondenza di un carico di circa 7700 kN/m il modello ha manifestato la prime fessure in corrispondenza della superficie esterna del giunto. Per un carico di circa 9300 kN/m si sono manifestate le prime fessure all'interno del concio. Ulteriori incrementi di carico hanno condotto al valore di resistenza a compressione imposto al calcestruzzo (50 MPa, corrispondenti ad un azione assiale di 9700 kN/m). In tali condizioni il modello è risultato stabile e con fessure di modesta apertura. La verifica agli Stati Limite ha, quindi, fornito fattori di sicurezza rassicuranti.

La seconda condizione di carico è quella che, per stesse condizioni sopra citate, determina il massimo momento flettente di progetto allo stato limite ultimo, risultato circa pari a 70 kNm/m in corrispondenza di un'azione assiale di progetto di 4161 kN/m. Questa condizione è stata simulata nel modello a Elementi Finiti incrementando gradualmente un carico assiale rappresentato da una pressione non omogenea (variabile linearmente) che produca un eccentricità di 17 mm. In corrispondenza di un carico di circa 5178 kN/m, con un momento di 88 kNm/m, il modello ha manifestato la prime fessure in corrispondenza della superficie esterna del giunto. Per un carico di circa 6410 kN/m, con un momento di 109 kNm/m, si sono manifestate le prime fessure all'interno del concio. Ulteriori incrementi di carico hanno condotto al valore di resistenza a compressione imposto al calcestruzzo (corrispondenti di un azione assiale di circa 8500 kN/m e di un momento di 145 kNm/m). Anche in tali condizioni il modello è risultato stabile e con fessure di modesta apertura fornendo fattori di sicurezza importanti.

I giunti circonfenziali sono stati verificati a partire da una spinta complessiva di 45000 kN (condizioni di normale operatività la macchina) a cui è stata applicato un coefficiente amplificativo pari a 1.5. Attualmente è in corso di definizione la predisposizione di una serie di prove su modelli in scala reale a conferma dei risultati teorici ottenuti.

9 Gallerie realizzate con analoga metodologia

L'impiego di conci prefabbricati armati con fibre metalliche è stato testato negli ultimi anni con successo in diverse realizzazioni nel mondo, sia in ambito di gallerie idrauliche che in ambito di gallerie metropolitane. La seguente tabella riporta le principali caratteristiche di alcune gallerie realizzate o in fase di completamento con tale metodologia.

Tabella 7. Gallerie realizzate con conci prefabbricati in FRC

Galleria	Lunghezza [km]	Diametro di scavo [m]	Diametro esterno del rivestimento [m]	Diametro interno del rivestimento [m]	Spessore del rivestimento [m]	Periodo di costruzione
Monte Lirio (Panama)	7.87	3.92	3.70	3.20	0.25	2010-2013
Pando (Panama)	5.16	3.72	3.5	3.00	0.25	2010-2013
El Alto (Panama)	3.20	6.79	6.50	5.80	0.30	2010-2012
Renace II (Guatemala)	4.5	5.98	5.70	5.30	0.20	2012-2014
Metropolitana di San Paolo						
Linea 4 – Amarela (Brasile)	6.4	9.50	9.13	8.43	0.35	2005-2009

Le esperienze dei lavori finora portati a termine con metodologia analoga a quella adottata per la Galleria El Torito, in particolare per le Gallerie Monte Lirio, Pando ed El Alto, realizzate da SELI S.p.A. a Panama, hanno confermato che gli obiettivi funzionali per le gallerie idrauliche possono essere soddisfatti con successo anche in presenza di criticità geologiche ed idrogeologiche particolarmente severe.

10 Primi riscontri in corso d'opera

Gli scavi della galleria sono iniziati nella primavera del 2013 e si sono sviluppati per un'estensione di circa 800 m. La qualità dei conci in opera è apparsa buona.

La velocità di avanzamento media non elevatissima, 10-15 m/giorno, comprensiva dei fermi macchina, appare comunque buona in considerazione del fisiologico periodo iniziale di rodaggio del cantiere.

Durante le procedure per il controllo della produzione sono state eseguite prove a flessione secondo le EN14651. Sono stati testati ad oggi più di 200 prelievi. La seguente Fig. 12 riporta i valori della resistenza f_{R3} ottenuti e mostra come sia garantito il valore caratteristico di progetto, pari a 5 MPa.

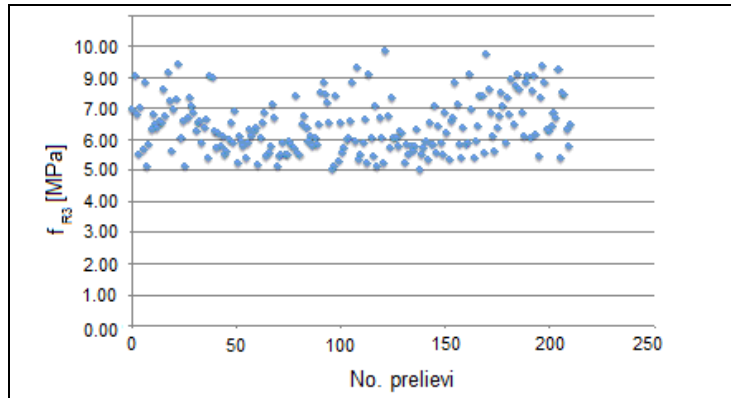


Figura 12. Risultati dei test per il controllo della produzione – Resistenza f_{R3} dei provini in FRC

Ad oggi non sono stati incontrati problemi particolari in termini di anomalie nei conci, di instabilità del cavo e del fronte e/o di spinte sullo scudo della macchina.

11 Conclusioni

Il sistema di rivestimento previsto per la Galleria El Torito è stato sviluppato mediante una progettazione assistita da prove di laboratorio secondo le Norme UNI, in accordo con le indicazioni contenute nel Model Code 2010.

La qualità dei conci eseguiti in corso d'opera è testata da un sistematico controllo effettuato mediante specifiche prove di laboratorio.

Durante l'esecuzione della Galleria, che ad oggi risulta completato per circa il 25% del suo sviluppo, si è constatata la bontà del sistema progettato che ha consentito di ottenere importanti benefici in termini di industrializzazione ed ottimizzazione del processo costruttivo.

In conclusione, il sistema di scavo meccanizzato con rivestimento prefabbricato armato con FRC, adottato per la galleria in oggetto, si sta confermando adeguato per il raggiungimento degli obiettivi funzionali delle gallerie idrauliche scavate in condizioni di criticità geologiche ed idrogeologiche particolarmente severe, garantendo al contempo un elevato standard qualitativo dell'opera.

12 Ringraziamenti

Si ringrazia per il prezioso contributo la società SELI S.p.A., in particolare nella persona dell'Ing. Paolo Romualdi.

13 Bibliografia

- AITES (2001) – International Tunneling Association – Seismic design and analysis of underground structures.
- Hoek, E., Kaiser, P.K., Bawden, W.F. (1995). Support of underground excavation in hard rock. Balkema.
- Hoek, E., Carranza-Torres, C.T., Corkum, B. (2002). Hoek-Brown Failure Criterion – 2002 Edition. Proc. 5th North American Rock Mechanics Symposium, 1.
- Penzien J., Wu C. (1998) – Stresses in linings of bored tunnels – Int. J. of Earthquake Eng. Struct. Dyn. 24.
- Penzien J. (2000) – Seismically induced racking of circular tunnel linings – Int. J. of Earthq. Eng. Struct. Dyn. 29.
- Ribacchi R. (1986) – “Stato di sforzo e deformazione intorno ad una galleria” – L'Ingegnere A.N.I.A.I.