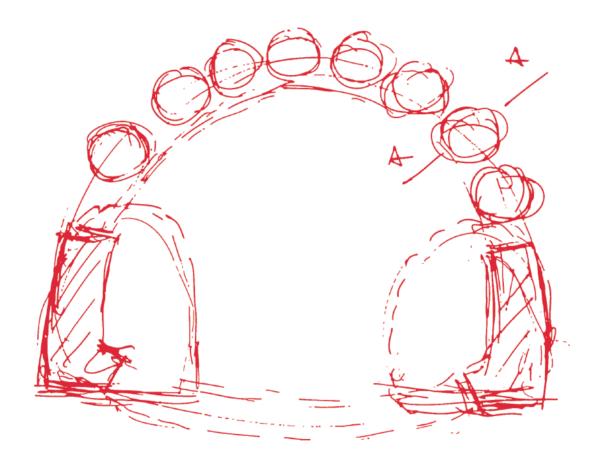
1979 - 2009







1979 - 2009

Coordinamento generale: RENZO BINDI

Fotografie riprese durante il convegno: FIORENZO CANTALUPI

Data di pubblicazione: Febbraio 2012

Tutti i diritti riservati. Neppure parzialmente questa pubblicazione può essere riprodotta, archiviata in un sistema di recupero o trasmessa, in qualsiasi forma o con qualunque mezzo elettronico, meccanico, di fotoriproduzione o altro, senza il permesso scritto dell'Autore.



Direzione editoriale: EDI-CEM Srl Sede Operativa: Via A. Sciesa 6/A, 20135 Milano Sede Legale: Via E. Morosini 22, 20135 Milano

Coordinamento editoriale: CLAUDIO CAPOCELLI

Redazione: MARINA CAPOCELLI

Progetto grafico e impaginazione: CECILIA G. ALVAREZ

Stampa: GRAFICA VENETA SpA Via Malcanton 2, 35010 Trebaseleghe (PD)

Stampato in Italia

SOMMARIO

1° PARTE GIORNATA DI INCONTRI

Presentazione DILETTA PETRONIO 10 Saluti di benvenuto PIETRO LUNARDI 20 Prima sessione 32 PIERRE HABIB KALMAN KOVÁRI 42 **FULVIO TONON** 54 MARC PANET 78 GEORGE ANAGNOSTOU 86 NORBERT VOGT 102 Seconda sessione ADOLFO COLOMBO 110 GIOVANNI BARLA 112 136 GIOVANNA CASSANI 148 HIROMICHI SHIROMA **BRUNO MATTLE** 160 JUAN JACOBO SCHMITTER 168 Chiusura dei lavori GIUSEPPE LUNARDI 178

2° PARTE LE TECNOLOGIE

Introduzione

JET-GROUTING sub-orizzontale e sub-verticale	184
PRETAGLIO MECCANICO a piena sezione	210
"METODO RS" del cunicolo pilota	218
RINFORZO DEL NUCLEO-FRONTE con armature di vetroresina	232
ARCO CELLULARE	254
PROTESI per gallerie corticali	268
METODO "NAZZANO" per allargare le gallerie	
senza interruzione di traffico	280
I nostri collaboratori	298

180

Affinchè restasse un segno, sia di quanto lo Studio di progettazione Rocksoil S.p.A. ha saputo produrre nei suoi trent'anni di attività nel campo delle grandi realizzazioni in sotterraneo, sia dei conseguenti e prestigiosi risultati conseguiti dallo stesso nell'ambito della progettazione, ho voluto che si promuovesse, in occasione del suo trentennale, una giornata di studio sulla grande evoluzione che "l'approccio progettuale nel campo del tunnelling" ha subìto a partire dagli anni cinquanta fino ad oggi.

Gli esperti nella materia, più affermati in campo nazionale e internazionale, amici di sempre, hanno voluto, con la loro presenza a questo incontro e con i loro interessanti interventi, rendere omaggio al tema trattato che, senza dubbio, rappresenta la pietra miliare per chi opera e per chi si cimenta nell'ingegneria del sottosuolo.

Considero comunque il risultato di questo trentesimo anniversario un doveroso tributo a tutti i miei preziosi collaboratori, agli amici imprenditori, ai grandi committenti ed a tutti coloro con cui abbiamo condiviso momenti, emozioni, successi ed in fine a quegli uomini e quelle donne che, passando un giorno in treno o in auto sotto le nostre gallerie difficilmente potranno mai immaginare, da un lato che cosa ci sia dietro alla progettazione e alla costruzione di un'opera in sotterraneo, dall'altro come queste opere, che per loro natura non nascono alla luce del sole, siano tra le più affascinanti e speciali nel campo dell'ingegneria civile applicata ai Lavori Pubblici.

Prof. Ing. Pietro Lunardi Fondatore della Rocksoil S.p.A.

PREFAZIONE

Le plasticizzazioni che possono prodursi entro un ammasso roccioso durante la costruzione di un'opera in sotterraneo spesso provocano disturbi importanti, difficili da contrastare e costosi in termini di tempo e denaro.

La conferenza svoltasi in occasione del trentesimo anniversario della fondazione della società Rocksoil sull'evoluzione degli approcci progettuali e costruttivi nel campo delle opere in sotterraneo ha un carattere del tutto eccezionale, poiché le comunicazioni sono state redatte da studiosi, docenti, ingegneri, tecnici che hanno scavato gallerie in tutto il mondo e anche perché i progressi compiuti nel corso degli ultimi quaranta anni sono stati spettacolari. La plasticizzazione che si produce negli ammassi rocciosi sia al fronte che al contorno dello scavo, durante e anche dopo la messa in opera dei rivestimenti in quella che chiamiamo "zona disturbata dallo scavo", per evitare disturbi indesiderati dev'essere opportunamente regimata. A questo scopo, il rinforzo del nucleo-fronte, come suggerito dal professor Pietro Lunardi più di venti anni fa, ha consentito di scavare le gallerie a piena sezione, che è sempre la soluzione più economica.

Pierre Habib

Presidente della Rocksoil S.p.A.

Già:

- Presidente della Società Internationale di Meccanica delle Rocce (ISRM)
- Direttore dell'Ecole Politechnique di Parigi
- Direttore del Laboratoire de Mécanique des Solides de l'École Polytechnique



- presentazione DILETTA PETRONIO
- saluti di benvenuto PIETRO LUNARDI
- prima sessione PIERRE HABIB

KALMAN KOVÁRI

FULVIO TONON

MARC PANET

GEORGE ANAGNOSTOU

NORBERT VOGT

• seconda sessione ADOLFO COLOMBO

GIOVANNI BARLA

GIOVANNA CASSANI

HIROMICHI SHIROMA

BRUNO MATTLE

JUAN JACOBO SCHMITTER

1° PARTE GIORNATA DI INCONTRI

PRESENTAZIONE Diletta Petronio



È con molto piacere e interesse che presento questa giornata di incontri e di discussioni in un settore così particolare, come quello della geoingegneria applicata alle opere in sotterraneo. Ascolteremo i rappresentanti più prestigiosi a livello internazionale di un settore così importante, in continua evoluzione e ricco di fascino.

Un settore lontano dal mio lavoro di giornalista che svolgo tutti i giorni al TG4 da parecchi anni. Molto vicino alla realtà quotidiana, perché come a tutti, mi capita di passare attraverso gallerie, tunnel, e di chiedermi "chi l'ha fatto, come è stato costruito?". Il normale stupore dei non addetti ai lavori, come nel mio caso.

DILETTA PETRONIO GIORNALISTA PROFESSIONISTA DAL 1988, È CONDUTTRICE DEL TG4

PUBBLICO ASSAI FOLTO E QUALIFICATO ALLA GIORNATA DI INCONTRI E DI DISCUSSIONI PER I 30 ANNI DELLA ROCKSOIL MILANO, 16 OTTOBRE 2009



Ho appreso che la risposta, molto spesso è Rocksoil, la Società che da 30 anni, insieme ad altre, provvede alla progettazione e all'assistenza tecnica alla costruzione di opere che facilitano i trasporti e la vita di tutti.

Qui alle mie spalle l'emblematica foto della stazione Venezia sul Passante Ferroviario di Milano. Rappresenta il fiore all'occhiello dello studio Rocksoil. Partiamo da questa foto per raccontare la storia di successo e di grande impegno di questa Società.

Sono stata chiamata da Pietro Lunardi a presentare questa giornata molto importante per lo studio Rocksoil che con i suoi 30 anni di vita e 150 dipendenti divisi tra Milano e Roma, rappresenta una nicchia nel settore dell' ingegneria e della geologia, una punta di eccellenza del Made in Italy.

Ho conosciuto e apprezzato Lunardi, il suo fondatore, in molte occasioni. L'ho intervistato parecchie volte nel corso delle principali edizioni del TG4. In diretta, in qualità di Ministro delle Infrastrutture, ha sempre spiegato con chiarezza ai telespettatori come doveva cambiare il Paese, grazie alle grandi opere iniziate durante il Governo Berlusconi, dal 2001 al 2006. L'onorevole Lunardi sa anche come dovranno proseguire, perché la fase di cambiamento non si è conclusa, e l'attuale governo e parlamento stanno lavorando in questa direzione. Ricordo che, grazie alla Legge Obiettivo che lui ha voluto, ora c'è la certezza dei tempi di approvazione dei progetti attraverso un unico filtro decisionale. Una vera svolta per la realizzazione delle infrastrutture.

LA GIORNATA DI INCONTRI E DI DISCUSSIONI PER I 30 ANNI DELLA ROCKSOIL MILANO, 16 OTTOBRE 2009





Vittorio Feltri, direttore del Giornale, in una raccolta di articoli di Lunardi pubblicati sul quotidiano libero, dal titolo "La volontà del fare", lo ha definito come "L'ingegnere perfetto che dà sicurezza". É arrivato prima di me. Ma dopo aver letto in queste settimane il materiale e gli articoli necessari per trascorre insieme questa giornata, aggiungo che Pietro Lunardi è un professionista concreto, un esperto sempre entusiasta del proprio lavoro.

Sono passati 30 anni, dunque, dalla nascita della Società Rocksoil S.p.A..

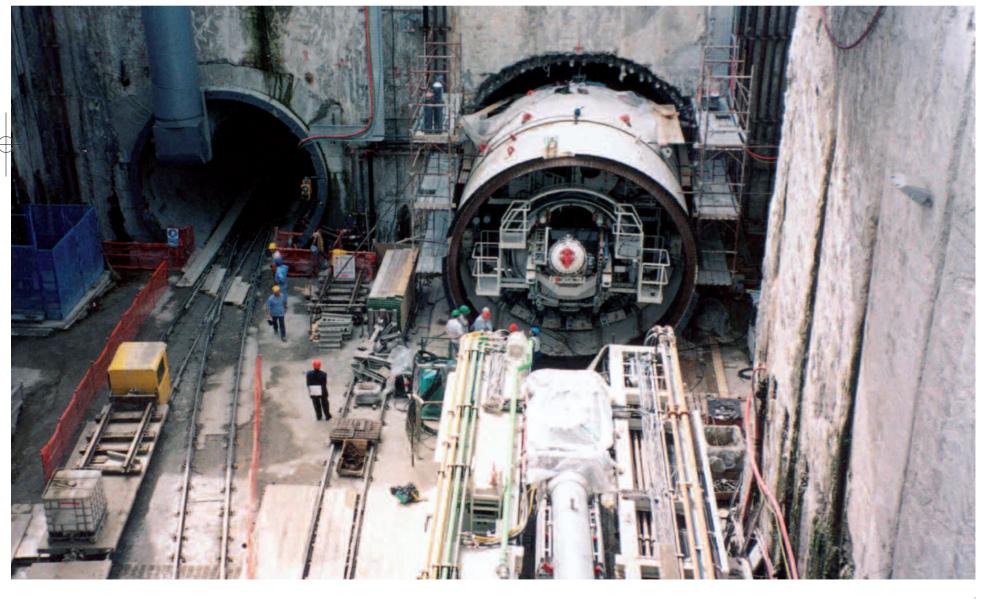
Le immagini che vediamo si riferiscono alle numerose opere fatte in questi anni. Opere che hanno tracciato il futuro, e continueranno a farlo.

Qualche cifra: la Società ha progettato e ha fatto assistenza tecnica di cantieri per più di 800 chilometri di gallerie. Sono stati seguiti e monitorati più di 2000 fronti di scavo per gallerie stradali, autostradali, ferroviarie e metropolitane.

METROPOLITANA DI NAPOLI

LINEA 1

Ø = 6,75 M TERRENO: TUFI E POZZOLANE COPERTURA: 30 M PROGETTO ROCKSOIL S.P.A.





Dalla Rocksoil S.p.A. sono stati messi a punto sistemi innovativi per scandagliare le viscere della terra con più sicurezza e minori costi. Un approccio costruttivo silenzioso, efficace, che non disturba, come mi ha spiegato con estrema semplicità Pietro Lunardi. Un'osservazione che mi ha colpito molto, se penso ai disagi che i cantieri di solito provocano.



Il suo fondatore è autore di molte invenzioni e brevetti nell'ambito della geoingegneria, tra

- ▶ l'Arco Cellulare per la costruzione in sotterraneo di cavità di grande luce in terreni incorerenti e a bassa copertura, per cui è stato premiato nel 1990 dalla rivista statunitense Engineering News- Record pubblicata da Mc Graw - Hill, che annualmente nomina l'uomo dell'anno nel campo delle costruzioni.
- L'utilizzo del "jet-grouting orizzontale "per l'avanzamento di gallerie in terreno incoerente.
- ▶ Il sistema del "jet-grouting verticale", utile per la realizzazione di imbocchi di gallerie in terreno incoerente con minima copertura.
- L'applicazione a piena sezione del sistema noto come pretaglio meccanico, per l'avanzamento di gallerie in argilla.
- La stabilizzazione del fronte mediante preconsolidamento del nucleo con armature di vetroresina, per l'avanzamento di gallerie con fronte stabile a breve termine od instabile.
- L'approccio progettuale dell'Analisi delle DEformazioni COntrollate nelle Rocce e nei Suoli (ADECO-RS), di cui parleremo anche più avanti, che ha aperto una nuova pagina nel campo della progettazione e costruzione di opere in sotterraneo.
- ▶ Il sistema di elaborazione dei parametri di funzionamento della fresa durante l'avanzamento in sotterraneo per ricavare la resistenza d'ammasso, noto come "Metodo RS".
- Il procedimento costruttivo per la realizzazione di gallerie naturali con copertura assente o insufficiente.
- ▶ Il Metodo "Nazzano", che è stato adottato per l'allargamento da due a quattro corsie senza interruzione del traffico della galleria Nazzano sull'autostrada Milano-Roma, che permette di operare nelle più svariate condizioni di terreno e consente di allargare, mantenendone l'esercizio, le sedi stradali, autostradali o ferroviarie per incrementare la loro capacità.

TANGENZIALE EST DI CATANZARO

GALLERIA SAN GIOVANNI

Ø = 12 M TERRENO: ARGILLA MARNOSA E SABBIA COPERTURA: 10 M PROGETTO ROCKSOIL S.P.A.



Stiamo vedendo le immagini delle opere più significative progettate dallo studio Rocksoil. Tra queste l'Arco Cellulare della stazione Venezia del Passante Ferroviario di Milano.

Il tunnel di Tartaiguille, in Francia, realizzato sulla linea ad alta velocità tra Lione e Marsiglia.

La difficile tratta appenninica della nuova linea ferroviaria ad alta velocità Bologna-Firenze, realizzata tra il 1996 ed il 2005, con oltre 100 km di gallerie ultimate nel pieno rispetto dei tempi e dei costi preventivati. Il cantiere è stato considerato, per quanto concerne le opere in sotterraneo, uno dei più importanti del mondo. Per chi non lo sapesse, la tratta dell'alta velocità tra Bologna e Firenze sarà consegnata il prossimo 21 dicembre, consentendo di viaggiare da Roma a Milano in 2 ore e 50 minuti.

SOTTO IL GRAN SASSO

DI FISICA NUCLEARE

LE CAVERNE DEL LABORATORIO

La Società Rocksoil SpA non si è limitata a progettare le opere, ma ha sistematicamente fornito una completa assistenza tecnica alle imprese di costruzione durante tutto il periodo della loro realizzazione, elaborando continui affinamenti in corso d'opera, anche nel caso di progetti con alte probabilità di rischio.

Una storia dunque di successi, di ricerca, di soluzioni, anche in situazioni estreme.

Tra le grandi emergenze, nel curriculum della società e del suo fondatore è da ricordare il

ripristino del ponte ferroviario della linea Milano-Bologna sul fiume Taro, parzialmente crollato nel 1982 a seguito di una piena storica e sistemato e aperto al traffico in soli 34 giorni.

L'emergenza in Valtellina in occasione della frana di Val Pola. Tutti si ricorderanno della gravità della situazione che tenne settimane l'Italia con il fiato sospeso nell'estate 1987. Tutto fu risolto brillantemente con la famosa tracimazione controllata. Da allora Lunardi è stato investito di numerosi incarichi pubblici e governativi, tra i quali ricordiamo la presidenza della commissione d'inchiesta sul tragico incendio che nel marzo 1999 portò alla chiusura del traforo del Monte Bianco, riaperto poi nell'arco di 3 anni.

In un suo libro sul traforo del Gran Sasso, il più importante tunnel autostradale realizzato in Italia e tra i maggiori d'Europa, Pietro Lunardi ricorda che "L'uomo di cantiere sa per esperienza che ogni galleria ha la sua storia. Se ciò è valido in generale, a maggior ragione lo è per il traforo del Gran Sasso, un'opera imponente senza precedenti per impegno tecnico, che per la complicità di elementi naturali come roccia, acqua, e gas ha rappresentato, per chi lo ha seguito e costruito, una palestra di esperienze e di vita. Le particolari condizioni in cui si è svolto il lavoro e si sono avvicendate le diverse fasi esecutive, hanno trasformato il tradizionale lavoro di galleria in una meravigliosa pagina di storia che questa memoria si propone di non far dimenticare a chi già la conosce e di far conoscere a chi, passando un giorno con la propria auto sotto il traforo, ciò che difficilmente potrebbe immaginare".





18

30 ANNI DI ROCKSOIL

METROPOLITANA DI ROMA, LINEA "A" STAZIONE BALDO DEGLI UBALDI Ø = 21,50 M TERRENO: ARGILLA COPERTURA: ∽ 18 M

PROGETTO ROCKSOIL S.P.A.

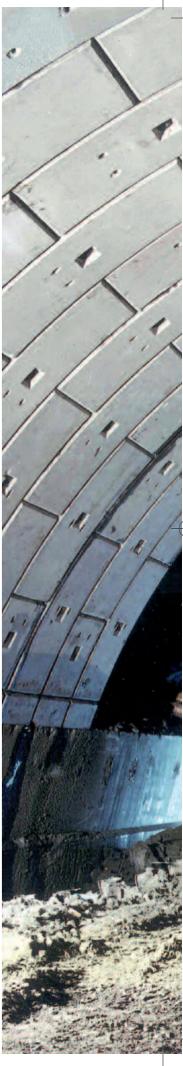
Il traforo autostradale del Gran Sasso realizzato negli anni 1968-1978 ed il traforo alpino del Frejus, realizzato negli anni 1975-1978, che Pietro Lunardi ha avuto l'opportunità di seguire come responsabile geotecnico e geomeccanico, hanno segnato profondamente la sua vita professionale.

È proprio a seguito di queste fondamentali esperienze che Pietro Lunardi decise di fondare nel 1979 la Rocksoil, con l'obiettivo di sviluppare una ricerca nel campo delle opere sotterranee che potesse condurre ad una rivalutazione delle opere stesse al fine di elevarle al rango di vere e propie opere di ingegneria.

Il lavoro dello studio Rocksoil in questi 30 anni è stato infatti dedicato alla ricerca teorico sperimentale, che ha permesso di mettere a punto un approccio progettuale chiamato Analisi delle DEformazioni COntrollate nelle Rocce e nei Suoli (ADECO-RS), un approccio che non deve essere guardato come un prodotto commerciale, bensì come il risultato di una continua e sistematica ricerca teorico-sperimentale condotta nei più svariati tipi di terreno e di situazioni tenso-deformative.

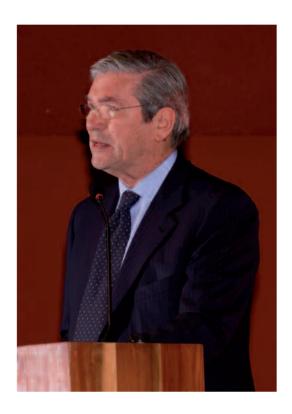
Una storia avvincente ancora con molti capitoli da raccontare.







SALUTI DI BENVENUTO Pietro Lunardi



PROF. ING. PIETRO LUNARDI, FONDATORE DELLA ROCKSOIL S.P.A

Cari amici, l'anniversario di uno studio di ingegneria, quale occasione migliore per parlare di opere di ingegneria civile ed in particolare di opere in sotterraneo. Ne parleremo con nove amici la cui presenza ci onora, nove relatori arrivati da ogni parte del mondo per discutere i temi più attuali nell'ambito dell'evoluzione degli approcci progettuali. Un ringraziamento sentito e particolare ai nove amici:

- ► Kalman Kovári dalla Svizzera;
- ► Fulvio Tonon dagli Stati Uniti;
- ► Marc Panet dalla Francia;
- ► Norbert Vogt dalla Germania;
- ► George Anagnostou dalla Grecia;
- ► Giovanni Barla da Torino;
- ► Hiromichi Shiroma dal Giappone;
- ▶ Bruno Mattle dall'Austria;
- ▶ Juan Jacobo Schmitter dal Messico.

Ringraziamento che va esteso ai Presidenti delle due sessioni, gli amici Pierre Habib da più di 15 anni Presidente della Rocksoil e Adolfo Colombo, Presidente della Società Italiana Gallerie. Un secondo ringrazia-

mento devo rivolgerlo agli invitati amici presenti in sala, rappresentanti di società di progettazione, di società di costruzione e di industrie che operano nel settore. Un ultimo ringraziamento non meno importante ai miei collaboratori che affiancando i miei figli Martina e Giuseppe hanno continuato a lavorare e produrre nonostante le mie numerose assenze degli ultimi dieci anni. Non posso citarli uno per uno ma sappiano che sono sinceramente riconoscente a ciascuno di loro per ciò che hanno fatto, per ciò che stanno facendo e per ciò che faranno.

Grazie a loro, il nostro studio professionale, sopravvissuto agli alti e bassi che ha attraversato il nostro Paese negli ultimi dieci anni, si è distinto ed ha avuto successi non indifferenti nel campo delle opere pubbliche e dell'ingegneria in genere.

Nell'ingegneria sono molto importanti le intuizioni, ma se non c'è chi ti aiuta a tradurre queste intuizioni, in fatti concreti, tutto viene vanificato.







LA TARGA DEL PREMIO
ASSEGNATO AL PROF. ING.
PIETRO LUNARDI DALLA
RIVISTA STATUNITENSE
ENGINEERING NEWS RECORD
PER L'IDEAZIONE DELL'ARCO
CELLULARE

ALCUNI MOMENTI DELLA GIORNATA DI INCONTRI E DISCUSSIONI PER I 30 ANNI DELLA ROCKSOIL S.P.A.

PIETRO LUNARDI



TRAFORO AUTOSTRADALE DEL FREJUS

Ø = 12 M TERRENO: CALCESCISTO COPERTURA MAX: 1700 M Ecco, i miei collaboratori hanno fatto proprio questo!

Mi hanno aiutato a dimostrare che, in tema di progettazione di opere in sotterraneo, partendo dal presupposto che il terreno sottoposto ad un campo di tensioni, che chiameremo mezzo, è il vero materiale da costruzione di un'opera in sotterraneo, la risposta deformativa (R.D.) del mezzo all'azione dello scavo rappresenta la reazione sulla quale si deve concentrare l'attenzione del progettista di gallerie.

Mi hanno aiutato a dimostrare, che la lettura della R.D. non deve fermarsi alla considerazione della semplice convergenza del cavo, perché la convergenza stessa non rappresenta altro che l'ultimo stadio di un processo deformativo che nasce a monte del fronte di scavo e che si manifesta con l'estrusione del nucleo al fronte, che a sua volta innesca la preconvergenza del cavo.

Mi hanno aiutato a dimostrare che, operando sul nucleo al fronte con opportune tecnologie, si può, lavorando sulla sua rigidezza, trasformare il nucleo stesso in uno strumento di regimazione della R.D.

Mi hanno aiutato a dimostrare che grazie ad una buona ed indispensabile conoscenza del mezzo e possibilmente degli stati tensionali a cui è soggetto, l'opera in sotterraneo può diventare ed essere concepita come vera e propria opera di ingegneria e come tale essere prevista per la sua realizzazione in termini di tempi e di costi.

Mi hanno aiutato a dimostrare che quanto accaduto durante il Traforo Alpino e Stradale del Frejus, ad una certa progressiva e ad una certa copertura, avrebbe potuto fornire la risposta illuminante alle nostre incertezze ed ai nostri dubbi.

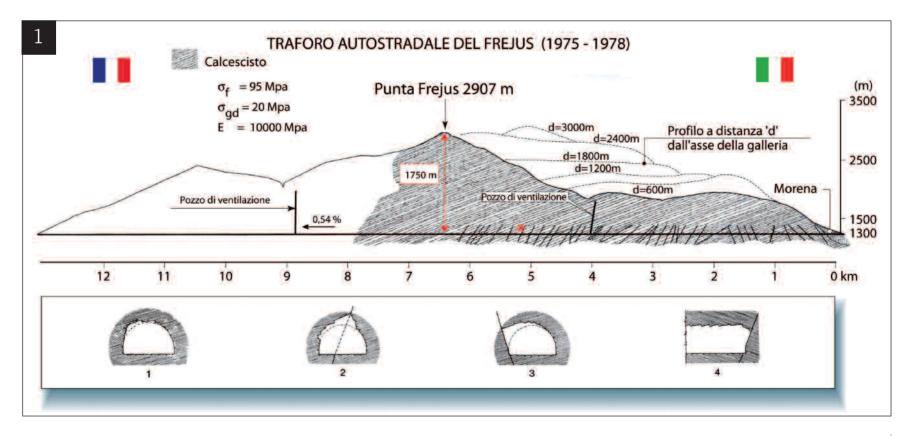
Il terreno che noi affrontiamo con gli scavi è cosa viva, ha un suo linguaggio, ha un suo umore ed è in grado di emettere anche dei suoni! Tocca a noi interpretare queste sue manifestazioni che accompagnano la Risposta Deformativa.

"Minima cura si maxima vis" è il motto che Federico Cesi, fondatore dell'Accademia dei Lincei, nel 1603 fece suo per i Lincei. "Cura le cose piccole se vuoi ottenere i risultati più grandi". Nel nostro caso le cose piccole sono i segnali visivi e sonori che produce il terreno durante l'avanzamento in galleria, sono gli episodi e i suggerimenti che ti raccontano i minatori, sono le ore che si passano in loro compagnia al fronte di scavo.

Ma veniamo ora al caso del Traforo Alpino e Stradale del Frejus a cui ho accennato prima. Come molti sanno il Traforo Alpino e Stradale del Frejus (13 km circa) è stato realizzato tra gli anni 1975 e 1978 in tempi record e con risultati, dal punto di vista scientifico, particolarmente significativi.

Sul versante italiano la galleria stradale ha attraversato esclusivamente la formazione dei calcescisti con coperture variabili da pochi metri a 1700 metri, occasione unica per valutare il comportamento dello scavo e quindi delle cavità al solo variare degli stati ten-

1. TRAFORO AUTOSTRADALE
DEL FREJUS: PROFILO
GEOLOGICO LATO ITALIA,
CON LE CARATTERISTICHE
GEOMECCANICHE DELLA ROCCIA



24 30 ANNI DI ROCKSOIL

DEL FREJUS

2. TRAFORO AUTOSTRADALE

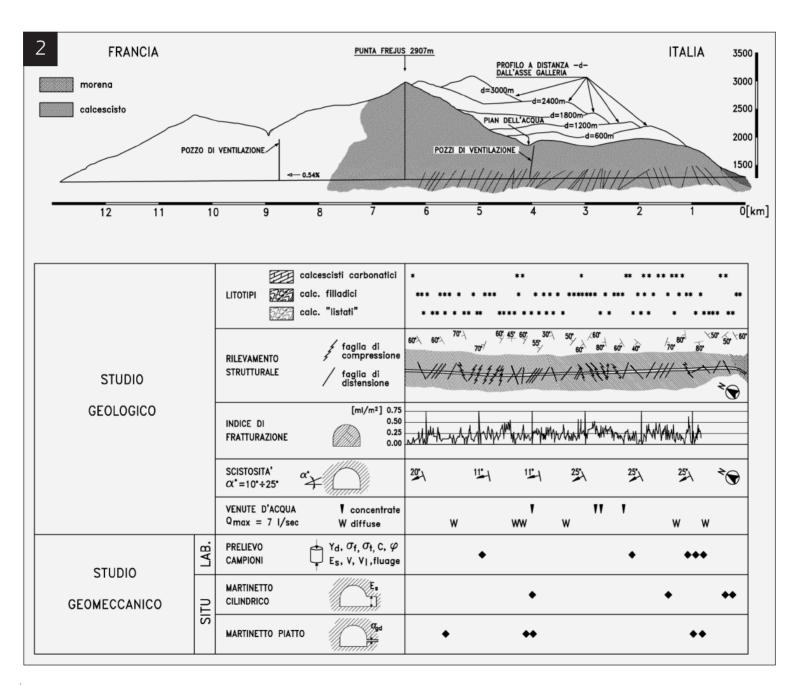
I RISULTATI DELLO STUDIO

GEOLOGICO E GEOMECCANICO

CONDOTTO IN LABORATORIO E IN SITO

sionali conseguenti ai carichi litostatici crescenti. Questa opportunità unica nel suo genere, ovviamente indusse a realizzare una campagna geomeccanica all'altezza della situazione. I dati più importanti che riguardano l'opera sono:

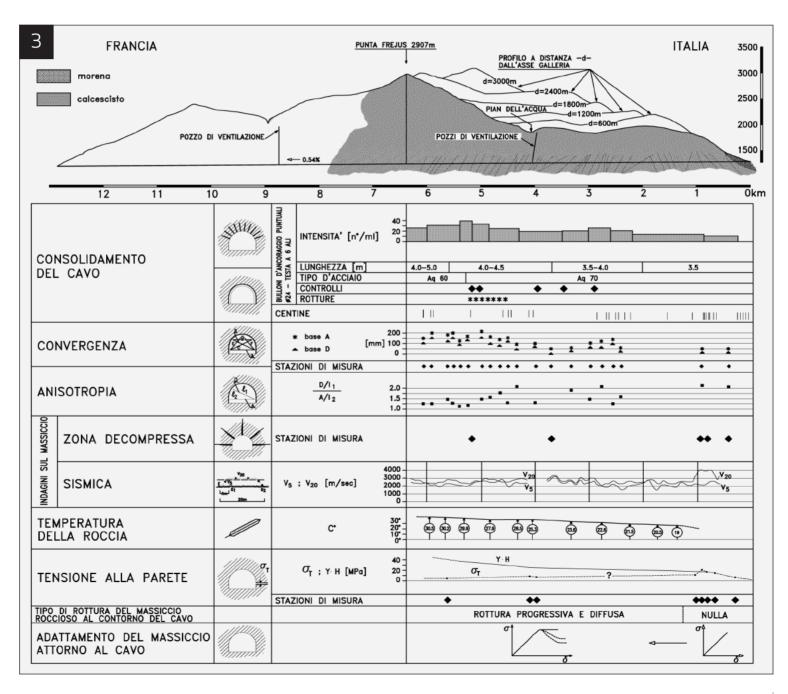
- ▶ sezione media di scavo della galleria 90 m²;
- ▶ dimensione della cavità 9x12 metri;
- ▶ abbattimento della roccia mediante esplosivo;
- ▶ avanzamento medio delle volate variabile da 2 a 4,50 metri;
- ▶ avanzamento medio quotidiano di 7,50 metri;
- ▶ stabilizzazione provvisoria del cavo realizzata al fronte con bulloni ad ancoraggio puntuale di lunghezza variabile da 2,50 a 5 metri con una intensità variabile da 1,50 a 1 bulloni per m²;



▶ rivestimento definitivo in calcestruzzo eseguito a circa 400 metri dal fronte di scavo. Illustriamo adesso attraverso una serie di diapositive quanto è stato rilevato durante la campagna geomeccanica: vediamo (figura 1) che avevamo una copertura massima di 1750 m, una resistenza di matrice di 95 Mpa, una resistenza d'ammasso di 20 Mpa e un modulo elastico di 10.000 Mpa, quindi una roccia estremamente buona.

Vedete (figura 2) che sui 6500 m di percorso sotterraneo fu eseguito il rilievo sistematico dei fronti, rilievo della scistosità, delle fratturazioni, delle venute d'acqua. Immaginate che su una roccia molto serrata la massima portata registrata lungo il traforo fu di soli 7 litri/sec.

3. TRAFORO AUTOSTRADALE
DEL FREJUS
INTERVENTI DI STABILIZZAZIONE
DEL CAVO, RILIEVO DELLE
CONVERGENZE, DELLA ANISOTROPIA,
DELLA TEMPERATURA,
DELLA TENSIONE IN PARETE

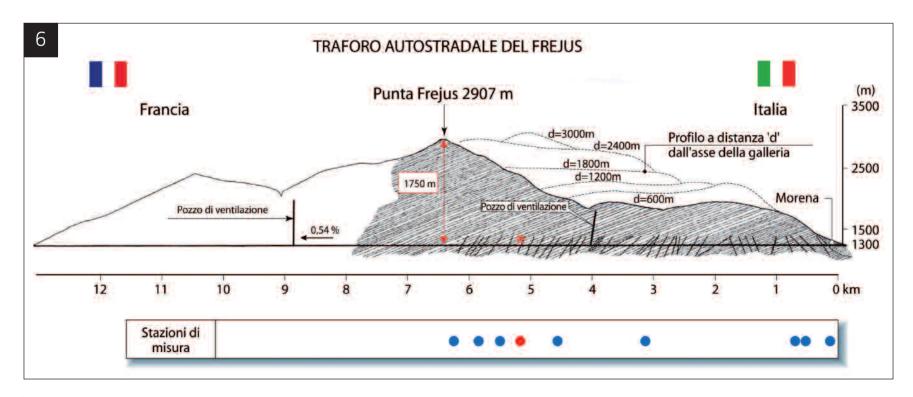


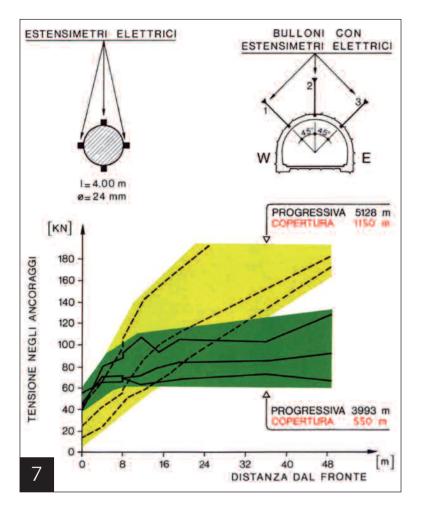


4,5. TRAFORO AUTOSTRADALE DEL FREJUS: FRONTE DI SCAVO ED INTERVENTI DI STABILIZZAZIONE

6. PROFILO LONGITUDINALE CON LA POSIZIONE DELLE STAZIONI DI MONITORAGGIO RELATIVE ALLE MISURE DI CONVERGENZA La figura 3 evidenzia l'intenso lavoro di ricerca che è stato fatto lungo il traforo, mentre le fotografie in figura 4 e 5 ben illustrano le modalità di scavo a sezione piena di 12 m di diametro e l'intervento di stabilizzazione mediante bullonatura che fu operato al contorno dello scavo in prossimità del fronte. Seguiva il rivestimento definitivo di calcestruzzo di 70 cm di spessore.

Durante lo scavo del traforo fu condotta, come abbiamo visto, una campagna di misure molto approfondita: la figura 6 mostra l'ubicazione delle stazioni di monitoraggio, mentre la figura 7 riporta un esempio delle misure di tensione negli ancoraggi che venivano eseguite mediante estensimetri elettrici. La figura 8 che segue illustra l'andamento delle convergenze ed è particolarmente importante.





Mostra infatti la serie di curve di convergenza che abbiamo registrato in corrispondenza delle progressive riportate in basso, cui corrispondevano certe coperture. Si vede che per coperture fino a circa 500 m le curve mostrano un andamento pseudo elastico, tipico di una galleria che avanza in condizioni di nucleo-fronte stabile, invece oltre abbiamo un comportamento di tipo elastoplastico, con convergenze dell'ordine di 10-20 cm a fronte di una velocità d'avanzamento di circa 200 m/mese, tipico di una galleria che avanza in condizioni di nucleo-fronte stabile a breve termine.

La cosa interessante è quanto successe a progr. 5172 sotto una copertura di 1200 m (stazione n. 6).

Qui il fronte fu fermato per le ferie estive, dopo aver consolidato il solo contorno del cavo con più di 30 bulloni Ancral per metro lineare e aver messo in opera una stazione di convergenza a un metro dal fronte (stazione di convergenza n. 6). Dopo 15 giorni di arresto, si evidenziava una deformazione massima (per fluage) di circa 10 cm. Ripresi gli scavi con le medesime modalità

adottate in precedenza, la convergenza s'impennava bruscamente fino a raggiungere i 60 cm dopo tre mesi. Dopo che il fronte fu avanzato poche decine di metri oltre, la stessa riassumeva i valori normali.

Una convergenza così elevata, a seguito dell'allontanamento del fronte di avanzamento rispetto alla stazione di misura, si giustifica solo se si ammette che il calcescisto, sottoposto agli elevati stati tensionali prodotti dal carico litostatico, si comporta alla stregua di argilla, estrudendo verso la cavità e predisponendo il futuro profilo di scavo a monte del fronte ad una forma di pre-convergenza: la pre-convergenza ha funzionato da anticamera, predisponendo il cavo alla forte convergenza sistematicamente misurata dopo l'allontanamento del fronte dalla stazione di misura.

Questa semplice e forse persino ovvia considerazione mi convinse della necessità di iniziare ad impostare una seria ed approfondita ricerca sui legami esistenti tra la modifica dello stato tensionale nel mezzo (il terreno) indotta dell'azione di avanzamento del fronte di scavo della galleria e la conseguente risposta deformativa (reazione) (figura 9).

La ricerca, condotta con i miei collaboratori nell'ambito della Rocksoil S.p.A., si è sviluppata secondo tre fasi, come illustrato in figura 10. Sin dalla prima fase della ricerca si riconobbe la necessità di individuare dei nuovi parametri di riferimento (figura 11): il nucleo d'avanzamento e le tre componenti della risposta deformativa, che si sono poi sistema-

7. TRAFORO AUTOSTRADALE
DEL FREJUS: MISURA
DELLA TENSIONE NEGLI
ANCORAGGI MEDIANTE
ESTENSIMETRI ELETTRICI
RELATIVA A COPERTURA 550
E COPERTURA 1150

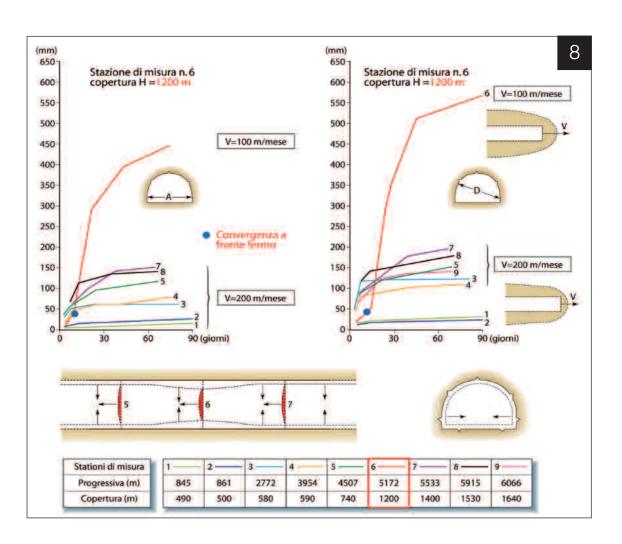
28 30 ANNI DI ROCKSOIL

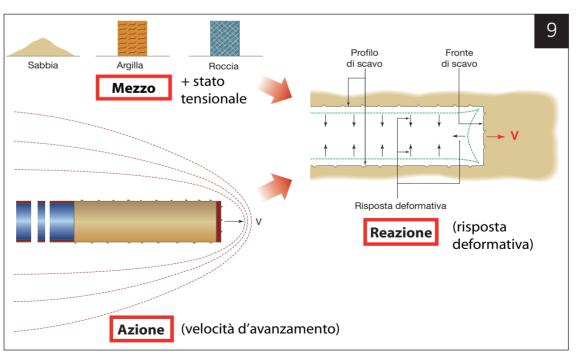
8. TRAFORO AUTOSTRADALE DEL FREJUS: MISURE DI CONVERGENZA NELLE DIVERSE STAZIONI DI MONITORAGGIO

NELLA STAZIONE N. 6 SI OSSERVÒ, DOPO UN ARRESTO DEL FRONTE PROLUNGATOSI PER 15 GIORNI E A PARITÀ DI ALTRI PARAMETRI, UNA CONVERGENZA ANOMALA, CHE RIENTRÒ PRESTO ENTRO I VALORI NORMALI DOPO CHE L'AVANZAMENTO FU RIPRESO PER POCHE DECINE DI METRI

9. MEZZO, AZIONE E REAZIONE

L'ESPERIENZA DEL FREJUS INDUSSE
A INIZIARE UNA APPROFONDITA
RICERCA SUI LEGAMI ESISTENTI TRA
MODIFICA DELLO STATO TENSIONALE
DEL MEZZO INDOTTA DELL'AZIONE DI
AVANZAMENTO DEL FRONTE DI
SCAVO E LA CONSEGUENTE
RISPOSTA DEFORMATIVA (REAZIONE)







10. LE TRE FASI DELLA RICERCA

11. I NUOVI PARAMETRI DI RIFERIMENTO DELLA RICERCA

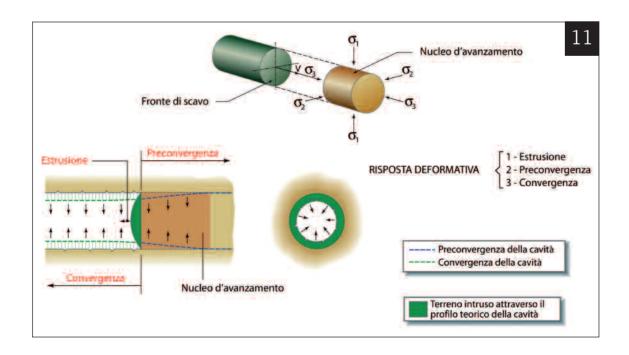
- IL NUCLEO D'AVANZAMENTO • LA RISPOSTA DEFORMATIVA
- COMPOSTA DA: ESTRUZIONE
- PRECONVERGENZA
- CONVERGENZA

ticamente tenute sotto stretto controllo durante lo scavo di ogni galleria, soprattutto in condizioni tenso-deformative difficili (figura 12).

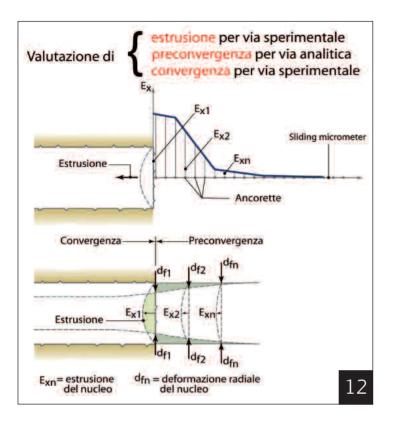
I risultati della ricerca hanno portato alla conclusione che operando sulla rigidezza del nucleo d'avanzamento con sistemi conservativi e tecniche di rinforzo è possibile controllarne la deformabilità (estrusione e pre-convergenza) e di conseguenza controllare la risposta deformativa della cavità (convergenza) (figura 13).

Anche le gallerie, come tutte le altre opere dell'ingegneria civile, possono essere realizzate con criteri industriali, nel rispetto cioè dei tempi e dei costi previsti al momento della progettazione, purché sia adottato un corretto approccio progettuale (figura 14).

Siamo convinti che, in un corretto approccio progettuale, oggetto privilegiato di studio deve essere l'analisi della risposta deformativa, che in fase di progetto deve essere pre-



PIETRO LUNARDI



vista per via teorica, con l'aiuto di modelli matematici, prima di poterne definire il controllo attraverso azioni di preconfinamento e/o confinamento del cavo (sezioni tipo). In fase di costruzione la risposta deformativa, misurata sperimentalmente, deve essere confrontata poi con la risposta deformativa prevista in fase di progetto per la definitiva calibratura degli interventi in corso d'opera.

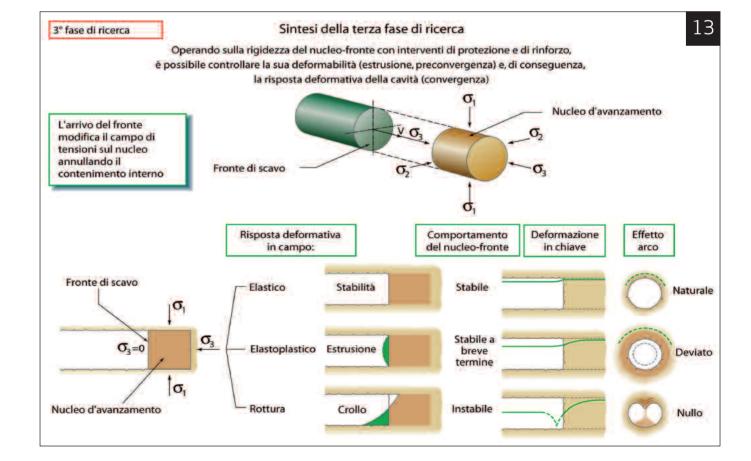
Credo che solo seguendo un corretto approccio progettuale di questo tipo potremmo evitare in futuro di compiere gli errori del passato che hanno confuso le idee ai progettisti e agli operatori del settore:

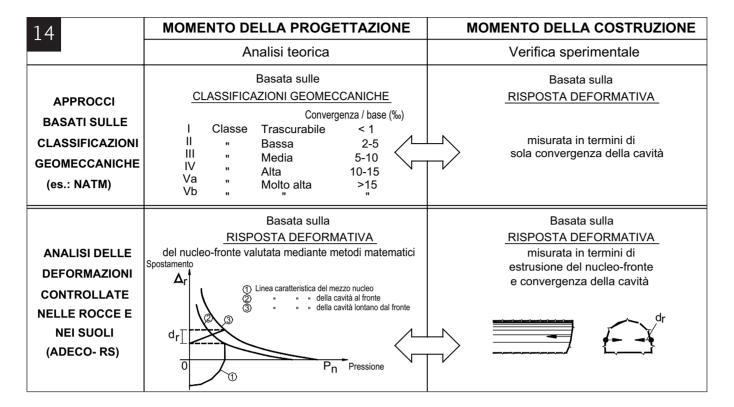
- ▶ evitare di fare confronti non omogenei (figura 14);
- ▶ evitare di considerare le gallerie come un problema piano. Così facendo potremo considerare le gallerie come vere e proprie opere di ingegneria, cioè come opere realizzabili nel rispetto dei tempi e dei costi. Potremo dire allora di essere riusciti ad industrializzare lo scavo, non solo nelle situazioni di facile soluzione, ma anche, per lo scavo tradizionale, nelle situazioni tenso deformative più difficili, se non estreme (figura 15).

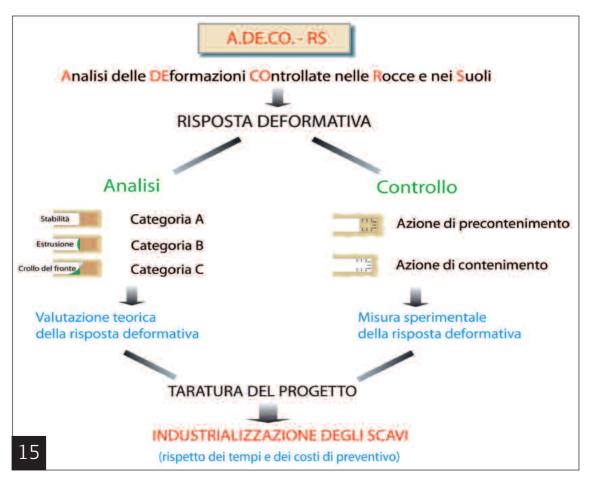
12. DURANTE LA RICERCA
SI SONO CONTROLLATE
SISTEMATICAMENTE LE TRE
COMPONENTI DELLA R.D..

ESTRUSIONE DEL NUCLEO, PRE-CONVERGENZA DEL CAVO E CONVERGENZA DEL CAVO

13. I RISULTATI DELLA RICERCA







14. VERIFICA DURANTE LA COSTRUZIONE

L'ADECO-RS EVITA GLI ERRORI DEL PASSATO COME IL CONFRONTO TRA PARAMETRI NON OMOGENEI E IL CONSIDERARE LA GALLERIA COME UN SEMPLICE PROBLEMA PIANO

15. L'INDUSTRIALIZZAZIONE
DEL TUNNELLING PASSA
DALLA CORRETTA ANALISI E
DALL'EFFICACE CONTROLLO
DELLA RISPOSTA DEFORMATIVA

LE GALLERIE, COME TUTTE LE ALTRE
OPERE DELL'INGEGNERIA CIVILE,
POSSONO ESSERE REALIZZATE CON
CRITERI INDUSTRIALI, NEL RISPETTO
CIOÈ DEI TEMPI E DEI COSTI PREVISTI
AL MOMENTO DELLA PROGETTAZIONE,
PURCHÉ SIA ADOTTATO UN CORRETTO
APPROCCIO PROGETTUALE

PRIMA SESSIONE Pierre Habib



PROF. ING. PIERRE HABIB,
PRESIDENTE DELLA ROCKSOIL S.P.A.,
GIÀ PRESIDENTE DELLA SOCIETÀ
INTERNAZIONALE DI MECCANICA
DELLE ROCCE E DIRETTORE DEL
LABORATORIO DI MECCANICA DEI
SOLIDI PRESSO L'ECOLE
POLYTECHNIQUE DE PARIS

In occasione del trentesimo anniversario della società Rocksoil, sono lieto e onorato di presentare la prima delle due sessioni relative ai lavori in sotterraneo.

Questa giornata ha un carattere del tutto eccezionale perché i professionisti, i tecnici, i professori, gli scienziati che voi sentirete hanno scavato gallerie in tutto il mondo e hanno contribuito ai significativi progressi che sono stati compiuti in questo settore nel corso degli ultimi quaranta anni.



LA FESSURAZIONE DELLE ROCCE AL CONTORNO DELLE GALLERIE E DELLE OPERE IN SOTTERRANEO

1. IL COMPORTAMENTO DELLE ROCCE

La figura 1 mostra la curva tipica del comportamento dei geomateriali (rocce o calcestruzzo) durante una prova di compressione triassiale. In (1), all'inizio del carico, si osserva, a volte, un leggero irrigidimento iniziale dovuto alla chiusura di alcune fessure aperte del materiale, ma dovuto anche, forse, ad un contatto iniziale incerto della provetta con le piattaforme d'appoggio... in (2) e (5) la curva del primo carico è approssimativamente una linea retta, e si può parlare di un modulo di elasticità E_1 (nonché di un modulo di Poisson v_1). D'altra parte, anche la curva di scarico (3) può essere approssimata ma con un'altra linea retta (con anche un altro modulo di elasticità E_2 e un altro modulo di Poisson v_2). Il ricarico (4) rimette le cose in ordine e il tratto (5) si trova, grosso modo, sul prolungamento di (2). In generale, i rapporti tra la velocità delle onde sonore V, il modulo di elasticità E, e la densità del materiale p della forma:

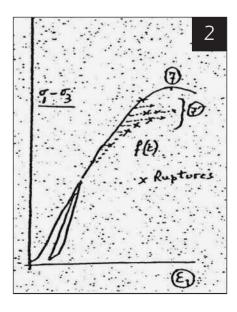
2. DEFORMAZIONE DIFFERITA IN FUNZIONE DEL TEMPO

$$V = \sqrt{\frac{E}{\rho}} f(v)$$

non danno buoni risultati con E_1 e v_1 . Ovviamente, in considerazione del fatto che le sollecitazioni dovute alla propagazione delle onde sonore sono cicliche, è meglio confrontare V a E_2 piuttosto che a E_1 . Ma anche in questo modo non si ottengono buoni risultati, e tutto quello che si può dire è che, maggiore è la velocità di propagazione del suono, maggiore è la resistenza alla rottura del materiale: tra E e Rc, si dà una relazione monotona.

Durante il carico si producono scricchiolii nella roccia; sono sempre più numerosi man mano che la curva sforzo-deformazione (6) si piega e che ci si avvicina al carico massimale (7) che può

essere sostenuto dalla roccia. In questo momento, se due osservatori sorvegliano, l'uno l'evoluzione della deformazione, e l'altro la comparsa della superficie di rottura, sarà quello che vede la pendenza della curva (6) cominciare ad avvicinarsi ad una posizione orizzontale che avverte l'altro che una superficie di slittamento (8) sta per manifestarsi (e non il contrario). In effetti, i lavori di J. Desrues (1984) a Grenoble hanno mostrato che molto presto, durante il carico, le deformazioni locali s'organizzano in modo diffuso e causano una localizzazione delle deformazioni in una vera e propria superficie di rottura il cui sviluppo (8) si produce con aumento di volume, come avviene nella meccanica dei terreni durante lo sviluppo di una superficie di scorrimento in una sabbia densa. Per la sabbia densa, se si impedisce alla superficie di scorrimento di svilupparsi, l'aumento di volume si generalizza in tutto il campione. È quello che accade, per esempio, in una provetta di piccolo spessore collocata tra due piastre con attrito nullo. In tal caso, le superfici di scorrimento urtano le piastre e non riescono ad estendersi e il volume continua a crescere. Succede la stessa cosa per le rocce e per i cementi. In una prova



PIERRE HABIB

3. DIVERSI ORIENTAMENTI DELLE FESSURE E DEFORMAZIONI LATERALI ASSOCIATE triassiale, la pendenza (8) corrisponde quindi a un rammollimento con aumento del volume localizzato e con frantumazione del materiale nel piano di scorrimento. La prova si conclude con un gradino d'attrito (9) nel piano di rottura.

Se si esercita una compressione semplice su materiali fragili, come il vetro o rocce molto dure o cementi molto resistenti, compaiono rotture dette a colonnette o a squame, il cui orientamento è quasi parallelo alla sollecitazione maggiore applicata. Emissioni acustiche si producono prima della rottura. Nella prova triassiale, esse avvengono prima (7) e corrispondono a micro-rotture, di cui è possibile individuare le fonti, se si hanno a disposizione diversi sensori in superficie. L'orientamento delle micro-rotture è evidentemente casuale, poiché è in funzione degli orientamenti non omogenei dei difetti preesistenti o dei contatti tra i costituenti minerali delle rocce cristalline o dei diversi aggregati di calcestruzzi. Il numero di rumori così generati aumenta con il carico, ma continua a verificarsi anche con carico costante nel tempo, senza essere effettivamente prevedibile, di modo che la figura 1 dovrebbe essere completata con la figura 2, se si dovesse includere il tempo, con (o senza) deformazioni differite, ovvero con stabilizzazione o anche rottura finale. Ragion per cui, il massimale (7) della figura 1 deve essere ridotto al valore (7') della figura 2 quando si progetta la costruzione di una struttura per un periodo molto lungo.

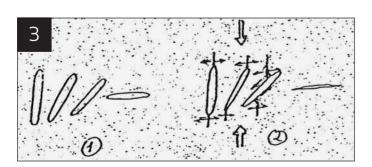
La valutazione delle proprietà meccaniche dei geomateriali deve quindi essere stimata tenendo conto degli effetti del tempo e della durata dei carichi.

...Ma anche degli effetti di scala, di cui è noto come possano essere caratterizzati dalle osservazioni seguenti: più i campioni sono piccoli, più sono resistenti, e più la dispersione dei risultati è importante. Un tentativo di interpretazione consiste nel dire che la resistenza estrema di una roccia è condizionata dalla presenza di un difetto strutturale. Più i campioni sono piccoli e minore è la probabilità che siano portatori di un grave difetto strutturale; ma più i campioni sono numerosi e più è elevata la probabilità di riscontrare difetti diversi, con conseguente maggiore dispersione dei risultati.

Inoltre, anche gli effetti della temperatura devono essere presi in considerazione: più la temperatura è alta e minore è la resistenza alla rottura. Più la temperatura è bassa e più la resistenza è alta.

La reologia dei geomateriali è, senza alcun dubbio, molto complessa...

Nelle formazioni geologiche che hanno subito distorsioni notevoli, si trovano spesso zone diaclasate o sfaldature fessurate causate da disturbi tettonici. A volte, alcune crepe ven-



gono "cicatrizzate" dalla calcite o dalla silice. Possiamo riscontrare questo fenomeno in situ, ma anche sulle pietre trasportate dai fiumi; in questo caso, diventa molto difficile ritrovare le orientazioni delle sollecitazioni che hanno generato le fessure iniziali. Ma, come scriveva Talobre J. (1957): "Pare evidente che i filoni [di calcite] sono stati collocati in una fessura che si è aperta."

In una delle ultime conversazioni che l'autore ha avuto con il rimpianto Pierre Sirieys sulle reti di fessure a scala, gli faceva notare che, affinché delle fessure siano aperte, la roccia deve aver subito delle trazioni e questi rispondeva che la rottura può prodursi sotto l'effetto di un allungamento trasversale eccessivo legato al modulo di Poisson, citando prove triassiali su rocce molto fragili sottoposte a pressioni laterali relativamente deboli nel corso delle quali appaiono rotture in colonnette, anche se sono state esercitate sulle fessure sollecitazioni di compressione normale. La figura 3 spiega l'origine di questo allungamento eccessivo in un mezzo fratturato in casi diversi di orientamento iniziale delle fessure.

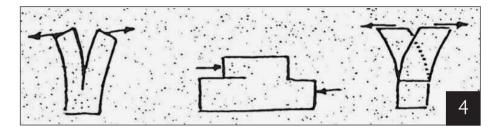
4. TRE MODALITÀ DI ESTENSIONE DELLE FESSURE

In definitiva, sono proprio le rotture in prossimità delle fessure correttamente orientate, sottoposte a sollecitazioni assiali di compressione che causano una percentuale significativa degli spostamenti laterali, e quindi

un modulo di Poisson elevato.

Ma si comprende anche che la permeabilità delle rocce è strettamente legata alla fessurazione e alle sollecitazioni.

Si distinguono, in generale, tre modalità di estensione delle fessure (figura 4).



MODALITÀ 1

- MODALITÀ 2
- MODALITÀ 3

- ▶ La modalità 1 in trazione.
- ▶ La modalità 2 a taglio.
- ▶ La modalità 3 in torsione.

La modalità 3 è eccezionale in meccanica delle rocce e in geologia. La particolarità della modalità 1 è che la fessura può richiudersi in modo esatto poiché le superfici opposte possono incastrarsi perfettamente. D'altra parte, la modalità 2 non lo permette, e con questa può sussistere una permeabilità al livello della fessura in direzione dello slittamento piuttosto che nella direzione perpendicolare a quella del cesoiamento.

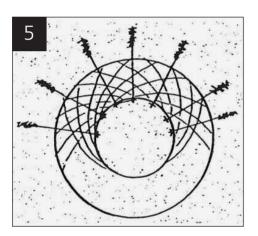
2. IL COMPORTAMENTO DELLE ROCCE IN SITU

È evidente che il comportamento delle rocce in grande massa in situ è piuttosto diverso da quello che succede in un laboratorio. Si ritrovano, tuttavia, proprietà comuni e effetti analoghi. Per esempio, il comportamento dei sotterranei durante lo scavo può essere influenzato da effetti di scala, da deformazioni differite o anisotropie. Bisogna inoltre aggiungere che le sollecitazioni in situ sono conosciute veramente con un'approssimazione sufficiente solo durante i primi lavori in sotterraneo; cosa che non semplifica il confronto dei comportamenti.

Quando la roccia è molto resistente, o la cavità da scavare in essa è poco profonda, le deformazioni del mezzo sono limitate: si resta quindi nell'ambito di un comportamento elastico lineare, ed è, per esempio, il caso delle cavità naturali che si trovano nella maggior parte dei casi in una situazione del genere: non è necessario utilizzare sostegni! Molte gallerie ferroviarie sono state costruite in tal modo da molti anni, senza che questo causi problemi notevoli.

5. ARMATURA SOSPESA

Ma in una cavità fessurata dallo scavo mediante esplosivo, blocchi instabili provenienti dal tetto possono cadere; bisogna allora eliminarli o bloccarli con ancoraggi. Ad una grande profondità e con rocce meno resistenti e più deformabili, può prodursi una contrazione della cavità. È possibile valutarla misurando le convergenze tra il muro e il tetto e tra le pareti laterali. Queste deformazioni in una sezione orizzontale evolvono, quando il fronte di scavo avanza e anche quando si verificano deformazioni differite. Non è grave, fino a quando le deformazioni sono limitate, ovvero abbastanza piccole da rimanere in un dominio elastico. In caso contrario, quando le convergenze superano alcuni punti percentuali, bisogna installare in un breve arco di tempo un sostegno: calcestruzzo proiettato, centine metalliche più o meno numerose, tirantature, poiché questo può voler dire che una zona plastica inizia a svilupparsi, e che la roccia, dopo aver superato il picco di massima resistenza, comincia a indebolirsi: è simile ai fenomeni (6), (7) e (8) della figura 1, o (7') della figura 2. È quindi possibile ricorrere a tirantature profonde con "bulloni", più o meno numerosi e abbastanza lunghi per essere fissati nella zona elastica al di là della zona plastica. Questa tecnica è stata chiamata armatura sospesa (figura 5). Ma se la zona



plastica è molto spessa, la zona rimasta nel dominio elastico potrebbe non essere vicina alle pareti della galleria. Per esempio, durante la costruzione del traforo del Frejus, nella parte italiana e sotto coperture molto forti, nei calcescisti sono state misurate convergenze di circa un metro. La zona plastica era allora più spessa del diametro del traforo; non era quindi possibile installare ancoraggi più lunghi di questo diametro per ancorarsi nel campo elastico. I bulloni sono stati allora cementati su tutta la loro lunghezza e non semplicemente alla base. Una densità di un bullone per metro quadrato e piastre di ripartizione, hanno permesso di stabilizzare il terreno prima dell'installazione del rivestimento definitivo: l'armatura di bulloni ha apportato, in un certo senso, una coesione al massiccio, limitando così le deformazioni plastiche al contorno della galleria.

In genere, quando la plasticizzazione al contorno della galleria è sotto controllo, la fessurazione indotta al contorno dell'opera o le fessure in situ, non preoccupano davvero l'ingegnere civile o l'ingegnere minerario. Questa fessurazione può anche essere utile, poiché può creare un drenaggio al contorno della galleria e permettere così di ridurre le sottopressioni idrauliche dietro il rivestimento. Non sarebbe la stessa cosa nel caso in cui si volesse ottenere una tenuta stagna perfetta.

Durante la costruzione di una galleria sotto un rivestimento debole, le deformazioni della superficie del suolo – elastiche o plastiche – possono essere dannose. È quello che succede, per esempio, in città, dove si possono verificare disturbi in superficie, al di sopra dei lavori in sotterraneo, in vecchi edifici o nei sottoservizi.

In generale, per quanto riguarda la previsione degli spostamenti della superficie del suolo, si possono distinguere due casi: in primo luogo ciò che avviene nel breve e successivamente nel lungo periodo, al di sopra della parte già scavata della galleria e, in secondo luogo, ciò che accade nel breve periodo, davanti al fronte di scavo. Nel primo caso, il pro-

blema è molto classico. Se ci poniamo in un piano verticale perpendicolare all'asse della galleria, i calcoli delle deformazioni sono relativamente semplici, anche se le proprietà meccaniche dei materiali lo sono meno. Ma le osservazioni e i risultati degli esperimenti hanno permesso di stabilire regole pratiche per prevedere l'ampiezza e la forma dei cedimenti in superficie in funzione della natura dei terreni (Peck. R., 1969).

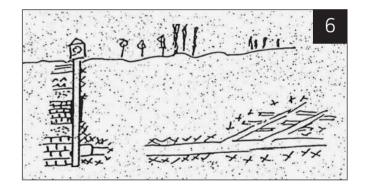
Il problema del fronte di scavo è, ovviamente, più complesso poiché tridimensionale a tutti gli effetti. Ma, in questo caso, ovviamente, ci si limita al solo breve periodo. Lo scavo con scudo a pressione di terra o a pressione di fango permette di ridurre le ripercussioni in superficie; inoltre l'influenza degli effetti in superficie delle deformazioni del terreno davanti al fronte di scavo diventa sempre meno importante all'aumentare della profondità delle gallerie. In compenso, a profondità importanti le deformazioni davanti al fronte sono molto problematiche perché difficili da individuare e perfino da misurare (poiché si elimina la massa che scorre verso l'interno della galleria via via che lo scavo procede) e anche perché non è possibile installare sostegni sul fronte, se non in caso di arresto temporaneo dei lavori.

6. POZZO E DEPOSITO

3. IL DEPOSITO DEI RIFIUTI TOSSICI

Che si tratti di chimica, fisica, metallurgia, medicina o nucleare, l'industria genera rifiuti tossici che bisogna assolutamente isolare dal mondo vivente.

Possono essere utilizzate a tal fine vecchie miniere esaurite o opere in sotterraneo progettate espressamente per il deposito. Ma una delle grandi difficoltà da affrontare, è l'acqua che agisce chimicamente attraverso la corrosione degli imballaggi o degli stessi rifiuti o che agisce fisicamente trasportando la tossicità attraverso le infiltrazioni.



Il deposito dei rifiuti, quindi, comporta innanzitutto la concezione di un percorso che permetta di portare le sostanze tossiche in profondità, pozzo o discenderia, rettilineo o a chiocciola, attraversando ambienti geologici più o meno permeabili. Questo percorso alla fine è impermeabile. D'altra parte, il deposito è, in maggior o minor misura, circondato dalle fessure generate dai lavori di sistemazione dei rifiuti. E tra i due, una galleria che permetta di passare da uno all'altro (figura 6), e questa galleria deve assolutamente essere quanto più impermeabile possibile per impedire qualsiasi collegamento tra le due zone fessurate.

4. LA ZONA DANNEGGIATA DALLO SCAVO (EDZ)

Per contrastare i problemi causati dallo scavo di una galleria, è indispensabile comprendere correttamente quello che accade in prossimità del fronte di scavo durante le operazioni di avanzamento.

Bisogna cominciare dalle cose più semplici.

Il meccanismo classico di punzonamento in un mezzo plastico di coesione c e di attrito interno nullo a due dimensioni è quello di Prandtl. La tensione di rottura qu, si raggiunge quando qu = $(2 + \pi)c$ (Fig. 7A). Se sono caricate le estremita e il mezzo è libero tra esse, lo

schema di Prandtl è sempre valido, ma i movimenti vanno nella direzione opposta a quelli precedenti; in compenso, il carico limite è sempre lo stesso qu = $(2 + \pi)c$ (Fig. 7B).

A tre dimensioni, ovvero per un punzone circolare sulla superficie di un corpo non definito, il problema è un po' più complicato, ma si ammette in Meccanica dei Suoli per il punzone qu = 6,4c. Il meccanismo inverso (carico laterale e fondo libero) è più complesso, e si ammette in generale che la pressione sotto una lastra forata con un foro circolare è superiore a 9,4 c per far passare la terra attraverso il foro. Questa situazione è in qualche modo paragonabile a quella che potrebbe verificarsi al fronte di scavo di una galleria scavata in argilla.

La situazione è molto diversa per i mezzi con attrito interno privi di coesione poiché gli schemi di flusso sono molto diversi per il punzonamento (figura 8) o il sollevamento.

Lo stesso dicasi per i mezzi coesi e con attrito interno.

Cerchiamo di capire come si sposta il materiale oltre il fronte di scavo quando inizia a penetrare verso l'interno della galleria (figura 9). Quando il fronte si avvicina al piccolo campione A questo si schiaccia per diventare il piccolo campione B; la sollecitazione

principale corrispondente a questo schiacciamento è perpendicolare alle linee di flusso. Le superfici di scorrimento formano quindi un angolo a

$$\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

rispetto alle linee normali del movimento generale.

Tutto ciò che si trova nella zona di prolungamento della galleria (linea punteggiata nella figura 9) sarà completamente

distrutto durante l'avanzata del fronte; si ritroveranno solo tracce su ciò che si trova di fuori di tale zona, e si tratta in effetti dell'orientamento delle fessure osservate in mezzi estremamente diversi come l'argilla in Belgio o le argilliti in Francia. Queste indicano uno schema preferenziale per le infiltrazioni che possono circolare in questo materiale plastico. La determinazione con calcoli dell'orientamento di queste fessure pare particolarmente difficile in considerazione del fatto che i valori dei coeffi-

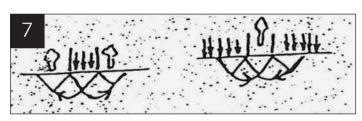
cienti di attrito interno e di coesione dei materiali rocciosi sono conosciuti molto male.

Se ora riprendiamo in considerazione la figura 5, possiamo renderci conto che essa non rappresenta nulla di reale. Infatti, la sua concezione è dovuta a ipotesi troppo semplici che sono state scelte per calcolare l'equilibrio elastoplastico delle gallerie. Avevamo supposto in primo luogo che il traforo si trovasse in un sito la cui superficie fosse rigorosamente orizzontale – un po' come nella Beauce-. Si scava prima una galleria a sezione trasversale perfettamente circolare in un mezzo senza gravità. Poi, si installano i sostegni. In seguito, si aggiunge la gravità al suolo, in modo che la sollecitazione principale sia ben verticale (cosa che non sarebbe vera sotto i fianchi di una valle), ma pari al peso del terreno.

7. LO SCHEMA DI PRANDTL

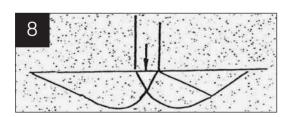
8. MEZZO CON ATTRITO INTERNO

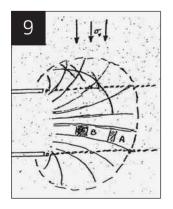
9. OLTRE AL FRONTE DI SCAVO DI UNA GALLERIA



A - PUNZONAMENTO DEL TERRENO

B-SOLLEVAMENTO DEL TERRENO





PIERRE HABIB

Si assumono quindi sollecitazioni orizzontali uguali tra loro (ipotesi che sarebbe stata quasi vera nel sito del Laboratorio sotterraneo dell'ANDRA a Bures (Gay D. & Al., 2010). E tutto questo per analizzare il modo in cui le superfici di scorrimento si sarebbero distribuite. Ovviamente, questo non corrisponde affatto alla realtà, e tutti sanno che a causa del gradiente di gravità il sollevamento del terreno nella galleria è inferiore all'abbassamento del tetto e che non c'è niente di peggio che ricevere blocchi di pietra in testa.

Si vede bene quindi come le eleganti superfici di scorrimento e i calcoli relativi, non rappresentano affatto la realtà. In una galleria reale, la figura 5 subisce l'effetto della forza di gravità *prima* dell'installazione dei sostegni, sempre sperando che il limite elastico nel massiccio non venga eccessivamente superato e che le deformazioni plastiche o viscoplastiche possano svilupparsi tranquillamente e che sia possibile installare l'armatura sospesa.

Inoltre, e comunque, abbiamo dimenticato che la figura 5 deve, primo di tutto, essere messa in relazione con la figura 9 poiché, in genere, lo scavo di una galleria si fa sempre a partire dal fronte di scavo! È proprio in questa fase che le prime superfici di scorrimento cominciano a prodursi presso il fronte al contorno della galleria e in direzioni completamente diverse da quelle della figura 5.

Ma tutto questo non deve impedirci di studiare una modalità di lavoro.

5. COME EVITARE LA CREAZIONE DI UNA ZONA DANNEGGIATA DALLO SCAVO (EDZ)

Per evitare di danneggiare la roccia durante lo scavo della galleria, bisogna impedirne il deterioramento oltre il fronte di scavo, causato dai movimenti del massiccio verso l'apertura spalancata della galleria. Per questo, non bisogna permettere alla rete di fessurazioni di svilupparsi attorno a quello che sarà il fronte: si devono quindi utilizzare i metodi classici utilizzati per il superamento delle zone instabili in sotterraneo. Come per esempio il congelamento. Ma questa tecnica è molto lenta per le gallerie di grande diametro e richiede uno studio termico preventivo per determinare come equilibrare la contrazione termica della roccia e compensare la dilatazione dovuta al congelamento dell'acqua.

Il sostegno delle pareti laterali della galleria deve essere, in primo luogo, esteso fino al fronte di scavo. La protezione del fronte può essere assicurata per mezzo di un sostegno in avanzamento rispetto al fronte, a forma di guscio troncoconico, realizzato con elementi giustapposti, scavati con una macchina simile ad una motosega che lavora in punta, oppure con elementi cilindrici che s'intersecano, come colonne compenetrate. Tali scavi successivi

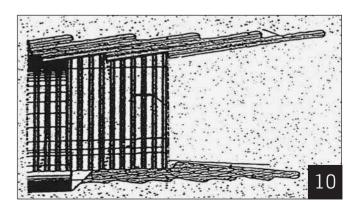
vengono riempiti di calcestruzzo, via via che i vari elementi avanzano (figura 10). Le incisioni scavate per ciascuno di questi elementi sono molto più piccole della galleria. L'effetto scala è tale che questa operazione non causerà quasi nessuna nuova fessura nel massiccio roccioso.

È ormai diffuso anche utilizzare il rinforzo del fronte di scavo mediante armature di vetroresina, di lunghezza pari a circa tre volte il diametro della galleria, che possono essere eliminate via via che il fonte avanza e sostituite con altre all'avanzare dell'opera. L'armatura del fronte di scavo è fissata con ancoraggi collocati molto avanti rispetto al fronte.



10. AVANZAMENTO PROTETTO

DA UN GUSCIO



40

30 ANNI DI ROCKSOIL

Ma il metodo migliore è ovviamente quello di usare questi due metodi allo stesso tempo (figura 12).

11. CHIODATURA DEL FRONTE

12. GUSCIO DI PROTEZIONE IN AVANZAMENTO E CHIODATURA DEL FRONTE

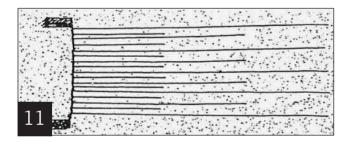
13. REALIZZAZIONE DI UN TRATTO PROTETTO

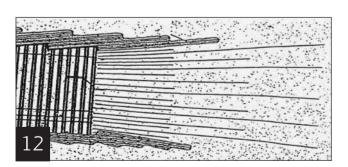
La realtà del massiccio roccioso attraversato dalla galleria non è probabilmente così semplice. In particolare, una sollecitazione principale orizzontale può essere più importante delle altre due sollecitazioni principali, l'una orizzontale e l'altra verticale. Questo dovrebbe tradursi, al fronte, in orientamenti specifici di distruzione della massa rocciosa, facilmente riconoscibili. In questo caso, si deve installare in avanzamento un guscio conico di protezione del fronte non più anulare, ma che abbia una sezione trasversale ellittica opportunamente orientata rispetto al tensore delle tensioni nel massiccio.

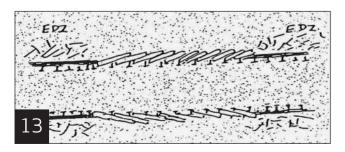
La figura 13 mostra la realizzazione di un tratto protetto. Il sostegno è portato vicino al fronte, poi il guscio in avanzamento e la chiodatura del fronte sono realizzati simultaneamente. In seguito, si riprende con lo scavo tradizionale. In effetti, il metodo proposto per l'avanzamento di una galleria protetta è verosimilmente più costoso delle tecniche tradizionali di scavo di una galleria.

L'insieme di queste operazioni per la realizzazione di un tratto protetto può essere ripetuto un certo numero di volte su diversi tratti di galleria per creare zone a tenuta stagna. Ma è indispensabile crearne uno per il collegamento tra la discenderia e il deposito (e la

stessa cosa, ovviamente, anche tra il o i pozzi e il deposito). In ogni caso, pare evidente che l'efficacia di tale metodo per ottenere la tenuta stagna in un tratto - o di qualsiasi altro metodo - deve essere convalidata da una prova in situ prima di iniziare i lavori di creazione del deposito stesso.







BIBLIOGRAFIA

ANDRA. Dossier 2005. Argilla, volume "Valutazione della sicurezza di un deposito geologico" (dicembre 2005).

DESRUES J. (1984) "La localizzazione della deformazione nei materiali granulari". Tesi di dottorato, 29 Giugno 1984, Grenoble (257 pagine).

BEREST P., GHOREYCHI M., HABIB P. (2000) "Cedimento in superficie durante uno scavo in sotterraneo", Revue Française de Géotechnique, No. 92,3° trimestre 2000, pp. 41-47.

GAY O., ALLAGNAT D., MOREL J., ARMAND G. (2010) "Osservazione degli alveoli HA del laboratorio sotterraneo di ricerca dell'ANDRA (CMHM)" - Tunnel et espace souterrain n. 221. Settembre-Ottobre 2010, pp. 371-376 e 383-390.

HABIB P. (2008) "L'equilibrio del fronte di scavo di una galleria". Atti del Convegno "Le gallerie nelle infrastrutture di trasporto". Verona (Italia) (5-6 marzo 2008).

LUNARDI P. (1989) "Studi e esperimenti sul preconfinamento della cavità e la preconsolidazione del

nucleo del fronte", Colloquio internazionale "Gallerie e microgallerie in terreni mobili", Parigi, febbraio 1989, Presse des Ponts et Chaussées.

PANET M. (1995) "Il calcolo delle gallerie con il metodo convergenza-confinamento", Presses des Ponts et Chaussées, p. 93.

PECK R.B. (1969) "Scavi profondi e gallerie in terreni morbidi", 7° Conferenza Internazionale sulla meccanica dei suoli e l'Ingegneria delle fondamenta, 1969, State of Art, pp. 225-290.

SIRIEYS P. (2002) "Geometria e grafico delle deformità rotazionali". Revue Française de Génie Civil, vol. 6, n. 7-8/2002, pp. 1241-1256.

TALOBRE J. (1957) "La meccanica delle rocce", Ed. Dunod, p. 36.

WILEVEAU Y., BERNIER F. "Similitudini nella risposta idro-meccanica dell'argilla Callovo-Oxoniense e nell'argilla di Boom durante gli scavi delle gallerie".

"Le argille nelle barriere naturali e artificiali per il confinamento dei rifiuti radioattivi" 3° Conferenza Internazionale. Lilla. Settembre 17-20, 2007, p. 149.





Kalman Kovári

SUPPORTI CEDEVOLI NELLO SCAVO DI GALLERIE



PROF. ING. KALMAN KOVÁRI,
POLITECNICO FEDERALE DI ZURIGO,
INSEGNAMENTO DI TUNNELLING

Lo studio dei rivestimenti cedevoli in roccia spingente e rigonfiante ha radici profonde nella storia della letteratura tecnica inerente lo scavo delle gallerie. I recenti sviluppi tecnologici ne hanno reso possibile l'industrializzazione e l'applicazione in larga scala.

L'esperienza acquisita negli anni ha evidenziato che il controllo della deformazione della roccia combinato all'impiego di rivestimenti di buona resistenza porta a considerevoli risparmi in termini economici. Infatti in tal modo risulta possibile evitare sia l'instabilità dell'ammasso che le dispendiose rimozioni delle parti di rivestimento danneggiate.



1. INTRODUZIONE

Sebbene il processo che si sviluppa intorno alla galleria nel caso di rocce spingenti differisca da quello che si manifesta nel caso di rocce rigonfianti, in entrambi i casi al crescere della deformazione della roccia diminuisce la pressione da questa esercitata sul

rivestimento (Kovári, 2009). Questo comportamento, comprovato sia dall'esperienza che da studi teorici, è noto sin dall'inizio del secolo passato: "per ogni frazione di millimetro di movimento dell'ammasso roccioso, la quantità di pressione agente sul rivestimento decresce" (Wiesmann, 1914).

A partire da questa osservazione, oggigiorno sono a diposizione della progettazione un gran numero di metodi per il controllo della pressione dell'ammasso anche in rocce fortemente spingenti o rigonfianti; infatti sia il rivestimento provvisorio che quello definitivo possono essere realizzati per esercitare una pressione stabilizzante sull'ammasso ed allo stesso tempo permetterne la deformazione.



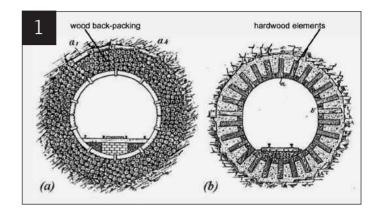
migliore soluzione da un punto di vista economico, ma risulta essere anche l'unica tecnicamente realizzabile.

E'infatti necessario tenere in conto che la realizzazione delle moderne infrastrutture per i trasporti (ad es. reti ferroviarie ad alta velocità), richiede oltre alla stabilizzazione dello scavo anche il difficile controllo della deformazione durante l'intera vita dell'opera, requisito cui è possibile ottemperare mediante una limitazione considerevole delle massime pressioni che si sviluppano sul rivestimento definitivo nel lungo termine, cui segue la limitazione della massima deformazione e/o cedimento del rivestimento.

Per quanto riguarda il rivestimento risulta chiaro che il cedimento differenziale assume maggiore rilevanza rispetto a quello assoluto, ed è ben noto che il comportamento della roccia, spingente o rigonfiante, non è uniforme lungo la galleria e che quindi lo sviluppo delle pressioni nel lungo periodo può essere estremamente variabile.

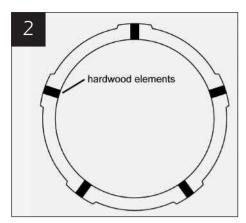
La necessità di impiegare rivestimenti cedevoli per il sostegno provvisorio e definitivo dello scavo in rocce spingenti e rigonfianti è stata riconosciuta da tempo, come riportato da Anagnostou e Cantieni (2007) che hanno mostrato due esempi storici di supporti cedevoli derivati dallo scavo in miniera in rocce spingenti che evidenziano due differenti approcci al problema (figura 1). Da una parte è stato inserito tra la roccia ed il rivestimento uno strato di materiale sufficientemente comprimibile, dall'altra si è reso il rivestimento stesso altamente deformabile (Heise & Herbst, 1913); in entrambi i casi per consentire la deformazione attesa della roccia è necessario operare un adeguato sovra scavo.

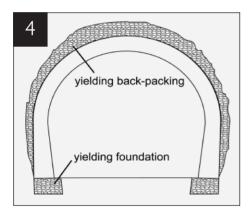
Con riferimento a figura 1 (a) il "materiale cedevole" è rappresentato da un riempimento in legno di adeguato spessore, mentre in figura 1 (b) travetti in legno inseriti nel rivestimento in calcestruzzo sono impiegati come "elementi cedevoli" per consentirne la convergenza. Successivamente, per entrambi gli approcci sono state sviluppate soluzioni molto più praticabili, ad esempio per un pozzo profondo in ammasso spingente Mohr (1957) propose di applicare tra il rivestimento e la roccia in sostituzione del legno della cenere combustibile d'alto forno (fuel ash) altamente compressibile.



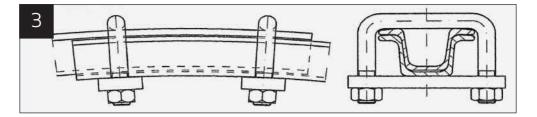
1. STUDI PER SUPPORTI CEDEVOLI

(A) INTERCAPEDINE IN LEGNO TRA LA ROCCIA ED IL SUPPORTO IN ACCIAIO, (B) ELEMENTI IN LEGNO INSERITI NEL RIVESTIMENTO IN CALCESTRUZZO (HEISE AND HERBST, 1913)





- **2.** ELEMENTI CEDEVOLI IN LEGNO INSERITI NEL RIVESTIMENTO DI CALCESTRUZZO PREFABBRICATO (LENK, 1931)
- **3.** CONNESSIONI SCORREVOLI AD ATTRITO TRA CENTINE IN ACCIAIO (FRÖHLICH, 1948)
- **4.** RIVESTIMENTO IN ROCCIA RIGONFIANTE: RIEMPIMENTO CEDEVOLE IN CALOTTA ED ALLA BASE DEI PIEDRITTI (SCHÄCHTERLE, 1926)



Nel medesimo contesto Mohr presentò la prima rappresentazione delle linee caratteristiche dell'ammasso assieme a quelle del rivestimento (Kovári, 2003). Negli anni 30 Lenk (1931) riferisce di un sistema brevettato che consiste nel posizionare un numero limitato di supporti in legno tra elementi prefabbricati in calcestruzzo, realizzando in questo modo giunti comprimibili che non trasmettono il momento flettente (figura 2). La deformabilità caratteristica del rivestimento così fatto venne determinata sperimentalmente.

Il primo tipo di supporto cedevole di ampia e continua applicazione, sia per lo scavo in miniera che in galleria, venne fornito dal cosiddetto metodo delle centine d'acciaio di Toussaint-Heintzmann che portò alla progettazione di nuovi profili in acciaio (profili ad U) con connettori ad attrito (figura 3), che permettono alla galleria di sopportare convergenze considerevoli pur applicando una resistenza pressoché costante.

Questo metodo ha segnato l'inizio della produzione industriale per i rivestimenti in roccia spingente, per mezzo dei quali si è potuta ridurre la pressione del terreno incrementando la convergenza (Fröhlich, 1948).

Dal momento che la resistenza ad attrito dei giunti è limitata se paragonata alla capacità di carico delle centine in acciaio, la resistenza opposta dal rivestimento alla convergenza risulta essere relativamente piccola.

Un primo tentativo di scavo di una galleria in un ammasso fortemente spingente mediante l'inserimento di una intercapedine cedevole tra il rivestimento e la roccia, è riportato da Schächterle (1926); come mostrato in figura 4 il rivestimento venne fondato su uno strato compressibile di roccia e detriti e fu posizionato all'estradosso uno spessore del medesimo materiale comprimibile. Ciò nonostante nel corso del tempo la calotta si abbassò di circa 1.3 m richiedendo la ricostruzione della galleria, che fu poi correttamente terminata con la realizzazione dell'arco rovescio.

2. SUPPORTO CEDEVOLE IN CALCESTRUZZO PROIETTATO (SPRITZ BETON)

Un rivestimento ordinario in calcestruzzo proiettato (spritz beton) presenta una grande resistenza ma anche una estremamente ridotta capacità deformativa. Infatti se sovraccaricato generalmente perde la propria capacità di carico per rottura fragile, anche qualora rinforzato mediante armatura come una rete elettrosaldata. Pertanto un rivestimento in calcestruzzo proiettato, impiegato senza particolari misure, non risulta idoneo nel caso di rocce spingenti o rigonfianti. Qualora però nel "rigido" rivestimento in calcestruzzo vengano inseriti elementi cedevoli, come riportato in figura 2, che ne consentano la contrazione offrendo allo stesso tempo resistenza alla deformazione della roccia, allora lo stesso diviene particolarmente performante nel controllare la pressione dell'ammasso.





Di recente nuovi tipi di elementi cedevoli sono stati proposti ed impiegati con successo. Un tipo consiste in elementi cilindrici in acciaio inseriti in aperture del rivestimento in spritz beton e caricati assialmente lungo la direzione maggiore (Moritz, 1999); dopo un determinato carico iniziale critico i cilindri cominciano a schiacciarsi in successione, consentendo quindi il raccorciamento del rivestimento ed allo stesso tempo lo svilupparsi della resistenza. La foto in figura 5 ne mostra l'applicazione. Progressi successivi in questo campo sono stati fatti con lo sviluppo di elementi altamente compressibili realizzati in cemento; tali elementi che vengono provvisti di armatura in acciaio sono composti da una miscela di cemento, sabbia, particelle di fibra di vetro, fibre d'acciaio ed additivi (Thut et al, 2006). In figura 6 ne è mostrata una applicazione lungo i 37 km del Tunnel di base di Lötschberg (Svizzera) scavato in carbone scistoso altamente deformabile e sotto una copertura elevata (Keller, 2005).

La compressibilità degli elementi in "calcestruzzo" così realizzati è pari a circa il 40-50%, in funzione della capacità a rottura ($4 \div 20 \, \text{MPa}$). In figura 7 si hanno i risultati dei test di laboratorio che evidenziano l'alta riproducibilità delle proprietà deformative; come si vede, dapprima si raggiunge la resistenza massima a rottura di circa $10 \, \text{MPa}$, quindi dopo una deformazione a tensione costante pari a circa $7.5 \, \text{MPa}$, sino al raggiungimento di un valore prossimo al 40%, si ha un

incrudimento del rivestimento con incremento della resistenza a rottura.

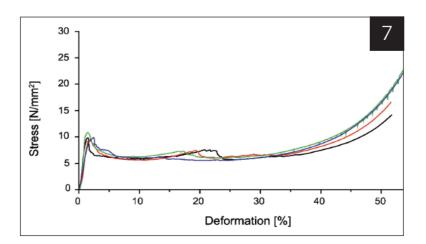
Complessivamente dunque questo tipo di elementi non evidenziano improvvise rotture fragili ed al raggiungimento della piena capacità deformativa aumentano la resistenza. In figura 8 sono riportate alcune curve sforzo – deformazione che illustrano le grandi possibilità di applicazione degli elementi deformabili in calcestruzzo. Sulla base di una adeguata selezione della composizione (del mix design), della sezione e dei rinforzi, è possibile produrre elementi per applicazioni specifiche. Partendo dalla resistenza iniziale del calcestruzzo e dalla stima o dalla misura della convergenza immediatamente dopo lo scavo, è quindi possibile predefinire la deformabilità e la resistenza degli elementi.

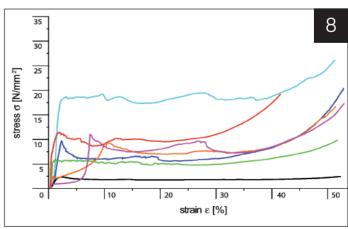
5. CILINDRI IN ACCIAIO INSERITI IN INTAGLI NEL RIVESTIMENTO IN SPRITZ BETON

6. ELEMENTI IN CALCESTRUZZO ALTAMENTE COMPRESSIBILE INSERITI IN INTAGLI NEL RIVESTIMENTO IN SPRITZ BETON

7. CURVE SFORZO-DEFORMAZIONE PER ELEMENTI IN CALCESTRUZZO CEDEVOLE (TYP SMLP)

8. CURVE DI DEFORMAZIONE DI VARI ELEMENTI PER APPLICAZIONI SPECIFICHE





KALMAN KOVÁRI



3. APPLICAZIONI IN ROCCE SPINGENTI

Nella realizzazione delle costruzioni in sotterraneo si è osservato frequentemente che lo scavo di una apertura conduce a deformazioni della roccia a breve o lungo termine, che portano alla progressiva contrazione dell'apertura (Kovári, 1998).

Quando il fenomeno si sviluppa completamente la roccia riempie l'apertura penetrando da tutti i lati compreso il pavimento.

In questi casi l'obiettivo principale è quello di limitare la deformazione della roccia mediante un supporto temporaneo, ma spesso tale scopo non viene raggiunto in quanto il supporto temporaneo non risulta sufficiente a contenere la deformazione della roccia e viene danneggiato o completamente distrutto.

Semplificando, senza appropriati accorgimenti la roccia "spinge" lentamente il rivestimento già rotto sino a che non si raggiunge una posizione di equilibrio o il collasso dello scavo. Una delle contromisure consiste nell'introdurre centine cedevoli (figura 9) assieme ad ancoraggi. Un altro nell'applicazione di un sostegno in spritz beton cedevole combinato con una leggera armatura in acciaio.

Nel seguito sono riportati degli esempi per entrambi i tipi di applicazioni.

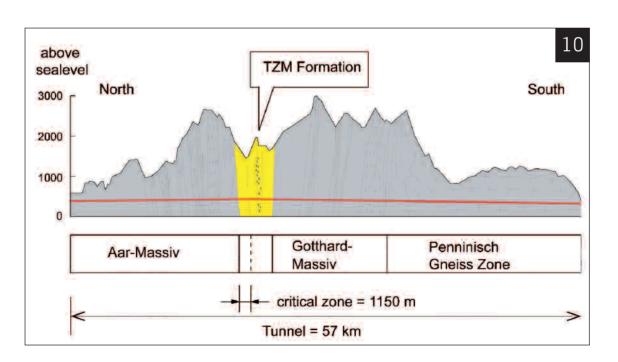
9. SUPPORTO CEDEVOLE IN ACCIAIO

(A) DETTAGLIO DEL GIUNTO DI CONNESSIONE (B) ESEMPIO DI APPLICAZIONE IN MINIERA

10. RAPPRESENTAZIONE
SCHEMATICA DELLA SEZIONE
GEOLOGICA LONGITUDINALE
CON INDICAZIONE
DELLA FORMAZIONE
SPINGENTE TZM

3.1 Galleria di base del San Gottardo con rivestimento in centine cedevoli

La parte centrale delle due canne di 57 km della galleria di base del San Gottardo, scavata al di sotto delle Alpi Svizzere, per una lunghezza di 1150 m ha attraversato la formazione chiamata TZM, che era prevista fortemente spingente (figura 10). Di fatto un numero di fori di esplorazione profonda di lunghezza sino a 1750 m, avevano evidenziato un ammasso di scisti e filladi di elevata deformabilità e ridotta resistenza.

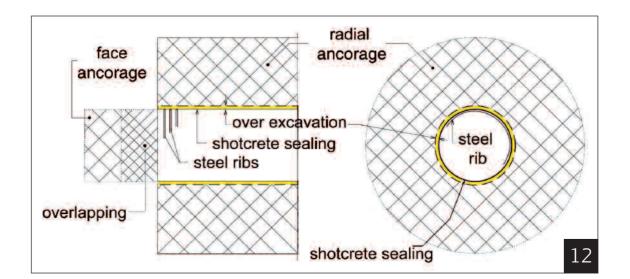


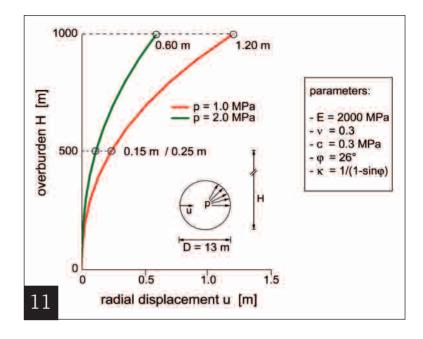
In questa tratta della galleria (diametro di scavo $\emptyset = 13$ m) la copertura è di circa 800 m. Dai test di laboratorio e dal calcolo statico risultò che la galleria poteva essere costruita unicamente permettendo una convergenza fino a 0,70 m (Kovári e Ehrbar, 2008).

Al fine di stabilizzare lo scavo, la resistenza del rivestimento è stata incrementata a 2 MPa. La figura 11 mostra, per i parametri rappresentativi dell'ammasso indicati nella figura, la correlazione tra la copertura H, la convergenza radiale u e la resistenza del rivestimento p. Si può vedere che per una copertura di 500 m la convergenza radiale ammonta a 0,25 m (p = 1,0 MPa) ed a 0,15 m (p = 2,0 MPa). Raddoppiando la copertura a 1000 m la convergenza radiale con p = 1,0 MPa aumenta di cinque volte. ovvero sino a 1.2 m.

Per una resistenza del rivestimento di 2 MPa la convergenza diminuisce a 0,6 m. Il sistema di scavo (figura 12)

prevede un profilo pressoché circolare (\emptyset = 13 m) scavato a sezione piena (Lunardi, 1998) con supporto sistematico del fronte mediante ancoraggi in acciaio cementati. Come supporto della sezione, l'attenzione è stata posta sulle centine cedevoli del modello più pesante (TH44/58) con una spaziatura di 0,33 ÷ 1,25 m. In aggiunta sono stati impiegati ancoraggi radiali interamente cementati di lunghezza fino a 300 m/Tm. Un sottile spessore di spritz beton è stato applicato subito dopo ogni sfondo con l'unica funzione di sigillare la superficie della roccia. Questo concetto di rivestimento provvisorio consente una convergenza radiale regolare sino a 0,70 m. Per acconsentire a tale convergenza è stato necessario procedere ad un sovra scavo. Dopo che la capacità di convergenza delle centine d'acciaio è completamente raggiunta si applica, al fine di incrementare la resistenza del rivestimento, uno strato di spritz beton di 0,40 m di spessore. Tale tratta altamente critica di 1,1 km della galleria di base del Gottardo è stata completata senza la necessità di riprofilare lo scavo.





- 11. ANDAMENTO DELLO
 SPOSTAMENTO RADIALE U
 CON L'ALTEZZA DELLA
 COPERTURA H PER DUE
 VALORI DELLA RESISTENZA P
 DEL RIVESTIMENTO
 (KOVÁRI AND EHRBAR, 2008)
- **12.** RAPPRESENTAZIONE SCHEMATICA DEL CONCETTO PER IL SUPPORTO DELLO SCAVO (KOVÁRI AND EHRBAR, 2008)

KALMAN KOVÁRI

13. CAMPO PROVA PER UN
SUPPORTO COMPOSTO DA DUE
ANELLI DI CENTINE IN ACCIAIO
DI GRANDE DIAMETRO
ESEGUITO IN UNA NICCHIA IN
ROCCIA COMPATTA

(A) LA COPPIA PRIMA DEL CARICO
(B) LA COPPIA DOPO ESSERE STATA
CARICATA PER MEZZO DI CUSCINI
GONFIABILI AD ACQUA E DOPO UNA
CONVERGENZA FINO A 0,7 M
(KOVÁRI ET AL, 2005)

14. INSTABILITÀ LOCALE DELLE CENTINE IN ACCIAIO (TH44)

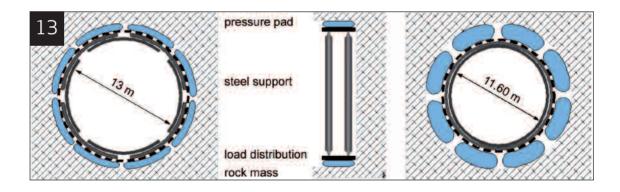
15. RISULTATI DELLE PROVE E DIAGRAMMI TEORICI PER L'ANELLO SINGOLO E PER QUELLO DOPPIO

Prova di carico

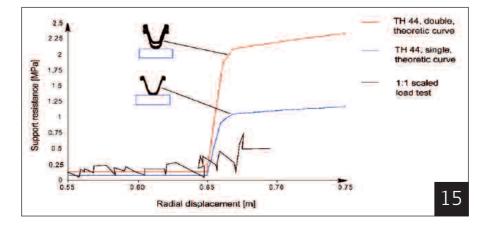
E' stato previsto di posizionare due anelli completi in centine TH 44/70 concentrici, collegati da 8 giunti ad attrito così da consentire una considerevole convergenza. Sulla base di considerazioni teoriche è stato possibile valutare la resistenza massima del rivestimento circolare (anello chiuso) in 2 MPa, ma di fatto risulta difficile prevederne il reale comportamento a fronte dei carichi elevati in combinazione con i grandi e non comuni spostamenti relativi delle centine. Al fine di effettuare una prova di carico è stata scavata una nicchia delle dimensioni adeguate in un ammasso di gneiss compatto.

Le centine in coppia sono state posizionate con una spaziatura di 0,5 m e stabilizzate longitudinalmente per prevenirne ogni movimento al di fuori del loro piano, quindi all'estradosso sopra a delle piastre sono stati posizionati degli elementi gonfiabili con acqua per la messa in pressione del rivestimento.

In figura 13 è rappresentato lo schema della prova mentre in figura 14 è riportata una foto delle centine caricate all'instabilità. I risultati più importanti della prova sono i seguenti: si ha un ridotto attrito allo scivolamento lungo i giunti, il che comporta una resistenza del rivestimento inferiore a circa 0,25 MPa (figura 15); ad uno spostamento radiale (convergenza) di circa 0,65 m è corrisposto un aumento della resistenza del rivestimento, che non ha però superato il 30% del valore teorico atteso. Infatti a causa dell'instabilità locale delle centine, la capacità di carico della coppia corrisponde solo al 50% di quella della singola centina; ad ogni modo le prove hanno confermato la capacità della coppia di centine e delle relative connessioni, di garantire una convergenza di circa 0,7 m.







3.2 Cunicolo di accesso di San Martin la Porte con elementi cedevoli in calcestruzzo

Questo cunicolo, provvede all'accesso per i lavori dei 53 km della galleria a due canne per il collegamento ferroviario ad alta velocità Torino - Lione (Mathieu, 2008).

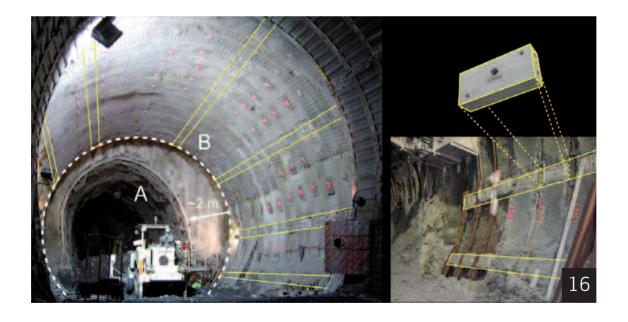
Convergenze eccezionalmente elevate sono state registrate con copertura da 250 a 350 m nella formazione carbonifera con scisti neri, arenaria e scisti argillosi intercalati con livelli di carbone.

Il profilo di scavo varia tra $77 \, \text{m}^2 \, \text{e} \, 125 \, \text{m}^2$ con una sezione interna da $54 \, \text{m}^2$ a $63 \, \text{m}^2$. Il sostegno temporaneo dello scavo consisteva inizialmente in una densa chiodatura radiale incluso l'arco rovescio, assieme a centine cedevoli in acciaio (TH44/58) ed a un rivestimento in spritz beton dello spessore di 200 mm interrotto da $4 \, \text{o} \, 5$ intagli longitudinali, in virtù dei quali il calcestruzzo non fornisce alcun supporto alla roccia.

La convergenza massima è stata registrata dopo 145 giorni alla distanza di 60 m dal fronte ed ha superato i 2 m; la velocità di convergenza al fronte varia dai 30-50 mm/giorno, con il 50% della deformazione totale scontata nei primi 20 m (Mathieu, 2008).

Al fine di meglio controllare la deformazione dell'ammasso, e pertanto di evitare la necessità di onerosi lavori riprofilatura anche in termine di tempo, è stato implementato un nuovo sistema di supporto che consiste in una sezione pressoché circolare con l'inserimento degli elementi in calcestruzzo cedevoli precedentemente descritti su 9 intagli longitudinali effettuati nello spritz beton.

La scelta di tale soluzione è stata basata sulla precedente esperienza effettuata nei 37 km del tunnel di base del Lötschberg (Keller, 2005).



Gli elementi cedevoli (altezza 400 mm, lunghezza 800 mm e spessore 200 mm) sono stati progettati per deformarsi se sottoposti a compressione sino a circa il 40% (Barla et al, 2008); tramite un estensivo programma di monitoraggio si è potuto verificare che tali elementi inseriti nel rivestimento sono capaci di accorciarsi se sottoposti ad un carico tangenziale pressoché costante di 8,5 MPa.

16. COLLEGAMENTO
FERROVIARIO AD ALTA
VELOCITÀ TORINO-LIONE,
CUNICOLO D'ACCESSO:
CONVERGENZA SINO A 2 M
(PROFILO A)
RIPROFILATURA E APPLICAZIONE
DEL RIVESTIMENTO IN
CALCESTRUZZO CEDEVOLE
(PROFILO B)

50

30 ANNI DI ROCKSOIL

17. GALLERIA STRADALE DI CHIENBERG IN ROCCE ALTAMENTE RIGONFIANTI: "SUPPORTO MODULARE CEDEVOLE"

Il sistema impiegato per il cunicolo di accesso di Saint Martin La Porte è risultato un successo. In gallerie attraverso roccia spingente, realizzate a sezione piena, le centine in acciaio con giunti cedevoli e l'impiego di elementi comprimibili nello spritz beton, rappresentano un sistema valido per il supporto dell'ammasso. Un grande vantaggio risiede nel fatto che la deformazione complessiva della sezione è inferiore a quella che si otterrebbe con le sole centine in acciaio cedevoli (Cantieni, Anagnostu, 2009).

4. APPLICAZIONE IN ROCCIA RIGONFIANTE

Le rocce che contengono materiali argillosi o anidrite quando vengono in contatto con l'acqua aumentano il loro volume, questo fenomeno è detto delle rocce rigonfianti.

Lo scavo di gallerie in rocce rigonfianti in genere causa due differenti tipi di danni: il primo tipo risulta nella rottura dell'arco rovescio a causa della pressione dalla roccia rigonfiante circostante, il secondo tipo accade in condizioni di copertura ridotta nelle quali si manifesta il sollevamento dell'intero rivestimento della galleria, che può rimanere anche solo parzialmente danneggiato. In questo secondo caso la calotta e l'arco rovescio registrano uno spostamento verso l'alto che conduce a limitazioni d'impiego o alla perdita della funzionalità (Kovári et al, 1998).

La galleria stradale di Chienberg in Svizzera, della lunghezza di 1,5 km, che penetra in una formazione di anidrite altamente rigonfiante (Gipskeuper) illustra bene il fenomeno.

Era stata progettata con una sezione circolare da eseguire a scavo parziale ed il rivestimento finale in calcestruzzo era dello spessore di 1,0 m, dimensionato per resistere ad elevata pressione. Per quanto concerne le condizioni dell'ammasso, la copertura della galleria era modesta e la roccia al di sopra della calotta molto tenera.

existing lining

new construction
initial lining
yielding foundation element
yielding anchor element

rock anchors

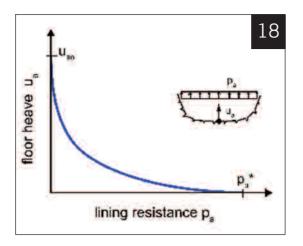
Detail: Yielding anchor element
yielding body

Quando si giunse quasi al completamento di due tratte, il rigonfiamento causò il sollevamento dell'intero profilo fino a 10 cm; i danni interessarono dapprima una tratta di 60 m, quindi ulteriori 370 m (Hofer et al, 2007).

Le due tratte del tunnel sono quindi state riprogettate sulla base del concetto di "rivestimento cedevole modulare" (Kovári and Chiaverio 2007) prevedendo l'impiego di elementi di fondazione cedevoli in calcestruzzo posizionati al di sotto dei piedritti (figura 17) e di altri ancora in calcestruzzo per la testa degli ancoraggi installati al di sotto dell'arco rovescio. Per realizzare quanto detto nelle due sezioni in cui si manifestò la convergenza, si dovette rimuovere l'arco rovescio della

galleria per fasi. Al fine di realizzare il nuovo arco rovescio del sistema modificato è stato effettuato uno scavo in trin-

KALMAN KOVÁRI



cea profondo 6 m al di sotto della pavimentazione esistente. La nuova soletta stradale è stata quindi realizzata 4 m al di sopra del nuovo arco rovescio, e connessa al rivestimento della galleria tramite giunti in grado di trasmettere il momento (in figura 17 la linea tratteggiata rappresenta il profilo originale).

Il concetto di "supporto cedevole modulare" si basa sulla diminuzione della pressione di rigonfiamento permettendo all'arco rovescio di sollevarsi.

La figura 18 mostra la relazione qualita-

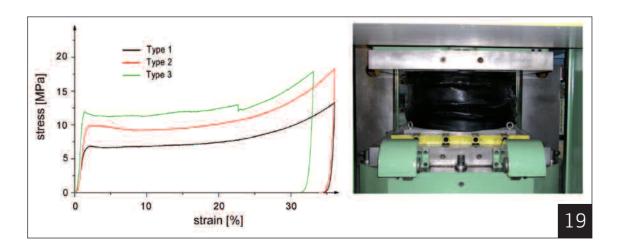
tiva in rocce rigonfianti tra il sollevamento dell'arco rovescio u_a e la resistenza del rivestimento p_a (Kovári et al, 1998). Permettere il sollevamento a lungo termine dell'arco rovescio u_a mediante l'impiego di elementi deformabili comporta la riduzione della tensione verticale p_a .

Le fondazioni degli elementi utilizzati nella galleria stradale di Chienberg, che hanno una altezza di 1000 mm ed il diametro di 900 mm, sono stati progettati per 3 differenti classi di carico associate alla copertura variabile lungo le due tratte di roccia altamente rigonfiante. Per ogni tipo è definito il livello di carico minimo e massimo. Quello minimo previene i cedimenti del tunnel, mentre quello massimo protegge il rivestimento dai sovraccarichi e dal sollevamento.

Nei limiti specificati si può sviluppare una deformazione nell'ambito del 30-40% dell'altezza originale degli elementi (in funzione del livello di sollecitazione selezionato).

La capacità di carico di ogni tipo di elemento può essere adattata variandone la composizione ed i rinforzi. Per configurare i parametri di progetto dei differenti tipi di elemento sono stati condotte molte prove mediante una apparecchiatura in grado di produrre un carico da 20 MN.

Gli ancoraggi cedevoli nella platea sono stati installati con lo scopo di ridurne la velocità di sollevamento. La testa dell'ancoraggio viene realizzata forando la piastra di an-



 $\begin{array}{l} \textbf{18.} \ \mathsf{LA} \ \mathsf{RELAZIONE} \\ \mathsf{QUALITATIVA} \ \mathsf{IN} \ \mathsf{ROCCE} \\ \mathsf{RIGONFIANTI} \ \mathsf{TRA} \ \mathsf{IL} \\ \mathsf{SOLLEVAMENTO} \ \mathsf{DELL'ARCO} \\ \mathsf{ROVESCIO} \ \mathsf{U_A} \ \mathsf{E} \ \mathsf{LA} \\ \mathsf{RESISTENZA} \ \mathsf{DEL} \\ \mathsf{RIVESTIMENTO} \ \mathsf{P_A} \\ \mathsf{(KOVÁRIETAL, 1998)} \end{array}$

19. TEST DI LABORATORIO
DEGLI ELEMENTI DI
FONDAZIONE CILINDRICI
(ALTEZZA: 1000 MM/DIAMETRO 900 MM)
(A) ELEMENTI CON DIFFERENTI
LIVELLI DI RESISTENZA
(B) UN ELEMENTO COMPRESSO
AL 30% (RIVESTITO IN GOMMA)

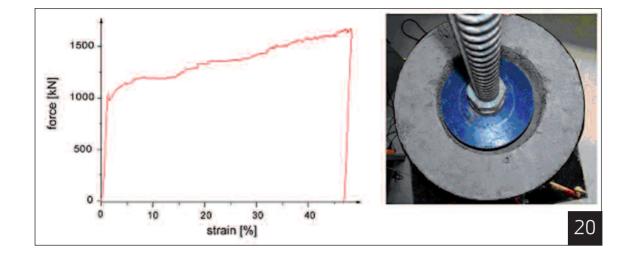
52 30 ANNI DI ROCKSOIL

20. TEST DI LABORATORIO SU ELEMENTI DI ANCORAGGIO CILINDRICI

(ALTEZZA: 600 MM / DIAMETRO
600 MM / DIAMETRO DELLA PIASTRA
DI CARICO 350 MM)

(A) DIAGRAMMI FORZADEFORMAZIONE DI UN ANCORAGGIO
(B) UN ELEMENTO COMPRESSO AL 40%

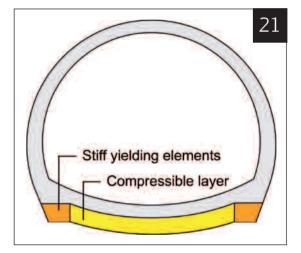
21. COMBINAZIONE
DI SUPPORTI CEDEVOLI
SUPERFICIALI E SINGOLI



coraggio, la quale ha un diametro inferiore a quello dell'elemento cedevole (in dettaglio in figura 17); il sistema funziona perfettamente anche in caso di carico eccentrico.

In figura 20 è riportato il risultato di una prova effettuata per tali elementi.

Gli elementi altamente deformabili della galleria stradale di Chienberg sono stati progettati per un processo deformativo della durata di circa 25 anni. Il vantaggio del "supporto cedevole modulare" è che consente di osservare e sostituire gli elementi in ogni momento senza influenzare



il traffico nella galleria. Gli elementi possono essere sostituiti singolarmente dopo che hanno raggiunto la loro capacità di deformazione massima.

Una ulteriore applicazione del sistema di supporto cedevole modulare consiste nella combinazione di elementi cedevoli superficiali (al di sotto dell'arco rovescio) e di un singolo (modulare) supporto compressibile al di sotto dei piedritti (figura 21).

5. CONCLUSIONI

Per quanto i processi fisici e chimici che prendono atto nell'ammasso circostante la galleria in rocce spingenti e rigonfianti siano differenti, vi è un fondamentale aspetto comune, ovvero che con l'incrementarsi della deformazione della roccia la pressione decresce. Tale comportamento è dimostrato sia dall'esperienza che dalle analisi teoriche.

Basandosi su questa osservazione oggigiorno sono a disposizione del progettista un buon numero di metodi per il controllo della pressione della roccia anche in ammassi fortemente rigonfianti o spingenti.

La necessità di realizzare gallerie lunghe e profonde, come nel caso delle Alpi Austriache, Francesi, Italiane e Svizzere, ha reso tale problematica estremamente rilevante.

Lo scavo nell'ammasso altamente spingente al di sotto di coperture elevate per i 34 km della galleria di base dello Lötschberg e per i 56 km della galleria di Base del Gottardo, è stato portato di recente a termine con successo solo mediante l'introduzione dei nuovi metodi di progetto e costruzione.

Il vincolo chiave nella progettazione del sostegno provvisorio della roccia è stato il controllo della convergenza radiale sino a 0,7 m. Le centine in acciaio sono state provviste di giunti di scorrimento ad attrito e nello spritz beton sono stati inseriti elementi cedevoli. In



22. GALLERIA STRADALE DI CHIENBERG: "SUPPORTI CEDEVOLI MODULARI"

questo modo il rivestimento è stato capace di provvedere ad un considerevole supporto dell'ammasso (anche detto resistenza del rivestimento) ed allo stesso tempo ha permesso lo svilupparsi della convergenza con la conseguente riduzione della pressione della roccia sul rivestimento finale.

Nel caso di rocce rigonfianti, contenenti argilla e/o anidrite, il problema risiede nella loro capacità di incrementare di volume mediante l'assorbimento di acqua, e pertanto di portare al sollevamento della base della galleria. La soluzione al problema è fornita ancora una volta dalla progettazione di un sistema di rivestimento che consenta un predefinito valore del sollevamento senza che i requisiti operazionali dell'opera ne risentano. Una soluzione soddisfacente consiste nell'inserimento di elementi altamente compressibili e di resistenza opportuna tra l'arco rovescio e l'ammasso roccioso.

BIBLIOGRAFIA

ANAGNOSTOU, G. AND CANTIENI L. (2007) "Design and analysis of yielding support in squeezing ground" Pro-ceedings of 11^{th} ISRM congress, The second Half-Century of rock Mechanics, July 9-13, 2007, Lisbon, Portugal, pp. XX

AMSTAD, CH. AND KOVÁRI, K. (2001) "Untertagbau in quellfähigem Fels", Bundesamt für Strassen (ASTRA), Schweiz, Forschungsbericht 52/94. pp.46

BARLA, G., RETTIGHIERI, M., FOURNIER, L., FAVA, A., TRICLOT, J. (2008) Saint Martin Squeeze, Tunnels & Tunnelling, Focus on Europe (May), pp. 15-19

CANTIENI, L. AND ANAGNOSTOU, G. (2009) "The interaction between yielding supports and squeezing ground" Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 24, No. 3. (May 2009), pp. 309-322

FRÖHLICH, K. (1948) "Die Verbindung stählerner Streckenbögen Glückauf" pp. 543-555

KELLER, M. (2005) "Die Beherrschung der Hohlraumverformungen in der Karbonzone (Lötschberg Basistunnel)", Swiss Tunnel Congress Luzern, Dokumentation D 0229, Vol. 4, Swiss Tunnelling Society

KOVÁRI, K., (1998) "Tunnelling in Squeezing Rock", Tunnel 5/98, pp. 12-31

KOYÁRI, K., AMSTAD, CH., ANAGNOSTOU, G. (1988) "Design/construction methods - Tunnelling in swelling rocks": Key Questions in Rock Mechanics, Proc. of the 29th U.S. Symposium, Minneapolis, Cundall et al. Balkema, Rotterdam, pp. 17-32

KOVÁRI, K. (2003) "History of the sprayed concrete lining methodpart I", Tunnelling and Underground Space Technology 18, Elsevier Science Ltd. Pp. 57-69

KOVÁRI, K., EHRBAR, H., THEILER, A. (2005) "Druckhafte Strecken im TZM Nord: Projekt und bisherige Erfahrungen, Proceedings of Geologie und Geotechnik der Basistunnel am Gotthard und am Lötschberg, vdf Verlag ETHZ, pp. 239-252

KOVÁRI, K., CHIAVERIO, F. (2007) "Modulares Knautschsystem für Tunnel in stark quellfähigem Gebirge", STUVA TAGUNG'07, Forschung + Praxis 42, bau verlag, Gütersloh, pp. 195-200

KOYÁRI, K. AND EHRBAR, H. (2008) "Gotthard Basistunnel, Teilabschnitt Sedrun - Die druckhaften Strecken im TZM Nord: Projektierung und Realisierung, Swiss Tunnel Congress Luzern, Dokumentation D 0229, Vol. 7 Swiss Tunnelling Society

KOVÁRI, K. (2009) "Design methods with yielding support in squeezing and swelling rocks" World Tunnel Congress, May 23–28, Budapest, Hungary, Proceedings 0-12-04

LENK, K. (1931) "Der Ausgleich des Gebirgsdruckes in grossen Teufen beim Berg-und Tunnelbau", Verlag Julius Springer, Berlin, pp. 21

LUNARDI, P. (1998) "Storia del collegamento ferroviario tra Bologna e Firenze" Gallerie e grandi opere sotterranee, No. 54, pp. 16-39

MATHIEU, E. (2008) "At the mercy of the mountain", Tunnels & Tunnelling, Focus on Europe (October), pp. 21-24

MOHR, F. (1957) "Kraft und Verformung in der Gebirgsmechanik untertage", Tagungsberichte, Deutsche Baugrundtagung Köln, W. Ernst Verlag, pp. 52-65

MORITZ, B. (1999) "Energy absorbing elements for tunnels in squeezing rock-design and experience", Anwenderbeiträge des 9. Österreichischen Abaqus Anwendertreffen, Graz, pp. 1-10

SCHAECHTERLE, K. (1926) "Tunnelbau in quellendem Gebirge", Die Bautechnik, Heft 30, pp. 28-65

THUT, A., STEINER, P., STOLZ, M. (2006) "Tunnelling in Squeezing Rock – Yielding Elements and Face Control", 8th International Con. on Tunnel Constructions and Underground Structures, Ljubljana, Slovenia, pp. 150-157

WIESMANN, E. (1914) "Über die Stabilität von Tunnelmauerwerk unter Berücksichtigung der Erfahrungen beim Bau des Hauenstein-Basistunnels. Schweiz. Bauzeitung 64, pp. 23-47



Fulvio Tonon

UN EXCURSUS STORICO SULLO SCAVO A SEZIONE PARZIALIZZATA, IL NUOVO METODO AUSTRIACO E L'ANALISI DELLE DEFORMAZIONI CONTROLLATE



Rabcewicz sosteneva che "le gallerie dovrebbero essere scavate a piena sezione ogniqualvota ciò sia possibile". L'ADECO (Analisi delle Deformazioni COntrollate) consente di portare a compimento il sogno di Rabcewicz in qualsiasi situazione tenso-deformazionale. Tuttavia, al fine di realizzare tale sogno e il suo conseguente controllo di tempi e costi di costruzione, il Nuovo Metodo Austriaco deve essere abbandonato per fare posto all'ADECO. La memoria traccia la storia dello scavo a sezione parzializzata con l'obiettivo di fare luce sul suo uso inevitabile in terreni sciolti o roccie tenere e di evidenziare i progressi raggiunti in Europa dopo e in alternativa al Nuovo Metodo Austriaco. La memoria presenta poi i concetti base dell'ADECO per la progettazione e costruzione delle gallerie assieme ai vantaggi rispetto ai metodi precedenti. La memoria termina con delle indicazioni sugli aspetti dell'ADECO che meritano approfondimenti e pone a confronto lo stato dell'arte nel settore delle gallerie negli Stati Uniti con la situazione italiana.

PROF. ING. FULVIO TONON,
UNIVERSITÀ DEL TEXAS (U.S.A.),
DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE



FULVIO TONON

INTRODUZIONE

Diverse generazioni di consulenti che promuovono il Nuovo Metodo Austriaco (NATM) ci hanno fatto credere che il NATM usi necessariamente lo scavo a sezione parzializzata. Ma era davvero questa l'intenzione originale di Rabcewicz? D'altro canto, in molti Paesi, come ad esempio gli Stati Uniti, l'espressione "Sequential Excavation Method" viene adottata per indicare lo scavo di gallerie in terreni sciolti o roccie tenere (soft ground tunneling) senza l'uso della fresa a piena sezione (Romero, 2002). Finora sono stati proposti molti punti di vista e molte definizioni del NATM (Kovari, 1994) come riassunto da Karaku and Fowell (2004). Brown (1990) e Romero (2002) suggeriscono di differenziare la *filosofia* del NATM:

- La resistenza del terreno attorno alla galleria viene intenzionalmente mobilitata quanto più possibile;
- La mobilitazione della resistenza del terreno è raggiunta attraverso il controllo delle deformazioni;
- ▶ Il prerivestimento deve avere proprietà carico-spostamento appropriate al terreno e la sua installazione deve dipendere dall'evoluzione degli spostamenti;
- ▶ Il sistema di monitoraggio consente di misurare le deformazioni del pre-rivestimento e forma la base per la scelta del prerivestimento stesso e della sequenza di scavo;

dal metodo costruttivo del NATM:

- La galleria viene scavata a sezione parzializzata, ogni cunicolo viene dotato di prerivestimento e la sequenza di scavo può essere cambiata in corso d'opera;
- Il prerivestimento consiste in betoncino proiettato rinforzato, centine reticolari, e alcune volte rinforzo del terreno (es. chiodature o infilaggi);
- ▶ Il rivestimento finale è di solito (ma non sempre) un anello di calcestruzzo gettato in opera.

Il presente articolo traccia la storia dello scavo a sezione parzializzata, del NATM (come inizialmente proposto da Rabcewicz) e dell'ADECO (Analisi delle DEformazioni COntrollate) con l'obiettivo di fare luce sul suo uso inevitabile in terreni sciolti o roccie tenere e di evidenziare i progressi raggiunti in Europa dopo e in alternativa al Nuovo Metodo Austriaco. La memoria termina con delle indicazioni sugli aspetti dell'ADECO che meritano approfondimenti e confronta lo stato dell'arte nel campo delle gallerie negli Stati Uniti con la situazione italiana.

SCAVO A SEZIONE PARZIALIZZATA: UN APPROCCIO DI 200 ANNI FA

Nel suo libro intitolato "The History of Tunneling", G.E. Sandström descrive i metodi per lo scavo delle gallerie durante gli anni d'oro dei canali e delle ferrovie della prima metà dell'Ottocento, ossia 200 anni fa! Poiché il libro fu pubblicato nel 1963 e gli articoli di Rabcewicz sul NATM furono pubblicati nel tardo 1964 e inizi del 1965, non c'è dubbio che i metodi descritti da Sandström precedono il NATM. Ma ascoltiamo ciò che scrive Sandström (pagina 113 e seguenti): "Una galleria per uso minerario dei tempi andati eccedeva solo raramente i 3x3 m, mentre una galleria ferroviaria a binario unico (doppio, rispettivamente) richiedeva una sezione di 4,5 x 6,6 m (9 x 6,6 m). Era consuetudine avanzare con un piccolo cunicolo pilota, con infilaggi se in terreno scadente, e successivamente allargarlo a piena sezione in qualche altra maniera. Il metodo con cui si allarga un cunicolo pilota, in sé sicuro e comple-

56 30 ANNI DI ROCKSOIL

1. SISTEMA BELGA USATO NELL'OTTOCENTO TRATTO DA SANDSTRÖM (1963)

2. SISTEMA INGLESE USATO NELL'OTTOCENTO TRATTO DA SANDSTRÖM (1963)

3. SISTEMA ITALIANO (CRISTINA) USATO NELL'OTTOCENTO TRATTO DA SANDSTRÖM (1963)

4. SISTEMA TEDESCO USATO NELL'OTTOCENTO TRATTO DA SANDSTRÖM (1963)

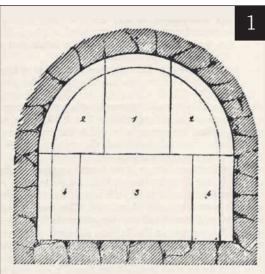


Fig 48. An early sketch indicating the sequence of excavation according to the Belgian System.

3

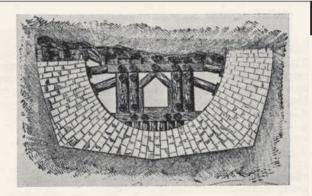


Fig 59. The fully developed Cristina System of tunnelling. The excavated section was filled with ashlar, beginning with the invert, as soon as the clay was removed.

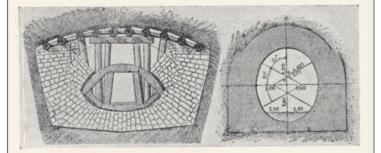


Fig 6o. By filling in the excavated space with stone, leaving only a small pilot tunnel open in the centre, the Italian tunnellers finally succeeded in stabilizing the ground (left). The finished Cristina Tunnel is merely a small opening enclosed by a tremendous stone structure. But even this structure did not prove wholly stable and it became necessary to trim the sides to enable a train to squeeze through the tunnel.

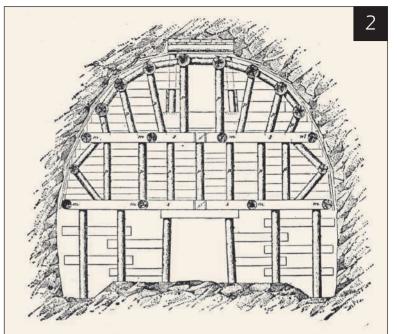


Fig 33. The first Swiss tunnel was the 8,198-ft.-long Hauenstein Tunnel on the central railway between Bâle and Olten. This 25·6×19·7 ft. tunnel was built 1853–8 by the famous British railway contractor Thomas Brassey.

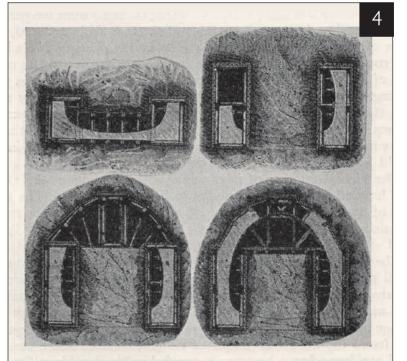


Fig 31. The Köningsdorf Tunnel on the Dresden-Leipzig line was driven in 1837. In this tunnel the foundation for the lining was placed first, after which the masonry lining was put in. With the lining in place the central core was removed.

tamente stabile, è uno dei problemi centrali nello scavo delle gallerie ed è stato oggetto di interminabili discussioni attraverso tutto il secolo scorso [ossia l'Ottocento, n.d.r.]. In effetti è ancora un punto che deve essere discusso come passo preliminare di qualsiasi schema di attacco perché, se non viene correttamente risolto all'inizio, gli uomini perdono la vita in galleria e l'impresa perde il suo patrimonio. Durante il secolo scorso [ossia l'Ottocento, n.d.r.], sono stati sviluppati diversi sistemi di attacco che presero il nome dal loro Paese di origine. Ecco che c'erano il sistema inglese, belga, austriaco, tedesco (in effetti francese) e italiano, anche detto Cristina. Anche gli americani avevano il loro proprio sistema." e a pagina 130: "l'aspetto interessante di queste prime gallerie americane è che la maggior parte di esse fu scavata a piena sezione, sebbene in terreno scadente la calotta venisse scavata prima a piena larghezza e stabilizzata con travi di legno"

Alcuni di questi metodi sono illustrati nelle figure da 1 a 4 e si rimanda il lettore al libro di Sandström per ulteriori dettagli.

In conclusione:

- ▶ Il "metodo a sezione parzializzata" ha 200 anni ed era molto ben conosciuto quando il NATM fu coniato nel 1964.
- Il "metodo a sezione parzializzata" fu concepito 200 anni fa da minatori che dovettero adattare le loro tecniche di scavo minerario alle necessità di opere di ingegneria civile.
- In fisica si definisce la potenza come il quoziente lavoro/tempo, ossia (abilità di compiere lavoro)/tempo.
- ▶ Quando il "metodo a sezione parzializzata" fu introdotto, le gallerie venivano scavate senza elettricità e senza l'uso dell'aria compressa, ossia la potenza disponibile era molto limitata e per la maggior parte fornita da esseri umani oppure da animali.
- Allargare il cunicolo pilota è un problema centrale nello scavo delle gallerie; se non viene correttamente risolto all'inizio, gli uomini perdono la vita in galleria e l'impresa perde il suo patrimonio
- Le gallerie americane vennero inizialmete scavate a piena sezione.

... E RABCEWICZ DISSE "LE GALLERIE DOVREBBERO ESSERE SCAVATE A PIENA SEZIONE OGNIQUALVOLTA CIÒ SIA POSSIBILE"

Nel sommario del primo articolo del 1964 sul NATM, Rabcewicz definisce il NATM come "un nuovo metodo che consiste in un rivestimento sottile di betoncino proiettato chiuso al più presto da un arco rovescio a completare un anello – detto "arco ausiliario" - la cui deformazione va misurata in funzione del tempo fino all'ottenimento dell'equilibrio".

Nello stesso articolo, a pagina 454 Rabcewicz afferma che: "Uno dei vantaggi più importanti delle centine in acciaio consiste nel fatto che esse consentono di scavare le gallerie a piena sezione fino a diametri molto ampi. Ne risulta un'ampia area di lavoro libera che permette l'uso di potenti mezzi per le perforazioni e lo smarino che aumentano le velocità di avanzamento e riducono i costi di costruzione. Al giorno d'oggi, la divisione della sezione in cunicoli che vengono successivamente allargati si usa solamente in condizioni geologiche molto difficili".

A pagina 457, Rabcewicz continua su questo argomento: "I metodi costruttivi correnti presentano ancora dei problemi, poiché l'arco rovescio viene ancora costruito per ultimo

5. BULLONAMENTO
E PRERIVESTIMENTO
MINIMO PREVISTO
NELL'APPROCCIO FLESSIBILE
DELLA GALLERIA BOLU
PROGETTO ORIGINARIO
DI GEOCONSULT (1996)
TRATTO DA DALGIÇ (2002)

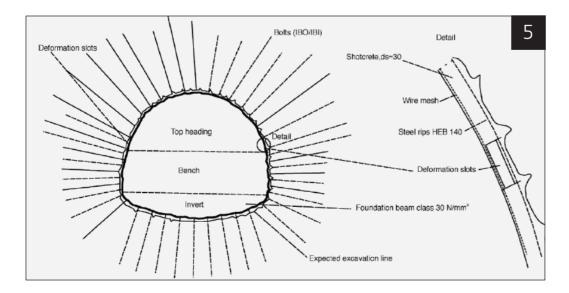
6. GALLERIA BOLU,
SOLLEVAMENTO DELL'ARCO
ROVESCIO PROVVISORIO
IN CALOTTA NELLA CANNA
DESTRA AL KM 54 + 135
COSTRUITA SECONDO IL PROGETTO
ORIGINARIO DI GEOCONSULT (1996)
DI FIGURA 5
TRATTO DA DALGIC (2002)

lasciando che la calotta e le reni si deformino come vogliono. Nel frattempo, l'esperienza ci ha insegnato che, sotto tutti i punti di vista, è molto più vantaggioso, e molto spesso irrinunciabile, chiudere il prerivestimento per ottenere il più presto possibile un anello chiuso ad una ridotta distanza dal fronte. Al fine di ottemperare a questo mandato, le gallerie dovrebbero essere scavate a piena sezione ovunque sia possibile, sebbene questo non sia sempre realizzabile, specialmente in terreni scadenti, dove diventa necessario ricorrere a calotta e strozzo. Nei casi più difficili può addirittura essere necessario scavare prima un cunicolo pilota per poi allargarlo a piena sezione. Sebbene un arco ausiliario eseguito in calotta (arco di calotta belga) impedisca efficacemente il rilasciamento del terreno, tale arco rimane sempre uno stadio di costruzione intermedio che è ancora soggetto a deformazioni laterali. Tale instabilità deve venire rimossa quanto prima scavando lo strozzo e chiudendo il rivestimento con un arco rovescio."

In conclusione:

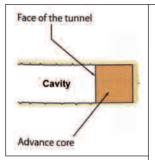
- ▶ Di per sé il NATM non ha nulla a che fare con lo scavo a sezione parzializzata;
- ▶ Rabcewicz si rese conto che le gallerie dovrebbero essere scavate a piena sezione;
- ▶ Rabcewicz si rese conto che l'avanzamento a piena sezione permette l'uso di mezzi d'opera potenti, ossia permette di disporre di molta potenza al fronte, e questo si traduce in avanzamenti veloci e costi ridotti;
- Rabcewicz non si è mai preoccupato del e non ha mai menzionato il terreno davanti al fronte oppure i consolidamenti davanti al fronte;
- Rabcewicz voleva ma non riusciva ad avanzare a piena sezione in condizioni tensodeformative difficili. Nel 1964, tale difficoltà era causata dalle limitazioni tecniche di allora e dal fatto che non era stata capita l'importanza del terreno davanti al fronte.

Alcune memorie in questo volume propongono esempi in cui sono state usate con successo soluzioni flessibili. Tuttavia, il caso molto ben documentato della galleria Bolu in Turchia (Brox and Hagedorn 1999, Dalgiç 2002) dovrebbe servire da esempio in cui ignorare il terreno davanti al fronte secondo il NATM ha portato all'uso dello scavo a sezione parzializzata.





In effetti, la riapertura dello scavo per realizzare lo strozzo portò a spostamenti di gran lunga superiori alle tolleranze di progetto. In base al NATM, si adottarono prerivestimenti flessibili, sovrascavi, tasche longitudinali nel prerivestimento di betoncino proiettato per accomodare grandi spostamenti e ancoraggi scorrevoli (figura 5); tale strategia, tuttavia, obbligò l'impresa ad allargare la sezione di scavo da 140 m² a 220 m² e a riscavare la galleria sei volte con conseguenze drammatiche in termini



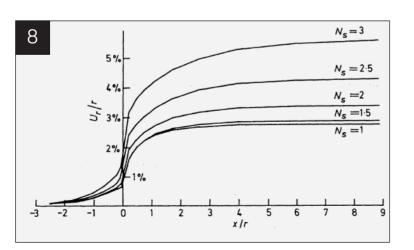
di costi e tempi di costruzione. Il concetto secondo cui gli spostamenti vanno monitorati per posticipare l'installazione del rivestimento finale a quando le convergenze si siano stabilizzate (oppure raggiungano un valore trascurabile, per esempio 2 mm/mese) portarono a deformazioni significative (figura 6), tempi di costruzione imprevedibili e, quando un sisma si verificò nella zona, al collasso di 400 m di galleria già scavata e stabilizzata col prerivestimento.

Come affermato nella relazione consegnata alle assicurazioni (Brox and Hagedorn 1999), il concetto di accettare significative convergenze (50 cm o più) nel tentativo di ridurre il "carico di roccia" rappresenta un approccio altamente rischioso perché la zona di ammasso disturbato dai grandi spostamenti ha un comportamento tenso-deformazionale imprevedibile e la zona plastica attorno alla galleria potrebbe raggiungere la superficie (60-80 m in questo caso specifico). Ci si chiede se e fino a quando le compagnie assicuratrici vorranno ancora emettere polizze assicurative per gallerie progettate secondo questo approccio altamente rischioso.

ADECO - RS Inside the tunnel and ahead of the face Advance core Preconvergence Extrusion • Face extrusion • Preconvergence of the cavity • Convergence of the cavity

QUANTIFICAZIONE DELLA PRECONVERGENZA

Nel seguito verrà usata la terminologia illustrata in figura 7 in cui per "cavo" si intende lo scavo già aperto e per "nucleo d'avanzamento" si intende il terreno davanti al fronte racchiuso all'interno del profilo di scavo futuro. Con riferimento a gallerie senza prerivestimento e scavate in materiale linearmente elastico o elasto-plastico (nessuna dipendenza dal tempo), nel 1982 Panet e Guenot (1982, figura 8) quantificarono lo spostamento radiale del



terreno che si verifica davanti al fronte (preconvergenza): circa il 30% della convergenza finale si verifica già davanti al fronte. Altri studiosi hanno quantificato la preconvergenza e la convergenza anche tenendo conto del prerivestimento (per esempio Corbetta et al. (1991); Bernaud e Rousset (1992), (1996); Nguyen-Minh (1994); Nguyen-Minh et al. (1995); Nguyen-Minh and Guo (1993.a; 1993.b; 1996) and Guo (1995). In particolare questi studi evidenziano che un rivestimento rigido può ridurre significativamete la convergenza e quindi la preconvergenza.

7. TERMINOLOGIA TRATTO DA LUNARDI (2008)

8. PRECONVERGENZA E CONVERGENZA IN FUNZIONE DELLA DISTANZA DAL FRONTE IN ARGILLE IN CONDIZIONI NON DRENATE $N_s = P_o/S_{o}$; $P_o = \text{TENSIONE LITOSTATICA}$ INIZIALE, $S_o = \text{COESIONE NON-DRENATA}$ TRATTO DA PANET AND GUENOT (1982)

9. MISURA DELL'ESTRUSIONE CON ESTRUSOMETRO E RELAZIONE TRA ESTRUSIONE E PRECONVERGENZA TRATTO DA LUNARDI (2008)

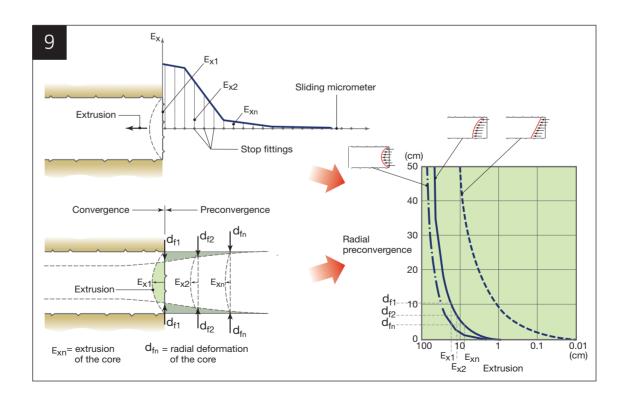
CONTRIBUTI ITALIANI AGLI INTERVENTI DAVANTI AL FRONTE

Un ombrello di micropali consiste in micropali sub-orizzontali realizzati con tubi in acciaio iniettati ad alta pressione per consolidare il terreno intorno al futuro profilo di scavo. Purtroppo in molti Paesi l'ombrello di micropali viene inteso come parte del NATM, ma questo non corrisponde alla verità storica. In effetti, nel 1975, micropali inclinati in varie direzioni furono usati per procedere attraverso una zona di galleria precedentemente collassata (Carrieri et al. 2002); il primo ombrello progettato espressamente come parte del metodo di attacco risale al 1976 e fu realizzato nella galleria S. Bernardino lungo la linea ferroviaria Genova-Ventimiglia (Piepoli, 1976). Nel 1982 in Italia si contavano già 15 gallerie scavate tramite l'uso di ombrelli di micropali (Barisone et al., 1982). Negli anni '80, altri fondamentali passi in avanti furono realizzati in Italia nel campo delle tecnologie per gli interventi davanti al fronte; tali passi furono la consequenza di alcune osservazioni fondamentali sul comportamento delle gallerie e di una maggiore conoscenza sul comportamento delle gallerie. Vediamo ora quali esse siano.

OSSERVAZIONI FONDAMENTALI DI LUNARDI SUL COMPORTAMENTO DELLE GALLERIE

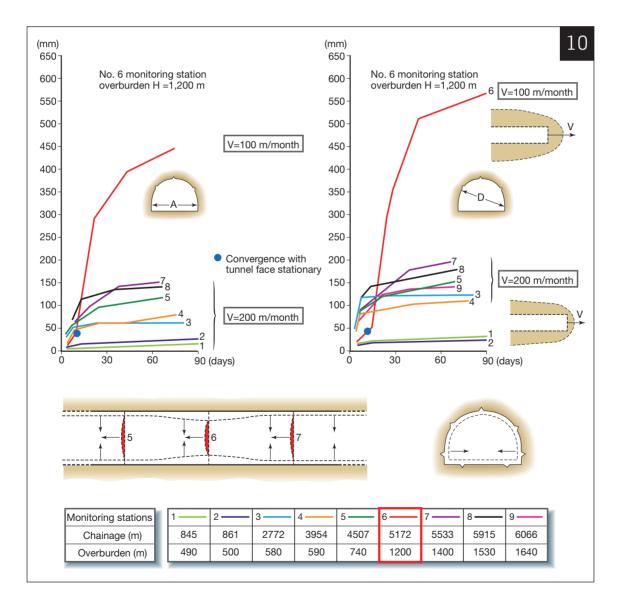
Come Rabcewicz concepì il NATM negli anni 1960 osservando il comportamento delle gallerie durante la loro costruzione, negli anni 1970-80 Lunardi osservò i seguenti punti chiave:

- **1.** La convergenza (spostamento radiale del cavo, figura 7) è solamente l'ultima manifestazione della deformazione del terreno. La convergenza è sempre preceduta da ed è l'effetto della deformazione del nucleo, la quale si manifesta in preconvergenza ed estrusione.
- 2. L'estrusione può essere misurata in sito ed è legata in maniera biunivoca alla preconvergenza (figura 9).



- **3.** In terreni spingenti, la deformazione (convergenza) del cavo cresce al decrescere della velocità di avanzamento. Questo fenomeno è illustrato nella figura 10 che presenta la convergenza misurata nei calcescisti della galleria del Frejus. Quando la galleria avanzava 100 m al mese (Sezione 6), il nucleo si deformò sensibilmente e la convergenza del cavo fu tre volte superiore alla convergenza misurata quando la galleria avanzava 200 m al mese.
- 4. Il collasso della cavità è sempre preceduto dal collasso del nucleo-fronte (figura 11).
- **5.** Quando si procede con calotta e strozzo, il fronte si estende dalla sommità della calotta al punto più basso dell'arco rovescio (figura 12).
- **6.** L'arrivo del fronte riduce la pressione di confinamento nel nucleo e aumenta la tensione principale maggiore e questo dà luogo a tre comportamenti del nucleo-fronte: A = stabile; B = stabile nel breve termine; C = instabile (figura 13).

Il fatto che il collasso della cavità sia sempre preceduto dal collasso del nucleo-fronte non è del tutto nuovo.



10. MISURE DI CONVERGENZA NELLA GALLERIA AUTOSTRADALE DEL FREJUS NEGLI ANNI 1970 TRATTO DA LUNARDI (2008)

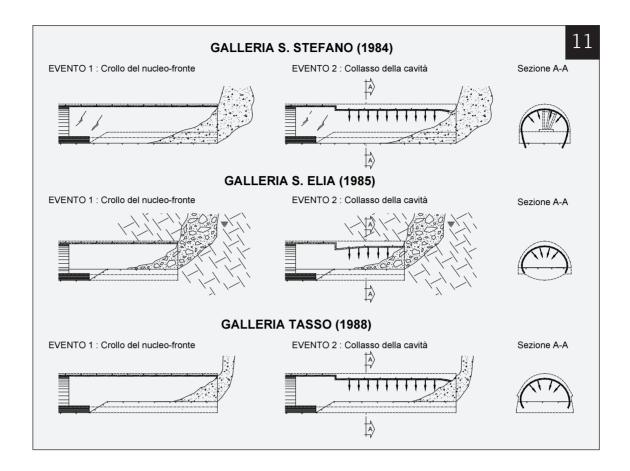
62 30 ANNI DI ROCKSOIL

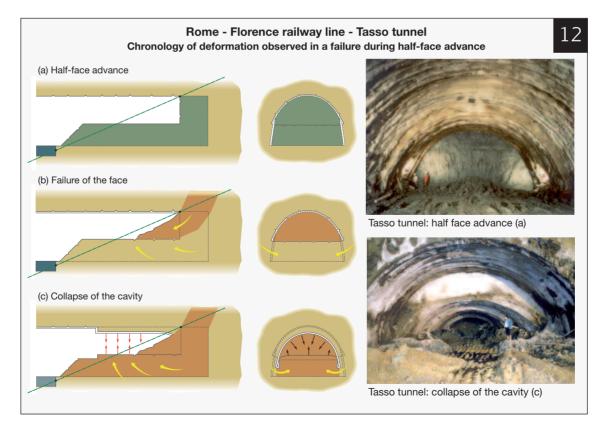
11. OSSERVAZIONI DI CROLLI DI GALLERIE

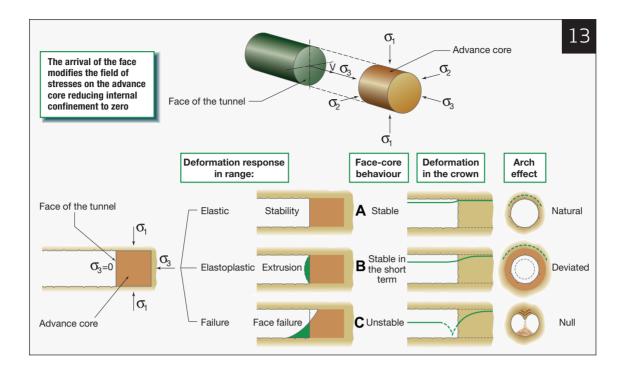
TRATTO DA LUNARDI (2008)

TRATTO DA LUNARDI (2008)

12. CROLLO DELLA GALLERIA TASSO SCAVATA CON CALOTTA E RIBASSO, 1988 SINOTI LA CONVERGENZA DI 2 M IN CALOTTA





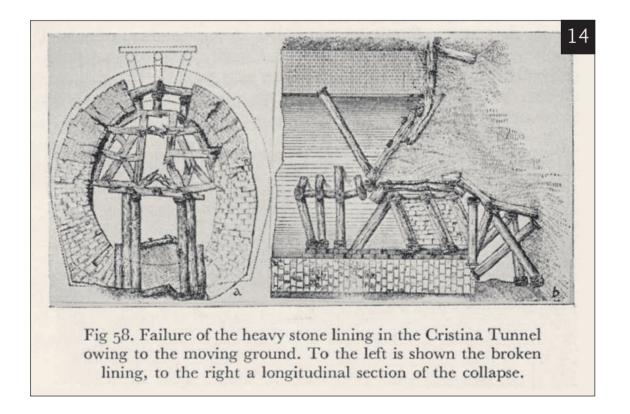


13. CATEGORIE DI
COMPORTAMENTO DELLE
GALLERIE SULLA BASE
DEL COMPORTAMENTO
DEL NUCLEO-FRONTE
TRATTO DA LUNARDI (2008)

14. GALLERIA CRISTINA NEL 1871; IL CROLLO DELLA CAVO E' PRECEDUTO DAL CROLLO DEL NUCLEO-FRONTE TRATTO DA SANDSTRÖM (1963)

Infatti, come mostrato in figura 14, era noto sin dal 1871 quando fu osservato nella galleria Cristina, poi riscavata secondo il sistema illustrato in figura 3.

Tuttavia, tale lezione venne completamente dimenticata finché non fu riscoperta da Lunardi più di un secolo dopo.

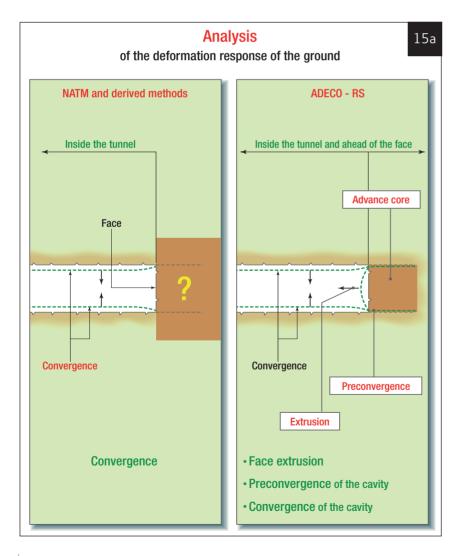


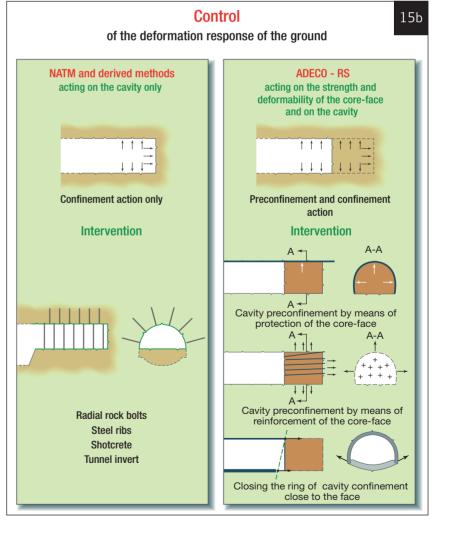
64 30 ANNI DI ROCKSOIL

15. NATM E ADECO TRATTO DA LUNARDI (2008)

In conclusione (figura 14):

- Il comportamento del terreno attorno alla cavità e la convergenza nella cavità ad una progressiva x sono determinate dalla deformazione e dal comportamento del terreno nel nucleo quando il fronte si trova a progressiva x (questo punto sfuggì a Rabcewicz);
- In condizioni tenso-deformative difficili è impossibile contrastare la convergenza. Bisogna invece tenere sotto controllo la preconvergenza e l'estrusione, ossia le deformazioni davanti al fronte (ciò che Rabcewicz non capì e non poteva fare negli anni 1960);
- Lo scavo a sezione parzializzata estende il fronte anche se la calotta viene rivestita (come già indicato da Rabcewicz "Sebbene un arco ausiliario eseguito in calotta (arco di calotta belga) impedisca efficacemente il rilasciamento del terreno, tale arco rimane sempre uno stadio di costruzione intermedio che è ancora soggetto a deformazioni laterali") ed aumenta il volume di terreno che, deformandosi, determina il comportamento della cavita (questo punto sfuggì a Rabcewicz)
- Se si deve minimizzare l'estensione del fronte e del nucleo, si deve procedere a piena sezione (come già indicato da Rabcewicz "le gallerie si dovrebbero scavare a piena sezione ogniqualvolta ciò sia possibile")





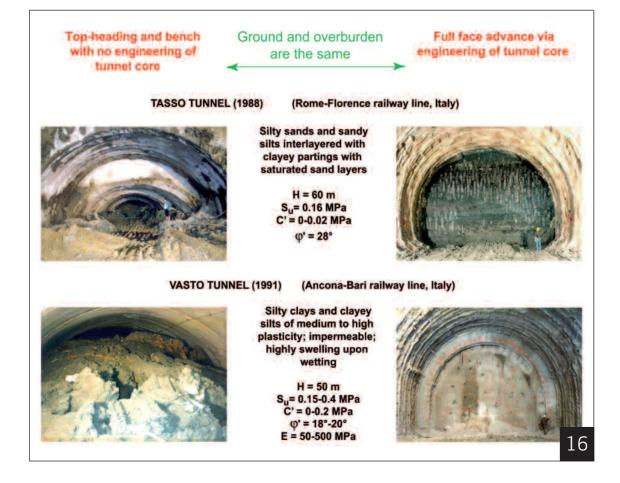
Queste osservazioni portarono Lunardi all'idea di ingegnerizzare il nucleo al fine di usarlo come strumento di stabilizzazione della cavità nello stesso modo in cui vengono usati ancoraggi, betoncino proiettato e centine. Una delle prove più eclatanti del ruolo del nucleo è fornita dallo scavo a piena sezione delle gallerie collassate quando il nucleo non era stato preso in considerazione; la figura 16 presenta un paio di esempi tra i molti realizzati.

L'idea di ingegnerizzare il nucleo fu implementata attraverso lo sviluppo di nuove tecnologie, tra le quali si possono citare:

- ▶ Il jet-grouting sub-orizzontale (galleria Campiolo, 1983)
- ▶ Il pretaglio meccanico a piena sezione (linea ferroviaria Sibari-Cosenza, 1985, evoluzione del *pre-decoupage* usato nella calotta della metropolitana di Lille in Francia)
- ▶ Chiodature in vetroresina nel nucleo come tecnologia da usarsi sistematicamente nell'avanzamento a piena sezione (1985, linea ad alta velocità tra Roma e Firenze) e non come un metodo da usarsi per superare puntuali problemi di scavo non previsti in sede progettuale.

L'ADECO è dunque il punto culminante di queste osservazioni, esperimenti e nuove tecnologie. Le nuove tecnologie introdotte con l'ADECO possono dunque essere capite ed usate adeguatamente solamente nel contesto dell'approccio ADECO.

16. GALLERIE CROLLATE
QUANDO IL NUCLEO NON ERA
USATO PER STABILIZZARE IL
CAVO (A SINISTRA)
E POI SCAVATE USANDO
IL NUCLEO PER STABILIZZARE
IL CAVO (A DESTRA)



APPROCCIO ADECO

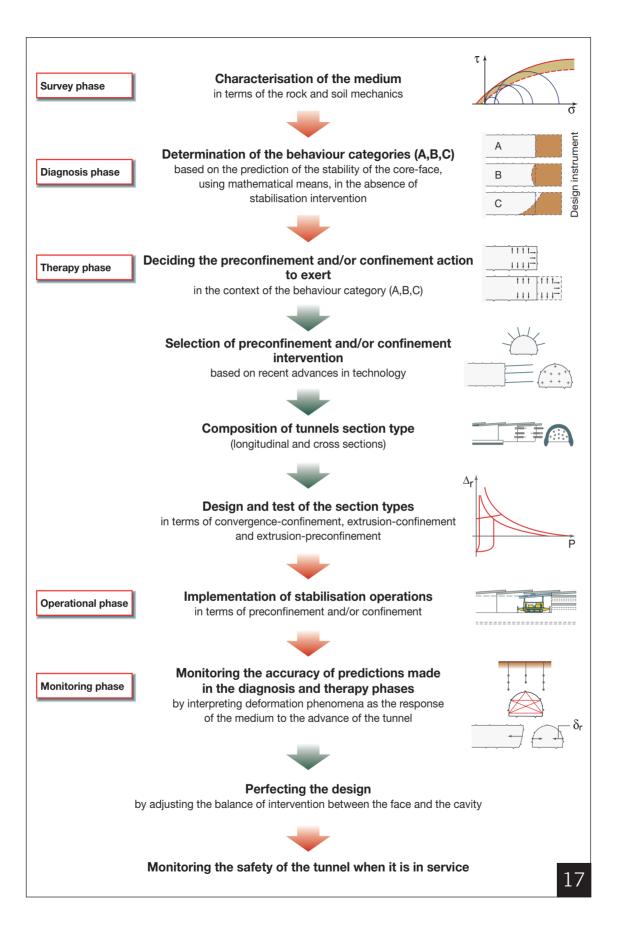
La figura 17 illustra il percorso progettuale e costruttivo dell'ADECO. Nella fase di Diagnosi, la galleria viene studiata nel suo stato di tensione in sito con l'obiettivo di suddividere l'intero tracciato nelle tre categorie di comportamento del nucleo-fronte: A, B e C che dipendono dal comportamento tenso-deformativo del nucleo-fronte stesso (resistenza, deformabilità e permeabilità del terreno + tensioni in sito) e non solo dalla classe del terreno. Le indagini devono dunque essere sufficientemente dettagliate e informative per poter svolgere tali analisi in maniera quantitativa; ciò definisce chiaramente che cosa deve essere prodotto da tali indagini. Nella fase di Terapia, il terreno viene ingegnerizzato per controllare le deformazioni determinate nella fase di Diagnosi.

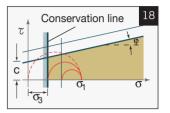
Le gallerie in categoria A sono caratterizzate da terreno in regime elastico e ci si deve concentrare sulla stabilità dei blocchi (nel cavo e nel fronte) e colpi di montagna; a tale scopo usualmente vengono usati ancoraggi, betoncino proiettato, centine ed infilaggi. Nelle categorie B e C il terreno si plasticizza; l'effetto arco deve essere creato artificialmente davanti al fronte (precontenimento) quando una notevole zona di terreno si plasticizza in categoria B e in ogni caso in categoria C. Considerando il piano di Mohr (figura 18), ciò può essere ottenuto in due modi:

- ▶ Protegggendo il nucleo e dunque riducendo la dimensione del cerchio di Mohr, il che può essere raggiunto confinando il materiale nel nucleo (aumento di σ_3) o riducendo la tensione principale maggiore (riduzione di σ_1).
- ▶ Rinforzando il nucleo e dunque spostando l'inviluppo a rottura verso l'alto.

La colonna di destra in figura 15b illustra l'effettiva realizzazione di queste due idee in termini di azioni di precontenimento. La terza opzione consiste nel controllare la convergenza al fronte usando la resistenza e rigidezza del rivestimento (prerivestimento o anche rivestimento finale, se necessario), il quale esercita anche un'azione di confinamento longitudinale sul nucleo. E' solamente in questo contesto che le varie tecnologie riportate in figura 19 assumono il proprio ruolo. E' da notare che, a differenza del NATM, l'ADECO comprende gallerie scavate con e senza fresa a piena sezione. Una volta scelte le misure di contenimento e precontenimento, si procede a comporre e poi ad analizzare e verificare le sezioni trasversale e longitudinale. Si prescrive sempre l'avanzamento a piena sezione in tutte le condizioni tenso-deformative, realizzando quindi il sogno di Rabcewicz.

Per ogni sezione (trasversale e longtudinale) si calcolano i possibili intervalli delle due componenti misurabili degli spostamenti, ossia estrusione e convergenza (figura 20). Durante la fase di progettazione non vengono preparati solamente i disegni e i capitolati, ma anche linee guida per la costruzione da usarsi in cantiere per prendere decisioni immediate sulla base della lettura della strumentazione installata. Se le letture forniscono valori che cadono nel mezzo degli intervalli previsti, allora si adotta la sezione nominale descritta nei disegni e capitolati; se invece i valori cadono nell'estremo inferiore degli intervalli previsti, allora in cantiere si useranno le quantità minime di interventi (figura 20) e l'opposto verrà adottato se i valori misurati cadono all'estremo superiore degli intervalli calcolati.





17. CICLO DELL'ADECO TRATTO DA LUNARDI (2008)

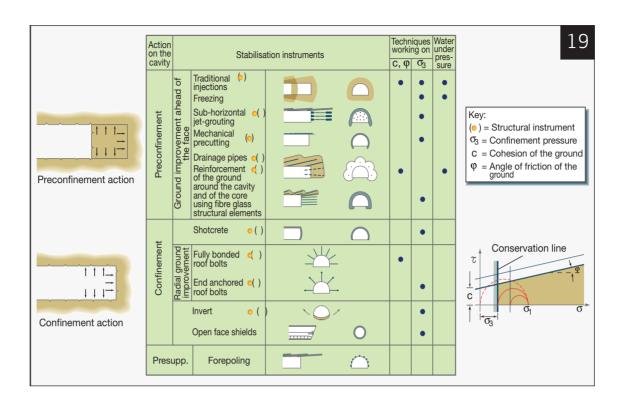
18. SPIEGAZIONE
NEL PIANO DI MOHR DEI DUE
APPROCCI PROGETTUALI
CHE PRECONFINANO E/O
AUMENTANO LA RESISTENZA
DEL NUCLEO
TRATTO DA LUNARDI (2008)

68

30 ANNI DI ROCKSOIL

19. SUDDIVISIONE
DEGLI INTERVENTI
DI STABILIZZAZIONE
COME INTERVENTI
DI PRECONTENIMENTO
O CONTENIMENTO
TRATTO DA LUNARDI (2008)

20. PREVISIONE DEGLI SPOSTAMENTI E LINEE GUIDA PER IL CANTIERE TRATTO DA LUNARDI ET AL. (2008)



In tale maniera, l'ADECO distingue chiaramente le fasi di progettazione e di costruzione perché non vi è nessuna improvvisazione (design-as-you-go) durante la costruzione.

Questo è un motivo per cui tempi e costi di costruzione sono sempre sotto controllo.

Il monitoraggio gioca dunque un ruolo chiave nell'ADECO ma con due differenze sostanziali rispetto al NATM:

- ▶ Nelle categorie B e C, non si misura solo la convergenza ma anche l'estrusione perché la causa dell'instabilità di una galleria sta nella deformazione del nucleo e perché la stabilità del nucleo attraverso il precontenimento è condizione necessaria per la stabilità del cavo;
- ▶ Il monitoraggio viene usato per affinare il progetto, non per improvvisare la stabilizzazione del cavo, in maniera tale che tempi e costi di costruzione possano essere previsti in maniera affidabile.

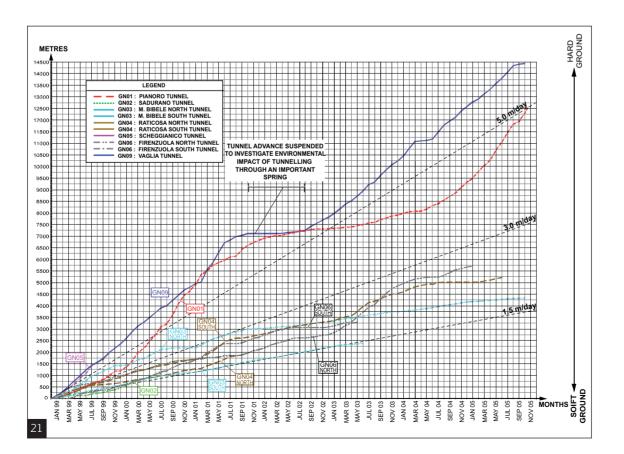
Siccome, nelle categorie B e C, le deformazioni vengono monitorate in anticipo attraverso l'estrusometro e siccome il rivestimento definitivo (incluso l'arco rovescio definitivo) viene usato come strumento di stabilizzazione del cavo, con l'ADECO non si pone il problema, tipico del NATM, di dover aspettare che le convergenze si stabilizzino per poter installare il rivestimento definitivo; nelle categorie B e C, come esemplificato dalla galleria Bolu, ciò provoca: sovrascavi importanti, riscavo di parti di galleria dove le convergenze si sono rivelate maggiori del previsto, crescita a dismisura dei tempi e costi di costruzione, cedimenti importanti in superficie, se non addirittura il crollo.

Section Types	Geology	Convergence (cm)	Extrusion (cm)	
Α	Manta	2-3	Negligible	
В0	Monte Modino Sandstones	3-5	Negligible	
B0V	Sandstones	5-10	< 3	
B2		8-12	< 6	
B2V	Scaly Clays	6-10	< 5	
C2		10-14	< 10	
C6		8-12	< 8	

Section Types	Intervention	Variabilities		
		Minimum	Nominal	Maximum
C2	Steel rib step	1.2 m	1.0 m	0.8 m
	No. FTG face	50	70	90
	FTG face overl.	10.0 m	12.0 m	14.0 m
	Excavation	14.0 m	12.0 m	10.0 m
	Invert-face (°)	< 2.0∅	< 1.5∅	< 0.5∅
	Crown-face	< 3.0∅	< 5.0∅	< 7.0∅

VANTAGGI DELL'ADECO RISPETTO ALLO SCAVO A SEZIONE PARZIALIZZATA E AL NATM

- L'ADECO realizza il sogno di Rabchewicz di poter avanzare a piena sezione in qualsiasi condizione tenso-deformativa, il che consente di minimizzare il rischio assieme con i costi ed i tempi di costruzione;
- ▶ La costruzione delle gallerie viene finalmente industrializzata in qualsiasi terreno e condizione tensionale perché l'avanzamento non dipende più dal terreno ma il terreno viene modificato al fine di procedere quanto più velocemente possible. L'industrializzazione è evidente nelle figure 21 e 24 in cui si vede che la produzione è costante anche in condizioni difficili: altamente spingenti (figura 21) e spingenti e ringonfianti (figura 24). In figura 24, si confrontino gli avanzamenti ottenuti con l'ADECO con quelli ottenuti mediante scavo parzializzato che sono molto più lenti e irregolari fino all'impossibilità di avanzare nelle argille montmorillonitiche dello Stampien;
- ▶ Industrializzare la produzione implica che i tempi e costi di costruzione possono essere affidabilmente previsti durante la fase progettuale. La figura 22 illustra come gli avanzamenti previsti furono puntualmente mantenuti anche nelle condizioni più difficili (altamente spingenti). Si noti che tali avanzamenti si riferiscono alla galleria finita di 140 m² di sezione, incluso il rivestimento definitivo, e non ad una calotta o ad un cunicolo pilota. Come affermato nell'Introduzione, la filosofia del NATM implica invece che il progetto del prerivestimento (e addirittura il metodo di attacco) siano basati sui risultati del monitoraggio, il che significa che tempi e costi di costruzione non possono essere previsti;

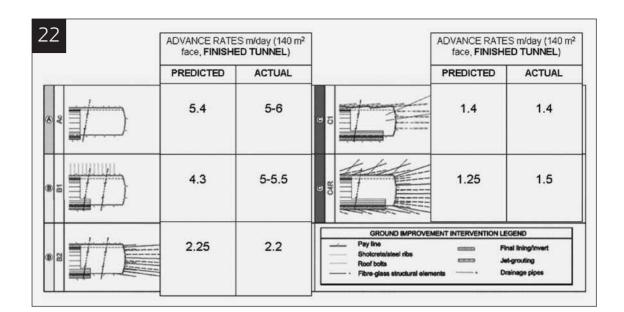


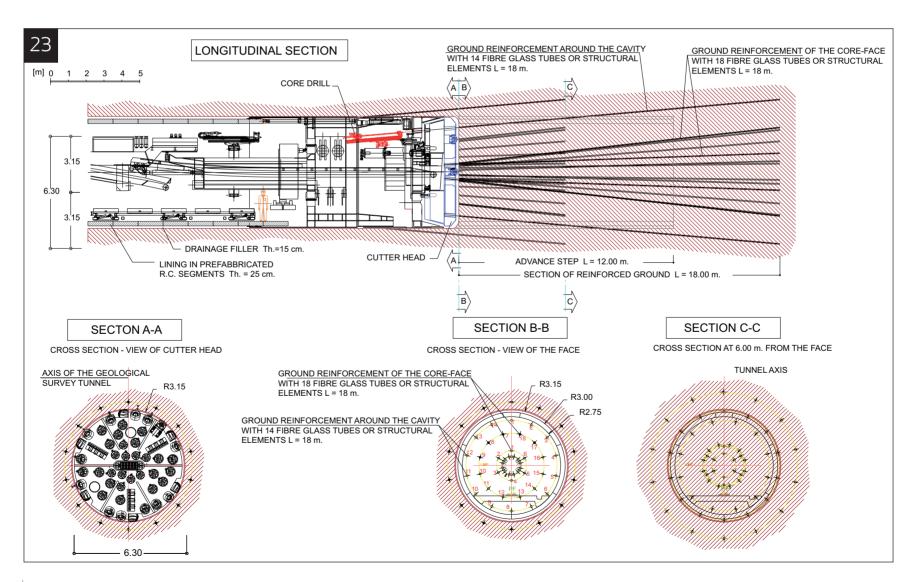
21. AVANZAMENTI NELLE
GALLERIE PER LA LINEA
AD ALTA VELOCITÀ
BOLOGNA-FIRENZE
TRATTO DA LUNARDI (2008)

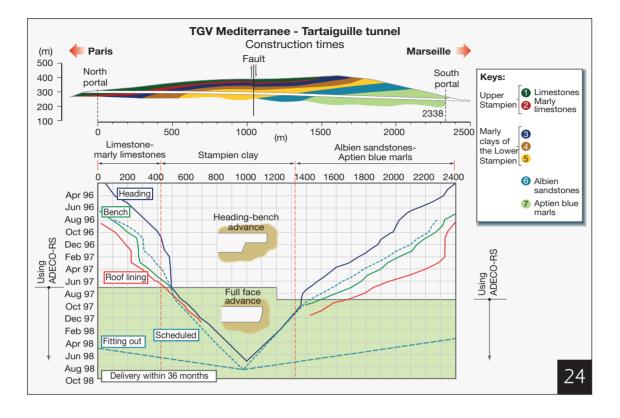
70 30 ANNI DI ROCKSOIL

22. AVANZAMENTI PREVISTI E REALIZZATI NELLE GALLERIE PER LA LINEA AD ALTA VELOCITÀ BOLOGNA-FIRENZE RICOSTRUITO DA LUNARDI (2008)

23. GALLERIE PER LA LINEA AD ALTA VELOCITÀ BOLOGNA-FIRENZE: FRESA USATA NELLA GALLERIA GINORI TRATTO DA LUNARDI (2008)







24. GALLERIA DI TARTAGUILLE (FRANCIA): AVANZAMENTI E GEOLOGIA TRATTO DA LUNARDI (2008)

- ► Un avanzamento costante minimizza le deformazioni del terreno, il che minimizza gli effetti delle condizioni spingenti e quindi le spinte sul rivestimento definitivo che risulta essere più economico;
- ► Avanzando a piena sezione in tutte le condizioni si possono usare grandi e potenti mezzi d'opera al fronte e di conseguenza si può realizzare molto lavoro in poco tempo. Questo porta ad una riduzione dei costi e dei tempi di costruzione;
- ▶ Poiché tutte le operazioni critiche e pericolose sono concentrate al fronte, il livello di sicurezza è molto più elevato rispetto al metodo a sezione parzializzata in cui molte operazioni differenti (e critiche come l'apertura dello strozzo) sono disseminate in piccoli cunicoli lungo tutta la lunghezza della galleria;
- Avanzando a piena sezione e minimizzando le condizioni spingenti si minimizzano anche i cedimenti, vincolo di primaria importanza in ambiente urbano;
- ▶ Lo scavo con e senza fresa può essere affrontato con il medesimo approccio (figura 23);
- ▶ Non c'è bisogno di riscavare tratte di galleria o di introdurre sovrascavi.

STATO DELL'ARTE ATTUALE NEGLI STATI UNITI

Si esemplificherà lo stato dell'arte attuale negli Stati Uniti facendo riferimento alla galleria Devil's Slide (figura 25) illustrata in figura 26. Si tratta di una galleria stradale a doppia canna progettata per essere accessibile anche ai ciclisti. Situata in zona disabitata a sud di San Francisco lungo la Interstate 1, la galleria ha una lunghezza di 1280 m ed una larghezza di circa 9 m per canna; ciascuna canna contiene una corsia e una banchina. Il contratto include anche: 11 by-pass, tre camere sotterranee per gli impianti, impianto di illuminazione distinto per la notte e il giorno con transizione agli imbocchi, impianto di ven-

tilazione composto da 16 ventilatori longitudinali di 1 m di diametro in ciascuna canna, una stazione di presidio. La gara (al maggior ribasso) fu vinta nel 2007 da Kiewit Pacific ad un costo di 270 milioni di dollari; è facile rendersi conto che si tratta di una cifra pari a circa 10/20 volte il costo di una galleria simile in Italia. Come illustrato in figura 27, le

canne vengono scavate con calotta e strozzo utilizzando un cuneo di terreno per stabilizzare il fronte della calotta (figura 28). È evidente che tale cuneo:

- ▶ applica in maniera fedele i dettami di Rabcewicz contenuti nel suo primo articolo sul NATM (1965): si confronti infatti la figura 28 con la figura 29
- ▶ non riesce ad applicare pressioni significative perché fa affidamento solamente sulla forza di gravità
- ▶ esercita una pressione solo sulla parte centrale del fronte, piuttosto che uniformemente sull'intero fronte
- ▶ non esercita alcuna azione entro il nucleo, ma solo sul fronte (cavo) e quindi non riesce a sviluppare un effetto arco davanti al fronte. Deve quindi essere considerato un intervento di contenimento (figura 19), e non

di precontenimento. Di conseguenza, il progettista ha dovuto ricorrere allo scavo a sezione parzializzata (si ricordi che Rabcewicz non capì l'importanza del nucleo);

- ▶ a differenza degli interventi di precontenimento riportati in figura 19, non può essere ingegnerizzato e tarato. Per esempio: come può l'Impresa aumentare la pressione se la convergenza (unico parametro misurato al Devil's Slide) misurata è più alta di quella di progetto? Di conseguenza, la costruzione della galleria non è completamente sotto controllo da parte del progettista e quindi i tempi di costruzione non sono prevedibili a differenza di quanto succede con l'ADECO (vedasi figura 22);
- ▶ costituisce un ostacolo alle operazioni di costruzione perché costringe la fresa puntuale usata per lo scavo a muoversi in direzione orizzontale oppure con piccoli movi-



25. LA GALLERIA DEVIL'S
SLIDE IN CALIFORNIA
RAPPRESENTA IL CULMINE
DELLO STATO DELL'ARTE
NEGLI STATI UNITI
DAL SITO CALTRANS
(WWW.DOT.CA.GOV/DIST4/DSLIDE),
ACCEDUTO IL 16 OTTOBRE, 2009

26. LA GALLERIA DEVIL'S
SLIDE IN CALIFORNIA; IL
PONTE FA PARTE DI UN
CONTRATTO SEPARATO
RISPETTO ALLA GALLERIA.
DAL SITO CALTRANS
(WWW.DOT.CA.GOV/DIST4/DSLIDE),
ACCEDUTO IL 16 OTTOBRE, 2009







menti verticali. Ciò annulla tutti i vantaggi derivanti dall'uso della fresa puntuale con tamburo orizzontale (la massima produttività verrebbe raggiunta con scavo a piena sezione quando il tamburo fosse manovrato verticalmente dal basso verso l'alto e il terreno superiore fosse allora continuamente scalzato al piede).

Secondo il sito internet di CalTrans (committente): "Lo scavo procede da sud a nord usando una tecnica di scavo che si affida all'intrinseca resistenza della roccia per realizzare il sostentamento del cavo – nota come NATM. I due fronti di scavo sono tenuti a 60 m di distanza per ridurre il pericolo di danni causati dall'uso dell'esplosivo. Si lavora 24 ore al giorno e 7 giorni su 7 per poter realizzare la galleria in 24 mesi". In effetti lo scavo iniziò il 17 settembre 2007 e dopo 25 mesi (5 Ottobre 2009) le calotte delle canne nord e sud sono rispettivamente avanzate 818 m (62%) e 758 m (54%); si confronti con i 24 mesi previsti dal progettista.

L'avanzamento è dunque di soli $1.07\,\mathrm{m/giorno}$ per la calotta di soli $65\,\mathrm{m^2}$ della canna nord scavata per lo più in classe II o III di Bieniawski in ambiente rurale, in cui il controllo dei cedimenti in

superficie non è affatto vincolante. Si confrontino tali avanzamenti della sola calotta con l'avanzamento della sezione piena di $140 \, \mathrm{m}^2$ ottenuto con l'ADECO in figura 22. Si ha notizia di molte richieste di risarcimento presentate dall'Impresa.

APPROFONDIMENTI NECESSARI PER UNA MAGGIORE COMPRENSIONE DELLE MISURE DI PRECONTENIMENTO

E' vero che il precontenimento limita la convergenza?

E' opinione diffusa che gli interventi di precontenimento (Figura 19) non cambino la curva convergenza-confinamento (Pelizza e Peila 1993, Peila 1994, Peila et al. 1996, Oreste et al. 2004). Questa affermazione è equivalente a dire che la convergenza misurata lontano dal fronte non risente degli interventi di precontenimento. Se ciò è vero, il precontenimento porta a carichi maggiori sul prerivestimento e sul rivestimento definitivo; da qui l'opinione che il precontenimento porta a soluzioni più costose.

27. LA GALLERIA DEVIL'S SLIDE IN CALIFORNIA: CALOTTA E STROZZO

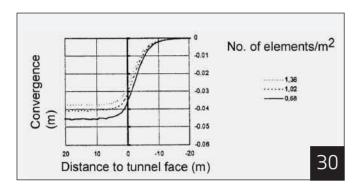
DAL SITO CALTRANS (WWW.DOT.CA.GOV/DIST4/DSLIDE), ACCEDUTO IL 16 OTTOBRE, 2009

28. LA GALLERIA DEVIL'S
SLIDE IN CALIFORNIA:
STABILIZZAZIONE DEL
FRONTE DELLA CALOTTA
CON CUNEO DI TERRENO
DAL SITO CALTRANS
(WWW.DOT.CA.GOV/DIST4/DSLIDE),
ACCEDUTO IL 16 OTTOBRE, 2009



29. STABILIZZAZIONE DEL FRONTE IN CALOTTA CON CUNEO DI TERRENO COME REALIZZATO DA RABCEWICZ TRATTO DA RABCEWICZ (1965)

Tuttavia, le analisi numeriche agli elementi finiti di Oreste e Peila (2000) condotte in regime elasto-plastico e riportate in figura 30 indicano che gli elementi in vetroresina inseriti nel nucleo riducono non solo la preconvergenza ma anche la convergenza del cavo. Alla stessa conclusione si arriva analizzando la figura 31b in cui una galleria rivestita è stata



modellata con diverse densità di elementi di vetroresina nel nucleo: l'intervento di precontenimento controlla efficacemente la convergenza e dunque il consolidamento del nucleo cambia la curva di convergenza. Similmente, le misure in sito realizzate su alcune centinaia di chilometri di gallerie realizzate con l'ADECO confermano notevoli risparmi nel rivestimento definitivo quando si sia adottato il precontenimento (Lunardi 2008). Questi fatti contrastanti con l'opinione diffusa degli esperti di gallerie sono attualmente oggetto di ricerca da parte dell'autore e dei suoi studenti nell'ambito dell'International Tunneling

Consortium (ITC) che egli ha fondato presso l'Università del

Texas ad Austin (www.caee.utexas.edu/prof/tonon/ITC.htm) con un duplice obiettivo:

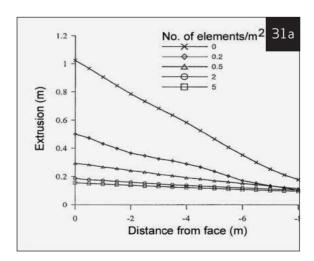
- ► condurre ricerca nel settore delle gallerie e degli scavi in sotterraneo come proposto dai membri dell'ITC;
- ▶ formare la prossima generazione di ingegneri specializzati in gallerie.

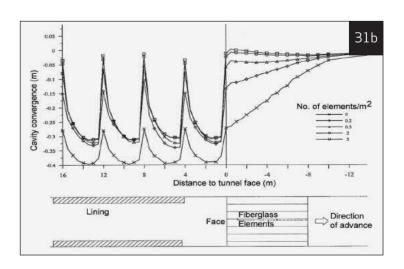
Il confronto delle figure 31a e 31b conferma che vi è una relazione biunivoca tra preconvergenza ed estrusione come già evidenziato in figura 9: quando la densità degli interventi di consolidamento nel nucleo diminuisce, l'estrusione e la preconvergenza diminuiscono entrambe e l'effetto massimo si ottiene quando la densità è di 1 elemento al m², oltre cui si hanno piccole diminuzioni di estrusione e preconvergenza per notevoli incrementi di densità dei consolidamenti.

Infine, la figura 31b mostra che la convergenza si sviluppa molto velocemente dietro il fronte (più precisamente in un solo metro dietro il fronte) e dunque conferma la necessità di progettare molto attentamente la transizione tra gli interventi di precontenimento e quelli di contenimento al fine di non dissipare la riduzione della preconvergenza ottenuta con il precontenimento, come illustrato nella figura 15b (colonna di destra in basso).

30. CONVERGENZA IN FUNZIONE DELLA DISTANZA DAL FRONTE PER VARIE DENSITA' DI CHIODATURE IN VETRORESINA DEL NUCLEO MODIFICATO DA ORESTE E PEILA (2000)

31. EFFETTO DEL NUMERO
DI ELEMENTI IN VETRORESINA
NEL NUCLEO SU:
(A) ESTRUSIONE;
(B) CONVERGENZA DEL CAVO
E PRECONVERGENZA
MODIFICATO DA BOLDINI ET AL.
(2000)





32. ARGILLE SCAGLIOSE

DELL'APPENNINO: VELOCITÀ DI DEFORMAZIONE ASSIALE

IN FUNZIONE DEL TEMPO IN

TRATTO DA BARLA ET AL. (2004)

PROVE DI VISCOSITÀ

Terreno con comportamento dipendente dal tempo

Tutte le analisi di gallerie con interventi di precotenimento pubblicate finora hanno utilizzato modelli elasto-plastici (es. Pelizza e Peila 1993, Peila 1994, Peila et al. 1996, Wong et al. 2000, Oreste et al. 2004, Marcher and Jiřičný 2005, Serafeimidis et al. 2007, Serafeimidis e Anagnostou, 2007). Lo studio di Bonini et al. (2009) è un'eccezione; gli autori, dopo aver passato in rassegna la caratterizzazione e la modellazione di ammassi rocciosi con comportamento dipendente dal tempo, descrivono il comportamento meccanico delle argille scagliose dell'Appennino italiano, proseguono poi identificando i fattori chiave considerati nella selezione del modello costitutivo delle argille scagliose e selezionano e descrivono in dettaglio due modelli costitutivi. Infine, essi analizzano la galleria Raticosa progettata e costruita secondo l'ADECO e confrontano i risultati dei modelli con i dati di monitoraggio in termini di

convergenza ed estrusione. Sebbene lo studio di Bonini et al. (2009) chiarisca l'applicabilità dei modelli costitutivi proposti, l'interazione tra il comportamento dipendente dal tempo del terreno, che crea condizioni spingenti e/o rigonfianti, e gli interventi di precontenimento non è mai stato studiato in dettaglio e attualmente manca una conoscenza di dettaglio dei parametri geomeccanici chiave e degli aspetti ingegneristici degli interventi di precontenimento che governano tale interazione. Lo scrivente è dell'opinione che, in tali circostanze (categorie B e C in terreni con comportamento dipendente dal tempo), l'effetto del precontenimento sia ancora più benefico; si consideri infatti un tipico modello viscoplastico dipendente dalla velocità di deformazione (Perzyna 1971, Simo e Hughes 1998), in cui il punto di tensione può valicare la superfi-

32 Sparvo SL=32% Sparvo SL=50% Axial strain rate [%/min] Sparvo SL=86% 0.01 Raticosa SL=78% 0.001 " Raticosa SL=87% "Raticosa SI =100% 0.0001 0.00001 0.000001 10 100 100000 1000 10000 Time [min]

cie di plasticizzazione e la velocità di deformazione cresce tanto più quanto il punto di tensione è lontano dalla superficie di plasticizzazione. Per esempio, la figura 32 mostra che, sotto carico costante, la velocità di deformazione aumenta di circa un ordine di grandezza anche quando il livello di tensione cresce dal 50% all'86% del carico di rottura. Poiché il precontenimento riduce la componente deviatorica della tensione (riduce il diametro del cerchio di Mohr, figura 18) e quindi tiene il punto di tensione più vicino alla superficie di plasticizzazione, il preconfinamento dovrebbe ridurre la velocità di deformazione del terreno e dunque la convergenza e i carichi sul prerivestimento e rivestimento definitivo. In aggiunta, lo scavo a piena sezione consente la chiusura immediata dell'anello e quindi anche dietro al fronte i punti di tensione vengono tenuti molto vicini alla superficie di plasticizzazione con consequente minimizzazione delle velocità di deformazione e quindi dei carichi sui rivestimenti. Infine, gli avanzamenti veloci (figura 22) mantenuti costanti per l'intera lunghezza della galleria minimizzano gli spostamenti. Uno studio dettagliato che segue le linee tracciate qui sopra è attualmente in fase avanzata da parte dello scrivente e dei sui studenti nell'ambito dell'International Tunneling Consortium (ITC) all' Università del Texas ad Austin. Al fine di fornire indicazioni progettuali utili in queste condizioni tenso-deformative difficili, la ricerca svolta dall'ITC fornirà anche una conoscenza quantitativa dei seguenti aspetti:

- l'interazione tra il comportamento dipendente dal tempo del terreno che crea condizioni spingenti e/o rignfianti e gli interventi di precontenimento;
- ▶ i parametri geomeccanici chiave e gli effetti degli interventi di precontenimento del cavo in terreni a comportamento dipendente dal tempo.

FULVIO TONON

CONCLUSIONI

Lo scavo a sezione parzializzata nacque duecento anni fa; a quel tempo non c'era né elettricità né aria compressa, ci si spostava con cavallo e calesse (figura 33); le signore indossavano le crinoline e i signori le tube (figura 34). Nel concetto originario di Rabcewicz, il NATM non comprendeva necessariamente lo scavo a sezione parzializzata.



sezione ma si rese conto che il NATM non gli consentiva di avanzare a piena sezione in situazioni tenso-deformative difficili e dunque dovette ritornare, suo malgrado, allo scavo a sezione parzializzata. La ricerca ed i progetti svolti da Lunardi indicano le ragioni per cui Rabcewicz non riuscì a completare il proprio sogno in condizioni difficili; egli (e con lui tutti i suoi seguaci):

Tuttaltro: Rabcewicz era completamente a favore dello scavo a piena

- ▶ ignorano il comportamento del nucleo;
- ▶ tentano di contrastare solamente la convergenza, che è l'effetto, invece di contrastare la vera causa dell'instabilità, ossia la deformazione del nucleo;
- usano prerivestimenti flessibili che permettono al terreno di deformarsi e forniscono un confinamento trascurabile al nucleo:
- ▶ lasciano deformare il terreno e tentano di mobilitare la resistenza del terreno. In condizioni spingenti, questo modo di procedere permette al terreno di iniziare la sua deformazione viscosa, che è un fenomeno irreversibile e molto difficile (se non impossibile) da fermare agendo solamente nel cavo;
- ▶ (Rabcewicz) non aveva la tecnologia per precontenere il nucleo.

33. TIPICO MEZZO DI TRASPORTO DEI PRIMI DELL'OTTOCENTO QUANDO NACQUE LO SCAVO A SEZIONE PARZIALIZZATA

34. APERTURA DELLA
GALLERIA SOTTO IL TAMIGI
NEI PRIMI DELL'OTTOCENTO
QUANDO NACQUE LO SCAVO
A SEZIONE PARZIALIZZATA

Ironicamente, continuare ad usare lo scavo a sezione parzializzata fu una conseguenza della mancanza di tecnologie e delle scelte di Rabcewicz (non la scelta di Rabcewicz), che condusse lui stesso (e tutti i suoi seguaci fino ad ora) a rinunciare all'avanzamento a piena sezione, ossia l'obiettivo di Rabcewicz stesso.



Fortunatamente, il patrimonio di conoscenze attuali è molto piu vasto che negli anni 1960, abbiamo a disposizione tecnologie di gran lunga migliori (per le indagini, la progettazione e la costruzione), possiamo mettere in campo molta più potenza sotto il punto di vista computazionale e costruttivo ed infine abbiamo un approccio completo alla progettazione e costruzione delle gallerie che ci permette di avanzare a piena sezione in qualsiasi situazione tenso-deformativa e che si può applicare con e senza la fresa a piena sezione. Tale approccio è stato usato con successo in oltre 500 km di gallerie, la maggior parte delle quali scavate in condizioni difficili. Per quanto riguarda gli Stati Uniti, procedere a piena sezione significa

solamente tornare alle origini dello scavo di gallerie. Infine, nessuno di noi va più in giro con cavallo e calesse (figura 33) né porta crinoline o tuba (figura 34). Aggiorniamo dunque finalmente anche il nostro approccio al progetto e alla costruzione delle gallerie!

Magari ascoltiamo ancora i Beatles, ma non siamo più disposti ad accollarci il rischio né ci sobbarchiamo più il costo (della benzina) per girare gli Stati Uniti in una Cadillac Fleetwood (figura 35) del 1964. Perché le committenti (e, alla fine dei conti, i contribuenti) dovrebbero accollarsi il rischio e sobbarcarsi il costo di un approccio alla progettazione

e costruzione delle gallerie del 1964? Siamo sicuri che le assicurazioni siano disposte a continuare ad emettere polizze assicurative per gallerie progettate e costruite secondo tale metodo così rischioso?



35. CADILLAC FLEETWOOD 60 BERLINA DEL 1964 PRODOTTA QUANDO FU CONCEPITO IL NATM

BIBLIOGRAFIA

BARISONE, G., PELIZZA, S. AND PIGORINI, B. (1982). Unbrella arch method for tunnelling in difficult conditions – analysis of Italian cases. Proc. IV International Association of Eng. Geol., New Dehli, Vol. IV, Theme 2, 15-27.

BERNAUD, D., ROUSSET, G.; (1992). La "Nouvelle Méthode implicite" pour l'Etude du Dimensionnement des Tunnels. Rev. Franç. Géotech. n° 60, pp.5-26 (juillet 1992).

BERNAUD, D., ROUSSET, G.; (1996). The New Implicit Method for Tunnel Analysis (Short Communication). Int. J. Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 20, pp. 673-690.

BOLDINI D., GRAZIANI A., RIBACCHI R., L'analisi tenso-deformativa al fronte e nella zona del retrofronte. In G. Barla, ed. "MIR 2000 - Lo Scavo Meccanizzato delle Gallerie". Patron Editore, Bologna, 2000.

BROWN, E.T. (1981). Putting the NATM into perspective. Tunnels & Tunnelling, November 1981, 13-17.

CARRIERI, G., FIOROTTO, R. GRASSO, P., AND PELIZZA, S. (2002). Twenty years of experience in the use of the umbrellaarch method of support for tunneling. International Workshop on Micropiles, Venice, Italy, May 30th -June 2nd 2002.

CORBETTA, F., BERNAUD, D., AND NGUYEN-MIHN, D.; (1991). Contribution à la Méthode Convergence-Confinement par le Principe de la Similitude. Rev. Franç. Géotech. n° 54, pp. 5-11 (Janvier 1991).

GEOCONSULT; (1996). Bolu tunnel redesign technical report, Anatolian Motorway, Gümüova Gerede, Report no: 45.110/R/2118,KGM, Ankara. 10 pp.

GUO, C.; (1995). Calcul de Tunnels Profonds Soutenus, Mèthode Stationnaire et Mèthodes Approchèes. Ph.D. Thesis, ENPC, France.

KARAKUŞ, M. AND. FOWELL, R.J (2004). An insight into the New Austrian Tunnelling Method (NATM). KAYAMEK'2004-VII. Bölgesel Kaya Mekaniği Sempozyumu / ROCKMEC'2004-VIIth Regional Rock Mechanics Symposium, 2004, Sivas, Türkiye.

KOVÁRI K. (1994). Erroneous concepts behind the New Austrian Tunnelling Method, Tunnels & Tunnelling, November 1994, Vol. 26, 38-42.

LUNARDI, P. (2008). Design and Construction of Tunnels. Springer.

LUNARDI, P., CASSANI, G. AND GATTI, M.C. (2008) Design aspects of the construction of the new Apennines crossing on the A1 Milan-Naples motorway: the base tunnel. Proc. AFTES International Congress "Le souterrain, espace d'avenir"; Monaco October 6-8, 2008.

MARCHER, T. AND JIŘIČNÝ, F. (2005). ADECO RS versus NATM – A 3D numerical study. Tunnel, 2, 54-59.

NGUYEN-MINH, D. AND GUO, C.; (1993.A). A Ground-Support Interaction Principle for Constant Rate Advancing Tunnels . Proc. EUROCK '93, Lisboa, Portugal, pp. 171-177.

NGUYEN-MINH, D. AND GUO, C.; (1993.B). Tunnels Driven in Viscoplastic Media. Geotechnique et Environment Coll. Proc. Franco-Polonias coll., Nancy, France.

NGUYEN-MINH, D. AND GUO, C.; (1996). Recent Progress in Convergence Confinement Method. In Proc. EUROCK '96 (G. Barla ed.), 2-5 September 1996, Torino, Italy, Vol.2, pp. 855-860. A.A. Balkema, Rotterdam.

NGUYEN-MINH, D., GUO, G., BERNAUD, D., ROUSSET, G.; (1995). New Approches to Convergence Confinement Method for Analysis of Deep Supported Tunnels. Proc. 8th Cong. Int. Soc. Rock Mech. Tokio 2, pp. 883-887. A.A. Balkema, Rotterdam.

NGUYEN-MINH, D.; (1994). New Approaches in the Convergence Confinement Method for Analysis of Deep Supported Tunnels. Corso su "Trafori Alpini e Gallerie Profonde", Politecnico di Milano, Dip. di Ingegneria Strutturale, 19-23 Settembre 1994.

ORESTE P.P AND PEILA D., I consolidamenti come mezzo per permettere lo scavo meccanizzato in galleria. In G. Barla, ed. "MIR 2000 - Lo Scavo Meccanizzato delle Gallerie". Patron Editore, Bologna, 2000.

ORESTE, P.P. PEILA, D. AND PELIZZA, S. (2004). Face reinforcement in deep tunnels. Felasbau, 22, 20-25.

PANET, M., GUENOT, A.; (1982). Analysis of Convergence behind the Face of a Tunnel. Tunnelling '82. The Institution of Mining and Metallurgy. London.

PEILA, **D.** (1994). A theoretical study of reinforcement influence on the stability of a tunnel face. Geotechnical and Geological Engineering, 12, 145-168.

PEILA, D., ORESTE, P.P., PELIZZA, S. AND POMA, A. (1996).

Study of the influence of sub-horizontal fiber-glass pipes on the stability of a tunnel face. In: North American Tunnelling '96, Balkema (NLD), ITA/AITES 1996 World Tunnel Congress, Washington DC, 425-432.

PELIZZA, S., PEILA, D. (1993). Soil and rock reinforcements in tunnelling. Tunnelling and Underground Space Technology 8 (3), 357–372.

PERZYNA, P. (1971). Thermodynamic Theory of Viscoplasticity. In Advances in Applied Mechanis, Academic Press, New York, 11.

PIEPOLI, G. (1976). La nuova galleria S. Bernardino della linea Genova-Ventimiglia. Ingegneria Ferroviaria, 10.

RABCEWICZ L. (1964). The New Austrian Tunnelling Method, Part one, Water Power, November 1964, 453-457, Part two, Water Power, December 1964, 511-515

RABCEWICZ L. (1965). The New Austrian Tunnelling Method, Part Three, Water Power, January 1965, 19-24.

ROMERO V. 2002. NATM in soft-ground: A contradiction of terms? World Tunnelling, 338-343.

SANDSTRÖM, G.E (1963). The history of tunnelling, underground workings through the ages. Barrie and Rockliff.

SERAFEIMIDIS, K., AND ANAGNOSTOU, G. (2007). The dimensioning of tunnel face reinforcement. In Proc. ITA-AITES World Tunnel Congress "Underground Space - the 4th Dimension of Metropolises", Prague May 2007.

SERAFEIMIDIS, K., RAMONI, M. AND ANAGNOSTOU, G. (2007).

Analysing the stability of reinforced tunnel faces. In Proc. Geotechnical engineering in urban environments; XIV European conference on soil mechanics and geotechnical engineering, Madrid; Volume 2, 1079-1084; Millpress Science Publishers Rotterdam.

SIMO, J.C. AND HUGHES, T.J.R. (1998). Computational Inelasticity. Springer, New York.

WONG, H., SUBRIN, D. AND DIAS, D. (2000). Extrusion movements of a tunnel head reinforced by finite length bolts - a closed-form solution using homogenization approach. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 24(6), 533-565.

78 30 ANNI DI ROCKSOIL



Marc Panet

COMPORTAMENTO DEL TERRENO AL FRONTE DI SCAVO



PROF. ING. MARC PANET,

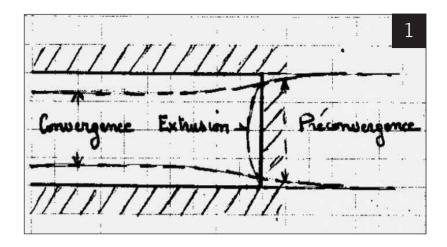
PAST-PRESIDENT DELL'INTERNATIONAL
SOCIETY OF ROCK MECHANICS (I.S.R.M.)

Il progetto del sistema di scavo e di rivestimento di una galleria, specialmente in terreni difficili, devono basarsi su una buona comprensione del comportamento del terreno presso il fronte di scavo. I metodi moderni di analisi delle interazioni tra il terreno e il rivestimento, come il metodo convergenza-confinamento, sono basati su questa comprensione.



L'approccio progettuale e costruttivo ADECO-RS, sviluppato con successo da Pietro Lunardi e dai suoi collaboratori della Rocksoil, tiene conto non solo delle convergenze che si verificano dietro il fronte, ma anche della preconvergenza a monte del fronte, che è legata all'estrusione del nucleofronte (figura 1).

Il monitoraggio durante lo scavo della galleria fornendo dati sulle convergenze e sull'estrusione del nucleo-fronte è uno strumento necessario per controllare le prestazioni del sistema di prerivestimento e rivestimento per modificarli, se necessario.



1. IL MODELLO ELASTICO

I terreni e le rocce non si comportano mai elasticamente.

Tuttavia, il modello elastico resta un utile riferimento per l'analisi delle sollecitazioni e degli spostamenti intorno a una galleria.

1.1 La convergenza e la preconvergenza

Consideriamo il caso classico di una galleria circolare scavata in un terreno omogeneo ed isotropo con tensione isotropa iniziale σ^0 . Lo spostamento radiale lontano dal fronte di scavo è dato dalla formula di Lamé:

$$u_r(\infty) = \frac{\sigma^0 R}{2G}$$

Se x è la distanza dal nucleo-fronte, x < 0 in direzione dell'avanzamento dello scavo,

$$u_r(x) = \alpha(x)u_r(\infty)$$

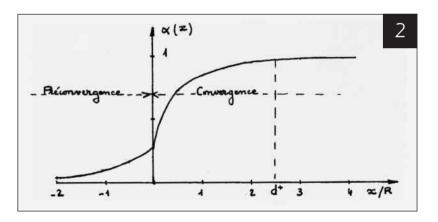
Il grafico della funzione α (x) è indicato in figura 2 per ν = 0,3.

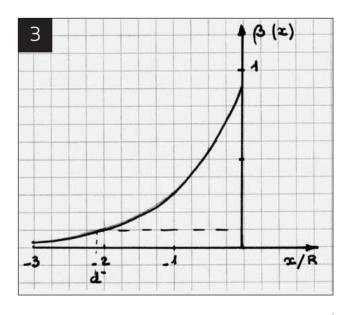
1.2 L'estrusione

L'estrusione a monte del nucleo-fronte è lo spostamento radiale ${\bf u_x}$. Per il tunnel circolare scavato in un terreno omogeneo ed isotropo con sollecitazione iniziale isotropa

$$u_x = \beta(x)u_r(\infty)$$

Il grafico della funzione $\beta(x)$ è dato in figura 3.





MARC PANET

1.3 La distanza d'influenza del fronte di scavo

Si possono definire due distanze d'influenza del nucleo-fronte che hanno importanza pratica:

▶ d⁺, a valle del nucleo-fronte, definita dall'espressione:

$$\frac{u_r(\infty) - u_r(d^+)}{u_r(\infty) - u_r(0)} = 0.9$$

▶ d⁻, a monte del nucleo-fronte, defined by the expression:

$$\frac{u_x\left(-d^-\right)}{u_x\left(0\right)} = 0.1$$

Nel caso elastico senza alcun rivestimento:

$$d^+ \approx 2.5R$$
 $d^- \approx 2R$

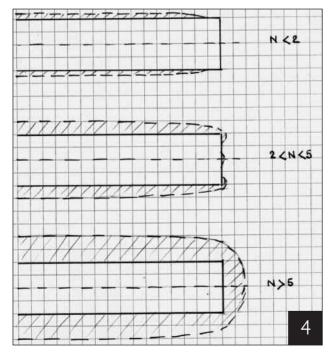
1.4 La distribuzione delle sollecitazioni presso il nucleo-fronte

Per un tunnel circolare scavato lungo una direzione principale del tensore delle tensioni naturali, il massimo sforzo nella parte centrale di un fronte piano è dato dalla seguente espressione:

$$\max \sigma_f = C_1 \sigma_1^0 - C_2 \sigma_2^0 - C_3 \sigma_3^0$$

 σ_1^0 and σ_2^0 sono le sollecitazioni principali originarie nel piano ortogonale all'asse della galleria ($\sigma_1^0 > \sigma_2^0$);

 σ_3^0 è la sollecitazione principale originaria nella direzione dell'asse della galleria; i coefficienti C_1 , C_2 e C_3 dipendono dal coefficiente di Poisson. Per ν = 0,2.



$$C_1 = 1, 3, C_2 = 0.075, C_3 = 0.7$$

La parte centrale del fronte è generalmente in compressione e una rottura per compressione è possibile. Se il fronte è sagomato a forma concava, l'entità della compressione per giungere alla rottura è più elevata.

2. COMPORTAMENTO ELASTOPLASTICO DEL TERRENO

Quando le sollecitazioni originarie sono sufficientemente intense, in prossimità delle pareti di scavo si possono verificare deformazioni permanenti con plasticizzazioni e fratturazioni. Il tipo di rottura dipende dal comportamento della roccia. Può trattarsi di una vera e propria deformazione in campo plastico con superfici di scorrimento, di una zona danneggiata con microfessurazioni, un rottura fragile della roccia che talvolta può avvenire improvvisamente (colpo di tensione), una rottura per instabilità degli strati nelle rocce ortotrope quando la giacitura delle discontinuità è parallela a una parete di scavo.

Per studiare le tensioni e le deformazioni nella zona al contorno dello scavo è usuale considerare un comportamento di tipo elastoplastico. Tale zona è solitamente detta "zona plastica".

Considerando il coefficiente di stabilità:

$$N = \frac{2\sigma^0}{\sigma_C}$$

dove:

 σ^0 è un valore rappresentativo dello stato di tensione naturale, spesso calcolato pari al peso del terreno sovrastante γH , e σ_c è la resistenza a compressione monoassiale, se il tensore degli sforzi iniziali è noto, N si può assumere uguale a:

$$N = \frac{3\sigma_1^0 - \sigma_3^0}{\sigma_c}$$

essendo $\sigma_1^{\ 0}$ e $\sigma_3^{\ 0}$ le sollecitazioni principali nel piano ortogonale all'asse della galleria. Si possono distinguere tre casi:

- ▶ N < 2, la zona plastica non comprende il fronte di scavo della galleria;
- ▶ N > 5, la zona plastica è ampia e comprende l'intero fronte di scavo della galleria;
- ▶ 2 < N < 5, la zona di plastica lambisce solo parzialmente il fronte di scavo della galleria. I terreni difficili che comprendono i terreni plastici, le rocce spingenti, o le rocce soggette a colpi di tensione corrispondono al caso N > 5.

La distanze di influenza del fronte di scavo aumenta all'aumentare dell'estensione della zona plastica.

Per un tunnel circolare si può stimare:

$$d^+ \approx 2.5 R_p$$

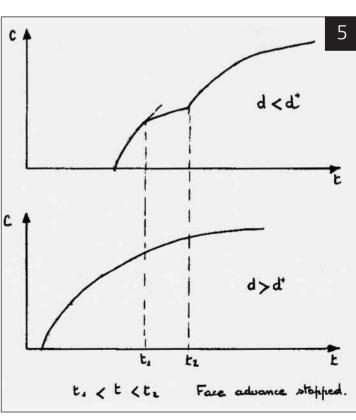
$$d^- \leq R_p$$

dove:

Rp è il raggio della zona plastica.

Per valutare l'estensione della zona plastica nella pratica si possono utilizzare due metodi:

- ▶ quello più preciso consiste nell'utilizzare i dati delle misurazioni estensimetriche in fori di sondaggio radiali e assiali. Il confine della zona plastica è individuato dalla deformazione di plasticizzazione (da $1 \cdot 10^{-3}$ a $5 \cdot 10^{-3}$ circa, a seconda del tipo di terreno)
- ▶ l'altro è quello di considerare la distanza d'influenza del fronte d⁺. Essa può essere valutata dall'andamento delle convergenze dopo un fermo del fronte di scavo. Quando la



6. INSTABILITÀ AL FRONTE DI UNA GALLERIA LABORATORIO SOTTERRANEO DI BURE (ANDRA) sezione di misura della convergenza si trova a distanza dd dal fronte, alla ripresa dello scavo si osserva un aumento del tasso di convergenza.

L'estensione radiale della zona plastica è circa d⁺/2,5.

I modelli elastoplastici sono sempre più popolari per analizzare il comportamento del terreno al contorno delle gallerie e l'interazione terreno-rivestimento.

Le possibilità dei modelli numerici consentono analisi sempre più sofisticate in 2D o 3D. Essi possono ora prendere in considerazione vari criteri di plasticizzazione e di rottura, secondo leggi costitutive con hardening o softening. In pratica, il vero limite di questi modelli è la possibilità reale di individuare i parametri fisici. Se sofisticate prove di laboratorio permettono talvolta di affrontare questa complessità, tuttavia esse raramente sono rappresentative alla scala della galleria, specialmente in ammassi rocciosi, o eterogenei. Possono però essere utili per la back-analysis delle misurazioni in situ.

3. LE INSTABILITÀ DEL FRONTE

Varie possono essere le instabilità osservate sul fronte della galleria:

▶ Negli ammassi rocciosi, alcune instabilità comuni di cunei rocciosi sono riconducibili alla presenza di intersezioni e di discontinuità. Esse si verificano spesso in formazioni sedimentarie o scistose con stratificazioni piane o con piani di scistosità con immersione verso lo scavo.



- Nelle rocce tenere a comportamento plastico, le superfici di scorrimento a monte del fronte possono portare alla rottura a causa della compressione eccessiva sul nucleo. Tali rotture sono evidenti nelle rocce argillose durante lo scavo delle gallerie sperimentali del Laboratorio sotterraneo di Bure per i rifiuti radioattivi a 490 m di profondità (Meuse-Haute Marne in Francia).
- Nelle rocce a comportamento fragile come le rocce granitiche, le rotture possono avvenire per espulsione o colpo di montagna. Tali fenomeni violenti si sono verificati durante lo scavo del Traforo del Monte Bianco tra Francia e Italia. Tra i 165000 bulloni utilizzati dal lato francese per stabilizzare le pareti dello scavo, 28500 furono messi in opera in corrispondenza del fronte per consentire la perforazione dei fori da mina. La tecnologia dei bulloni di vetroresina non esisteva e i bulloni d'acciaio comportarono alcune difficoltà per lo smarino.

4. IL CONSOLIDAMENTO DEL NUCLEO-FRONTE E IL PRERIVESTIMENTO

Il consolidamento del nucleo-fronte è un fattore importante nell'approccio progettuale e costruttivo di gallerie in terreni difficili. Nell'approccio ADECO-RS esso permette un avanzamento a piena sezione. L'avanzamento a piena sezione ha molti vantaggi per l'organizzazione del lavoro e consente un maggior cadenza d'avanzamento.

Il consolidamento del nucleo-fronte può essere ottenuto mediante bullonatura o jet-grouting lanciato a monte del fronte. Il prerivestimento mediante volte ad ombrello può essere realizzato con tubi iniettati, colonne di terreno consolidato mediante jet-grouting o gusci di pretaglio.

Tutte queste tecniche sono state messe in opera in molti lavori e sono state illustrate in un gran numero di articoli tecnici.

Il consolidamento del nucleo-fronte mediante elementi strutturali di vetroresina è sempre più utilizzato, esso può essere operato in combinazione con diverse tecniche di prerivestimento (figura 7).

I bulloni di vetroresina sono fatti di un materiale composito di fibra di vetro e resina. La

loro forma è tubolare, piatta o a stella con tre punte. Il loro modulo di deformazione è di circa 40.000 MPa, la loro resistenza alla trazione è di circa 1.000 MPa e la deformazione di rottura superiore al 3%.

La densità della bullonatura sul fronte varia da $2 \text{ m} \times 2 \text{ m}$ a $1 \text{ m} \times 1 \text{ m}$. La loro lunghezza varia da 15 m a 24 m, con una sovrapposizione di un terzo della lunghezza.

I bulloni sono inseriti in perforazioni orizzontali Ø 100 mm realizzate con attrezzature specifiche sviluppate da produttori italiani. La perfetta sigillatura dei bulloni è indispensabile.

Le prestazioni effettive di questa tecnica per ridurre la preconvergenza e l'estrusione del nucleofronte indiscutibile, ma è ancora difficile valutarle durante la progettazione.

Attualmente si seguono quattro diversi approcci:

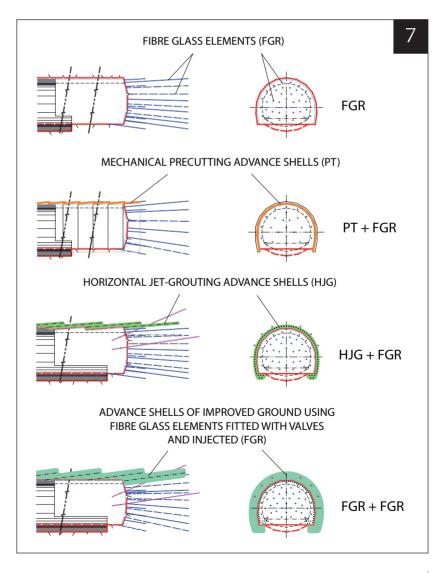
► Il più semplice e forse più usuale è quello di considerare una pressione pf equivalente agente sulla superficie del fronte:

$$p_f = \frac{\Sigma F_i}{S}$$

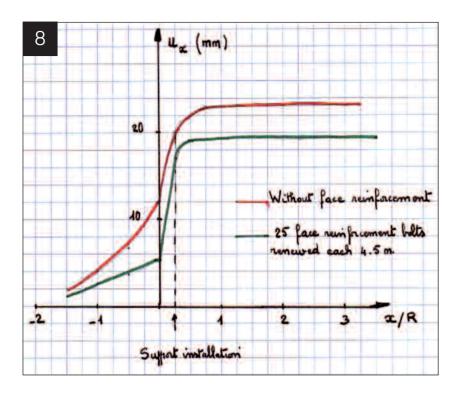
dove:

- ► Fi, forza che può essere mobilitata sul bullone iesimo,
- ▶ S, superficie del fronte.

7. DIVERSE TECNICHE
DI PRERIVESTIMENTO
ASSOCIATE CON I BULLONI
DI VETRORESINA
(P. LUNARDI)



MARC PANET



8. L'INFLUENZA DELLA BULLONATURA SULLA PRECONVERGENZA

Le misure di estrusione permettono di ottenere una più accurata valutazione di Fi.

- In un'analisi di convergenza-confinamento, il tasso di deconfinamento $\lambda_{\rm f}$ in corrispondenza del fronte può risultare sottovalutato. Non esiste una regola ben consolidata per determinare il tasso di deconfinamento in corrispondenza del fronte in relazione con i parametri bullonatura. Di solito $\lambda_{\rm f}$ è derivato da $p_{\rm f}$.
- È possibile realizzare modelli numerici 3D comprendenti la modellazione del terreno e di ciascun bullone. Si tratta di modelli molto complessi, per contro il più delle volte i risultati sono pesantemente ingannevoli. Tali modelli devono essere considerati come utili strumenti di ricerca.
- Le caratteristiche del nucleo di terreno armato a monte del fronte si possono valutare mediante metodi di omogeneizzazione. Sono attualmente disponibili diverse tecniche efficienti di omogeneizzazione del terreno armato.

Quest'ultimo approccio è stato utilizzato da Bernardet nel caso della canna sud del tunnel autostradale di Tolone, la cui sezione misura 120 m².

Si tratta di un tunnel poco profondo, con un rivestimento molto rigido mosso in opera vicino al fronte al fine di controllare strettamente i cedimenti in superficie. Il fronte è rinforzato con 25 bulloni di vetroresina rinnovati ogni 4,5 m d'avanzamento. La figura 8 mostra chiaramente l'influenza della bullonatura sulla preconvergenza.

L'ultimo promettente sviluppo della ricerca è una omogeneizzazione in più fasi, in cui il terreno armato è considerato come la combinazione di due mezzi continui, il terreno e l'insieme dei bulloni. Le interazioni terreno-bulloni sono trattate esplicitamente (Buhan).

5. UNA GALLERIA IN TERRENI DIFFICILI: IL CUNICOLO ESPLORATIVO DI SAINT MARTIN LA PORTE

Per lo studio del futuro tunnel ferroviario Lione-Torino, un cunicolo esplorativo (80 m^2 di sezione, 2 km di lunghezza) è scavato a Saint Martin la Porte in un ammasso carbonifero altamente fratturato ed eterogeneo. Dalla *back-analysis*, la resistenza a compressione monoassiale della massa rocciosa è stata stimata essere pari a circa 0.5 MPa. Per una copertura tra 250 et 300 m, il rapporto di stabilità N è di circa 14. Queste condizioni molto severe hanno causato l'insorgenza di spinte molto ingenti con convergenze misurate fino a 2 m (figura 9).

Le modalità iniziali di scavo e di rivestimento hanno dovuto essere adattate a queste condizioni impreviste:

- ▶ la sezione trasversale iniziale è stata trasformata in favore di una forma quasi circolare
- ▶ la fase di rivestimento è stata suddivisa in tre fasi:

- 1. messa in opera quanto più vicino possibile al fronte di scavo di una serie di centine d'acciaio chiuse (TH 44/58) di 6,57 m di raggio, rese deformabili da 6 giunti scorrevoli, 37 bulloni di 8 metri di lunghezza;
- 2. messa in opera a una distanza variabile tra i 15 m e 30 m dal fronte di scavo di una serie di centine d'acciaio (TH 44/58) di 6,07 m di raggio rese deformabili da 9 giunti scorrevoli, un guscio di calcestruzzo spruzzato con 9 elementi compressibili (in alcune circostanze è stato necessario eliminare la prima serie di centine).
- **3.** messa in opera a circa 80 metri dal fronte di scavo del rivestimento finale di calcestruzzo di 1,00 m di spessore.

Il nucleo a monte del fronte è stato rafforzato con 40 bulloni di vetroresina di 16 m di lunghezza, rinnovati ogni 10 m.

I risultati del monitoraggio dei lavori di scavo (convergenze, estrusioni assiali, spostamenti radiali, portano alle seguenti conclusioni:

- ▶ a 60 metri dal fronte di scavo, l'estensione della zona plastica è di circa 12÷16m dalle pareti della galleria (Rp è di circa 18 m ÷ 22 m);
- ▶ la distanza d'influenza del fronte della galleria d + è di circa 50 metri (2,5 Rp);
- le estrusioni sono basse. L'estrusione del fronte è di circa 5 cm e la distanza di influenza del fronte d'è non più di 4 m.

I valori sorprendentemente bassi di u_x (0) e di d^x sono difficili da spiegare col solo rinforzo del fronte. Può essere necessario tener conto di un comportamento anisotropo della massa rocciosa.



9. CUNICOLO ESPLORATIVO DI SAINT-MARTIN LA PORTE LE SPINTE MOLTO INGENTI HANNO CAUSATO CONVERGENZE MISURATE FINO A 2 M

BIBLIOGRAFIA

BERNARDET A, H. OUFFROUKH, About the confining loss estimate with axisymmetric modelling

GUILLOUX A., B. KAZMIERCZAK, A. KURDTS, G. REGAL, WONG H,Stabilité et renforcement des fronts de taille des tunnels : une approche analytique en contraintes et déformations. Tunnels et Ouvrages Souterrains, 188, mars-avril 2005

GREUEL E., P. DE BUHAN, M. PANET, J. SALENÇON, Comportement des tunnels renforcés par des boulons passifs, XIII Int. Cong. Soil Mech. Found. Eng. New Delhi 1993

HOEK E., C. CARRANZA-TORRES, M. DIEDRICHS, The 2008 Kersten lecture: Integration of geotechnical and structural design in tun-

neling, Proc. University of Minnesota, 56th Annual Geotechnical Geotechnical Engineering Conference, 2008

LECA E., L. DORMIEUX, Upper and lower bound solutions for facestability of shallow circular tunnels in frictional materials, Geotechnique, 40, 1990

LUNARDI P., La stabilité du front de taille dans les ouvrages souterrains en terrains meubles, études et expériences sur le renforcement du noyau d'avancement, Int. Symp. Renforcement des Sols, Paris 1993

LUNARDI P., Design and constructing tunnels – ADECO-RS approach, T&T, International special supplement, May 2000

LUNARDI P., R. BINDI, The evolution of reinforcement of the advance core using fibre-glass elements, Felsbau, 22, n° 4, 2004

PANET M., Le calcul des tunnels par la méthode convergence-

PANET M., Le calcul des tunnels par la méthode convergence confinement, Presses Ponts et Chaussées, 1995

RENAUD J., Le tunnel routier sous le Mont Blanc. Exécution des travaux de dérochement et de revêtement coté France, Travaux, déc. 1962

RETTIGHIERI M., J. TRICLOT, E. MATHIEU, G. BARLA, M. PANET,

Difficultés liées aux fortes convergences rencontrées lors du creusement de la descenderie de Saint Martin la Porte, Int. Symp. AFTES, Monaco, 2008





Georgios Anagnostou

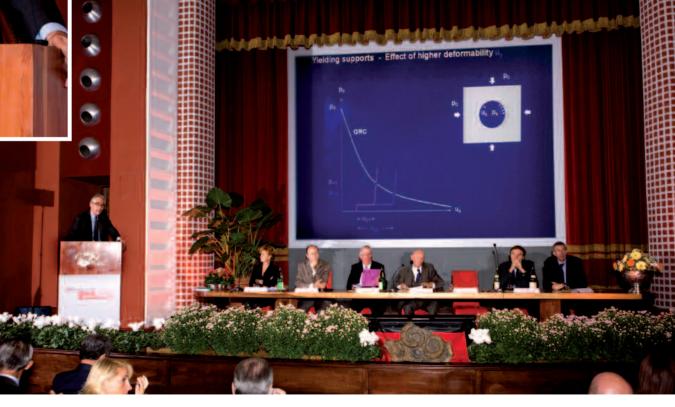
L'IMPORTANZA DEGLI EFFETTI TRIDIMENSIONALI IN PROSSIMITÀ DEL FRONTE DI SCAVO

GEORGIOS ANAGNOSTOU, ETH ZURIGO / LINARD CANTIENI, ETH ZURIGO / MARCO RAMONI, ETH ZURIGO



PROF. DR. ING. GEORGIOS ANAGNOSTOU, POLITECNICO FEDERALE DI ZURIGO, INSEGNAMENTO DI COSTRUZIONI SOTTERRANEE

Il presente contributo illustra l'importanza degli effetti tridimensionali in prossimità del fronte di scavo affrontando alcuni aspetti rilevanti della progettazione e dell'analisi di gallerie, fornendo inoltre una panoramica delle attuali attività di ricerca al Politecnico Federale (ETH) di Zurigo. Le analisi illustrate nel presente articolo mostrano che i risultati ottenuti tenendo debitamente conto degli effetti tridimensionali sono qualitativamente e quantitativamente diversi da quelli risultanti da un'analisi tenso-deformativa piana.



1.INTRODUZIONE

Nella progettazione di gallerie, è essenziale tenere debitamente conto dell'evoluzione del campo tensionale e deformativo nel terreno attorno al fronte di scavo durante l'avanzamento. È noto, ad esempio, che la principale fonte di cedimenti durante lo scavo meccanizzato con scudo a contropressione di terra ("EPB-shield") o di fango ("slurry shield") è localizzata nel settore dello scudo. Un altro esempio, proveniente da un contesto completamente diverso, è quello dello scavo di gallerie in ammasso spingente. Scavando la galleria con una TBM scudata, convergenze dell'ordine di alcuni cm non causano problemi grazie alla differenza di diametro esistente tra il profilo di scavo e lo scudo. Al contrario, se le convergenze sono sufficientemente grandi da chiudere questo spazio libero, l'ammasso esercita una pressione sullo scudo. In questo caso, l'avanzamento della TBM può essere ostacolato o addirittura impedito. Naturalmente, più velocemente si sviluppano le convergenze, maggiore è il rischio di blocco dello scudo. La velocità di deformazione nei pressi del fronte di scavo è importante anche nel caso di scavo tradizionale. Uno sviluppo rapido delle convergenze può rallentare considerevolmente l'avanzamento in quanto la messa in opera delle misure di sostegno necessarie al controllo della risposta dell'ammasso interferisce con i lavori di scavo veri e propri.

L'ingegneria pratica ha scoperto relativamente di recente tali effetti tridimensionali e, in particolar modo, l'importanza di tenerne conto in fase di progettazione. Il Prof. Ing. P. Lunardi è stato tra i primi ingegneri che non solo hanno cercato di capire cosa succede nel terreno anteposto al fronte di scavo, ma che hanno anche riconosciuto l'importanza degli effetti tridimensionali considerandoli nella loro attività di progettisti. Il presente contributo pone l'accento sull'importanza degli effetti tridimensionali in prossimità del fronte di scavo rivisitando alcuni aspetti rilevanti dell'ingegneria delle gallerie, fornendo inoltre una panoramica delle corrispondenti e attuali attività di ricerca al Politecnico Federale (ETH) di Zurigo.

L'utilizzo di un sistema statico bidimensionale in condizioni di deformazione piane per la determinazione delle deformazioni e delle pressioni del terreno in prossimità del fronte di scavo introduce una serie d'incertezze. Infatti, in questo caso è necessario fare delle assunzioni a priori in merito allo sviluppo delle deformazioni e delle tensioni in senso longitudinale. Inoltre, i modelli bidimensionali non tengono conto d'importanti informazioni concernenti la risposta del terreno allo scavo della galleria. Più specificamente, come mostrato dagli esempi proposti nel presente contributo, i risultati ottenuti tenendo debitamente conto della terza dimensione – e quindi del reale percorso tensionale del terreno così come del succedersi di lavori di scavo e di messa in opera di misure di sostegno – possono essere sia qualitativamente sia quantitativamente marcatamente diversi da quelli risultanti da un'analisi tensiodeformativa piana. A prima vista, questi risultati possono essere sorprendenti, anche perché non riproducibili con modelli bidimensionali.

Il presente articolo analizza brevemente lo sviluppo dei cedimenti durante lo scavo continuo di una galleria superficiale in un terreno saturo a bassa permeabilità (Sezione 4), il possibile blocco dello scudo di una TBM in un ammasso spingente (Sezione 5) e alcuni risultati concernenti l'interazione tra rivestimenti deformabili e ammasso spingente

(Sezione 6). Prima di affrontare queste questioni pratiche, tuttavia, il presente contributo affronta alcuni temi di carattere generale relativi alla modellazione numerica dell'avanzamento di una galleria (Sezione 2) e a una lacuna fondamentale dei modelli di calcolo bidimensionali (Sezione 3).

2. MODELLAZIONE NUMERICA DI UNO SCAVO CONTINUO

La modellazione numerica dell'avanzamento di una galleria è particolarmente impegnativa se il comportamento del terreno è tempo-dipendente. La tempo-dipendenza può essere dovuta a "creep", consolidazione – e, in alcune roccie, anche a processi chimici – e può manifestarsi in modi diversi a dipendenza dal tipo di terreno e dal metodo di costruzione con implicazioni più o meno importanti per il processo costruttivo e la durata di vita di una galleria.

Il cosiddetto "creep" è associato alle proprietà reologiche dell'ammasso e diventa evidente quando il materiale è sovrastressato. È quindi di particolare importanza per rocce deboli sottoposte ad alti carichi (com'è il caso in condizioni di roccia spingente).

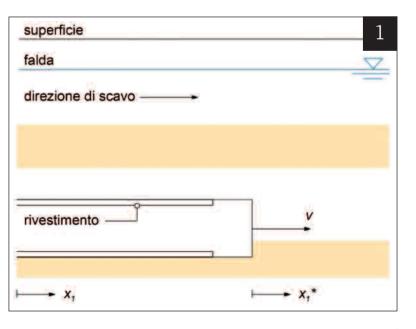
La tempo-dipendenza del comportamento di un terreno a bassa permeabilità è dovuta principalmente ai moti di filtrazione transitori (innescati dallo scavo della galleria) che si sviluppano lentamente nel corso del tempo. Generalmente, le deformazioni a lungo termine di un terreno comportano un cambiamento del volume dei vuoti e del contenuto di acqua (quest'ultimo richiede più o meno tempo a seconda della velocità di filtrazione e quindi della permeabilità del terreno). A corto termine, il contenuto di acqua in un terreno a bassa permeabilità rimane costante e lo scavo della galleria genera quindi sovrapressioni dell'acqua interstiziale. Poiché queste sono superiori in prossimità della galleria, s'innescano dei moti di filtrazione. Le sovrapressioni dissipano nel corso del tempo, modificando così le tensioni efficaci e portando a ulteriori deformazioni dipendenti dal tempo (consolidazione). La permeabilità del terreno ha un effetto decisivo sulla velocità di dissipazione delle sovrapressioni e quindi sui tempi di sviluppo delle deformazioni o, se quest'ultime sono impedite dalla presenza di un rivestimento, della pressione del terreno. In condizioni geologiche dove in fase realizzativa il comportamento del terreno è pronunciatamente tempo-dipendente (ad esempio gallerie superficiali in argille o gallerie profonde in rocce deboli), la velocità d'avanzamento influenza notevolmente lo sviluppo delle deformazioni (e, rispettivamente, delle pressioni) dell'ammasso in prossimità del fronte di scavo. Infatti, in questo caso le deformazioni dovute a "creep" o consolidazione sono sovvrapposte a quelle risultanti dalla ridistribuzione tridimensionale delle tensioni dovuta allo scavo della galleria.

Per quanto riguarda i processi di consolidazione, più la velocità d'avanzamento è alta e più è bassa la permeabilità del terreno, minore è la dissipazione delle pressioni interstiziali in eccesso in prossimità del fronte di scavo (condizioni non drenate) e, di conseguenza, più piccole sono le deformazioni. Al contrario, se la permeabilità del terreno è alta e la velocità d'avanzamento è bassa le condizioni in prossimità del fronte di scavo saranno drenate e quindi meno favorevoli. A dipendenza dal rapporto fra velocità d'avanzamento e permeabilità, la risposta del terreno sarà non drenata, drenata o "intermedia". Questo rapporto governa quindi la stabilità, le deformazioni e le pressioni del terreno agenti su un rivestimento o su uno scudo in prossimità del fronte di scavo.

Considerazioni analoghe valgono per il "creep" (Ghaboussi e Gioda, 1977): più bassa è la velocità d'avanzamento, maggiori sono le deformazioni. Al contrario, nel caso limite di una velocità d'avanzamento molto alta, in prossimità del fronte di scavo si sviluppano solo delle piccole deformazioni elastiche. Un'elevata velocità d'avanzamento è quindi vantaggiosa, poiché le deformazioni del terreno vicino al fronte di scavo sono minori, indipendentemente dalla causa della loro tempo-dipendenza ("creep" o consolidazione). La simulazione dell'avanzamento del fronte di scavo avviene generalmente attraverso la rimozione progressiva di elementi che modellano il terreno e la successiva attivazione di elementi che simulano il rivestimento o lo scudo – vedi, ad esempio, Franzius e Potts (2005). Di conseguenza, il sistema statico cambia "passo-passo" in accordo con la sequenza di operazioni di scavo e sostegno della galleria. Un tale approccio, anche se del tutto naturale, può essere molto problematico se il comportamento del terreno è di tipo tempo-dipendente. Questo è dovuto alla già citata ridistribuzione tridimensionale delle tensioni intorno al fronte di scavo che si sovvrappone ai processi di "creep" o consolidazione del terreno. In questo caso, intorno al fronte di scavo sono presenti dei forti gradienti sia delle deformazioni sia delle pressioni interstiziali. Tenendo conto del fatto che la posizione del fronte di scavo cambia continuamente nel corso della simulazione numerica, il reticolo di elementi finiti deve essere fitto lungo tutto l'asse della galleria o ridefinito per ogni fase di scavo simulata. Di conseguenza, l'analisi richiede un tempo di calcolo notevole (anche se il comportamento del materiale è lineare) e presenta generalmente seri problemi in termini sia di accuratezza numerica sia di stabilità del calcolo. Va osservato, tuttavia, che nel caso di condizioni uniformi nella direzione dell'asse della galleria (figura 1) il campo delle tensioni, il campo delle deformazioni così come quello delle pressioni interstiziali sono stazionari rispetto al fronte di scavo, vale a dire che si "muovono" assieme al fronte di scavo nella direzione d'avanzamento. Per quest'ampia classe di problemi il metodo di calcolo "passo-passo" è molto inefficiente, poiché avvicina lo stato stazionario asintoticamente dopo la simulazione di diverse fasi di scavo.

La simulazione dell'avanzamento del fronte di scavo può invece essere effettuata mediante un solo passo di calcolo, cioè senza dover eseguire un'integrazione nel dominio del tempo. L'idea di base che permette tutto ciò risale a Nguyen Quoc e Rahimian (1981) – un contributo che tratta della propagazione di fessure in materiali elasto-plastici dove, con appropriate trasformazioni, la coordinata "tempo" viene eliminata dalle equazioni governanti lo stato stazionario. Poiché i campi delle tensioni, delle deformazioni e delle pressioni interstiziali sono apparentemente indipendenti dal tempo per un osservatore in moto solidale con il fronte di scavo, la soluzione ovvia è quella di riformulare le equazioni della meccanica del continuo in un sistema di riferimento solidale con il fronte di scavo (coordinata x₁* nella figura 1). Si può quasi dire che questo metodo, piuttosto che cercare di simulare

1. SCHEMA DI UN PROBLEMA
CON CONDIZIONI UNIFORMI
NELLA DIREZIONE DELL'ASSE
DELLA GALLERIA PER QUANTO
RIGUARDA CONDIZIONI
GEOLOGICHE, STATO
TENSIONALE INIZIALE,
COPERTURA E LIVELLO DI FALDA
(LA COORDINATA X, È FISSATA NELLO
SPAZIO, MENTRE LA COORDINATA X,*
È SOLIDALE CON IL FRONTE DI SCAVO
CHE AVANZA)



GEORGIOS ANAGNOSTOU

l'avanzamento dello scavo della galleria in modo naturale, considera il caso di un ammasso in movimento intorno ad un fronte di scavo fissato nello spazio.

Corbetta (1990) e Anagnostou (1993) hanno seguito questo approccio per l'analisi (nel campo della costruzione di gallerie) di, rispettivamente, problemi viscoplastici e moti di filtrazione transitori. In un contributo più recente, Anagnostou (2007) ha poi esteso il metodo dello stato stazionario all'analisi accoppiata di gallerie scavate in terreni porosi, saturi e dal comportamento elastoplastico. Come mostrato in Anagnostou (2007), quasi tutte le equazioni della meccanica del continuo rimangono valide in un sistema di coordinate in moto solidale con il fronte di scavo, con la sola eccezione dell'equazione di conservazione della massa in cui si deve introdurre un termine supplementare contenente il rapporto v/k tra la velocità d'avanzamento e la permeabilità del terreno:

$$\nabla \nabla h = -\frac{v}{k} \frac{\partial \varepsilon_{vol}}{\partial x_1} \tag{1}$$

dove h e ε_{vol} denotano il potenziale idraulico e la deformazione volumetrica del terreno, mentre x_1 è la direzione di scavo (figura 1). La trasformazione delle equazioni permette di risolvere il problema accoppiato idraulico-meccanico in maniera molto efficace. Infatti, lo stato stazionario dei campi delle tensioni, delle deformazioni e delle pressioni interstiziali attorno al fronte di scavo che avanza viene raggiunto in un singolo passaggio senza, come già menzionato sopra, necessitare di un'integrazione nel dominio del tempo. Perciò, questo metodo non presenta tutte quelle difficoltà relative all'accuratezza e alla stabilità di una simulazione numerica nel dominio del tempo.

3. NON-UNIVOCITÀ DELLA LINEA CARATTERISTICA DELL'AMMASSO

I modelli di calcolo basati su sistemi statici piani considerano una sezione trasversale della galleria situata lontano dal fronte di scavo e assumono condizioni di deformazione piane. In presenza di simmetria rotazionale, dal punto di vista matematico il problema è unidimensionale. La cosiddetta "linea caratteristica dell'ammasso" – anche chiamata "curva di risposta del terreno" (Panet e Guenot, 1982) – esprime il rapporto tra la pressione radiale agente sul rivestimento e lo spostamento radiale del terreno al profilo di scavo. Assumendo equilibrio e compatibilità tra ammasso e rivestimento, la linea caratteristica dell'ammasso può essere utilizzata in combinazione con quella del rivestimento per determinare la convergenza radiale che deve verificarsi affinché la pressione dell'amasso si riduca ad un valore ammissibile per il rivestimento scelto.

Un problema fondamentale di questo tipo di approccio è che tutte le soluzioni basate su condizioni di deformazione piane (sia quelle in forma chiusa sia quelle risultanti da una soluzione numerica che considera un rilascio parziale delle tensioni prima dell'attivazione del rivestimento), presuppongono che la tensione radiale al contorno del cavo diminuisca monotonamente dal suo valore iniziale (che prevale nell'ammasso ad una certa distanza davanti al fronte di scavo) alla pressione di sostegno (che si sviluppa ad una certa distanza dietro il fronte di scavo). Tuttavia, il reale percorso di carico comporta un completo scarico del contorno del cavo in direzione radiale lungo il settore di galleria non supportato e un suo successivo ricarico a partire dal momento in cui le misure di sostegno sono installate. Cantieni e Anagnostou (2009a) hanno dimostrato che l'assunzione di una

tensione radiale monotonamente decrescente può portare (in particolar modo nel caso di un ammasso fortemente spingente e dal comportamento elastoplastico) a una sottostima più o meno rilevante della pressione dell'ammasso e delle sue deformazioni. Infatti, i punti rappresentanti la situazione di equilibrio finale – vale a dire lo spostamento del profilo di scavo $u(\infty)$ e la pressione dell'ammasso $p(\infty)$ che si instaurano ad una distanza sufficientemente grande dal fronte di scavo – sono costantemente situati al di sopra della linea caratteristica dell'ammasso.

La figura 2 mostra la linea caratteristica dell'amasso ottenuta usando una soluzione in forma chiusa per condizioni di deformazione piane (la linea continua denominata "GCR") e i risultati di simulazioni numeriche di tipo assialsimmetrico (i punti denominati P_1 , P_2 , ecc.) concernenti un ammasso fortemente spingente. Il comportamento del materiale è stato modellato quale elastico lineare e perfettamente plastico in accordo con il criterio di rottura di Mohr-Coulomb, mentre il rivestimento è stato simulato con una pressione radiale di sostegno dipendente linearmente dagli spostamenti al profilo di scavo (rigidezza del rivestimento: dp/du = K). I parametri di calcolo sono contenuti nella tabella 1.

Come già menzionato precedentemente e ben illustrato dalla figura 2, analisi in condizioni di deformazione piane sottovalutano sistematicamente le pressioni e le de-

formazioni dell'ammasso. Questa deviazione è dovuta all'incapacità di ogni modello di calcolo di tipo piano di tenere conto, (i), del completo scarico radiale al confine di scavo lungo il settore di galleria non supportato e, (ii), del successivo aumento di tensione radiale dopo l'installazione del rivestimento.

(i) Si consideri in primo luogo l'influsso della lunghezza della zona non supportata e per un valore fisso della rigidezza del rivestimento K.

I punti P_2 e P_4 in figura 2 descrivono l'equilibrio finale per un rivestimento rigido (K = 1 GPa/m) installato ad una distanza dal fronte di scavo e di rispettivamente 1 o 8 m. La deviazione dalla linea caratteristica dell'ammasso (GCR) aumenta se la lunghezza non supportata e è maggiore. Questo è dovuto al fatto che l'estensione della zona plastica e l'entità delle deformazioni dipendono per lo più dallo stato tensionale biassiale (cioè dalla tensione ra-

diale pari a zero) presente al contorno del cavo nella lunga zona non supportata, piuttosto che dallo stato tensionale finale.

(ii) L'influsso della rigidità del rivestimento K può essere osservato considerando i punti P_3 e P_4 . La risposta dell'ammasso descritta dal punto P_3 , che risulta dal calcolo assialsimmetrico eseguito per un supporto flessibile (K = 0.1 GPa/m, installato a e = 1 m), è più vicino alla linea caratteristica dell'ammasso



2. CURVA DI RISPOSTA
DELL'AMMASSO PER
CONDIZIONI DI
DEFORMAZIONE PIANE (GRC)
E PUNTI DI RISPOSTA
DELL'AMMASSO (P1, P2, ECC.)
MOLTO DISTANTE DAL
FRONTE DI SCAVO PER
DIFFERENTI LUNGHEZZE
DELLA ZONA NON
SUPPORTATA E E RIGIDEZZE
DEL RIVESTIMENTO K
DA CANTIENI E ANAGNOSTOU, 2009A

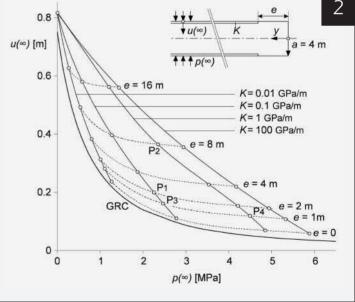


TABELLA 1. PARAMETRI DI CALCOLO (FIGURE 2, 15 E 16)

GEORGIOS ANAGNOSTOU

3. MODELLO DI CALCOLO PER UNA GALLERIA SUPERFICIALE

(GRC) che il punto P_4 che corrisponde ad un supporto rigido (K = 1 GPa/m, anch'esso installato a e = 1 m). In generale, per una data lunghezza non supportata e (linee tratteggiate in figura 2), più rigido è il rivestimento, più grande è il suo carico finale e maggiore è lo scostamento dalla linea caratteristica dell'ammasso. Questo è dovuto al fatto che un maggior carico finale causa un aumento di tensione radiale più alto e quindi una maggiore inversione delle tensioni lungo il contorno del cavo.

Ovviamente, lo scarto totale dipende da entrambi gli effetti (i) e (ii). Ciò è particolarmente evidente se in figura 2 si considerano i valori più grandi della lunghezza non supportata e. L'errore introdotto presupponendo condizioni di deformazione piane diminuisce per valori molto grandi di e (vedi, ad esempio, la linea continua valida per K = 1 GPa/m in figura 2, che si avvicina alla linea GCR nella parte superiore del diagramma).

In conclusione, la relazione tra pressione e deformazione dell'ammasso non è in realtà univoca. Ciò contrasta con i risultati ottenuti con analisi di tipo piano e suggerisce che, assumendo condizioni di deformazione piane, non è possibile riprodurre correttamente le pressioni e le deformazioni allo stesso tempo.

La non-univocità della linea caratteristica dell'ammasso è particolarmente rilevante non solo dal punto di vista teorico, ma anche rispetto a problemi pratici come la valutazione di un avanzamento mediante TBM in ammasso spingente (Sezione 5) o la progettazione di un supporto deformabile (Sezione 6). In entrambi i casi, l'ingegnere necessità di una stima attendibile delle pressioni (al fine di determinare la forza di spinta necessaria o le dimensioni del rivestimento) e delle deformazioni dell'ammasso (al fine di determinare lo spazio libero necessario fra scudo e profilo di scavo o il sovrascavo richiesto).

4. CEDIMENTI SUPERFICIALI DURANTE LO SCAVO DI UNA GALLERIA IN MATERIALE SCIOLTO

Le misurazioni geomeccaniche mostrano chiaramente che i cedimenti indotti dallo scavo di una galleria attraverso depositi di argilla a bassa permeabilità possono continuare ad aumentare anche per diversi mesi dopo lo scavo. La superficie interessata dai cedimenti si allarga e diventa più profonda nel corso del tempo (O'Reilly et al., 1991). Come spiegato nella Sezione 2, durante lo scavo di gallerie in terreni a bassa permea-

300 m 300 m 100 m

bilità, la velocità d'avanzamento e la permeabilità del terreno influenzano notevolmente lo sviluppo delle pressioni e delle deformazioni.

A seconda del rapporto tra velocità d'avanzamento e permeabilità, la risposta del terreno sarà non drenata (favorevole), drenata (meno favorevole) o "intermedia". Di regola, per una data bassa permeabilità del terreno k una velocità d'avanzamento v la più alta possibile è vantaggiosa.

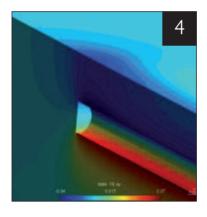
Questa sezione tratta gli effetti contrapposti della consolidazione e della velocità d'avanzamento illustrando i risultati di un calcolo numerico concernente una galleria cilindrica superficiale attraversante un terreno omogeneo (figura 3). L'avanzamento del fronte di scavo è stato simulato come descritto nella Sezione 2.

Grazie all'efficienza e alla stabilità numerica del metodo dello stato stazionario è stato possibile eseguire un ampio studio parametrico in modo tale da investigare l'effetto della velocità d'avanzamento sui cedimenti trasversali e longitudinali.

Negli esempi numerici, sia il terreno sia il rivestimento sono stati modellati come materiali linearmente elastici. La tabella 2 riassume le costanti del materiale e gli altri parametri di calcolo. Il fronte di scavo e la parte di galleria non supportata (e = 1 m) sono stati modellati come superfici d'infiltrazione (la pressione interna della galleria è atmosferica). Inoltre, si è assunto che la ricarica dell'acqua di falda dalla superficie (ad esempio attraverso le precipitazioni o da un fiume o da un lago nelle vicinanze) è sufficiente per mantenere costante il livello freatico. L'azione drenante della galleria si traduce quindi in una riduzione delle pressioni interstiziali nel terreno circostante la

galleria. Questa diminuzione può essere temporanea o permanente a seconda della permeabilità del rivestimento. Gli esempi numerici di guesta sezione concernono un rivestimento praticamente impermeabile. La figura 4 mostra le curve di livello dello spostamento verticale u per $v/k \rightarrow 0$ (cioè durante lo scavo di una galleria in un terreno ad alta permeabilità o al raggiungimento dello stato stazionario durante un lungo fermo dei lavori). In superficie, una depressione ("cratere") può essere osservata al di sopra della galleria (figura 4): in un primo tempo, con l'avvicinarsi del fronte di scavo, la superficie ha dei cedimenti (Fase 1), mentre, successivamente, si osserva un innalzamento della stessa (Fase 2). I cedimenti della Fase 1 sono causati dalla ridistribuzione tridimensionale delle tensioni e dalla diminuzione delle pressioni interstiziali (consolidazione) in prossimità del fronte di scavo. Dopo l'installazione del rivestimento impermeabile le pressioni interstiziali aumentano gradualmente e ritornano al loro valore iniziale a una certa distanza dietro il fronte di scavo. Di conseguenza, le tensioni efficaci diminuiscono (si assiste ad uno scarico e ad un aumento di volume del terreno). L'ipotesi semplificativa di un comportamento elastico lineare (con gli stessi valori di rigidità sia per il carico sia per lo scarico) sopravvaluta l'aumento di volume del terreno, con la conseguenza che il rigonfiamento della Fase 2 compensa una parte considerevole dei cedimenti della Fase 1. Con un modello per il comportamento del materiale più realistico (che tenga conto della risposta del terreno più rigida durante la fase di scarico), que**4.** CURVE DI LIVELLO DELLO SPOSTAMENTO VERTICALE U_{γ} ALLO STATO STAZIONARIO $(V/K \rightarrow 0)$

TABELLA 2. PARAMETRI DI CALCOLO PER GLI ESEMPI DELLE FIGURE 3–6



Raggio della galleria	R	5 m
Copertura (dall'asse della galleria)	Н	20 m
Altezza della falda (dall'asse della galleria)	H _w	20 m
Velocità d'avanzamento	V	variabile m/d
Coefficiente delle tensioni orizzontali	K	0.50 -
Modulo di Young	Е	50 MPa
Modulo di Poisson	ν	0.15 -
Permeabilità	k	variabile m/s
Peso unitario totale	γ	20 kN/m³
Porosità	n	0.10 -
Peso unitario dell'acqua	$\gamma_{\sf w}$	10 kN/m³
Compressibilità dell'acqua	C _w	0.40 GPa ⁻ 1
Distance tra fronte di scavo e rivestimento	е	1 m
Spessore del rivestimento	d	0.20 m
Modulo di Young del rivestimento	E _L	15 GPa
Modulo di Poisson del rivestimento	$\nu_{_{L}}$	0.15 -

5. CURVE DI LIVELLO DEI CEDIMENTI IN SUPERFICIE PER DIFFERENTI VELOCITÀ D'AVANZAMENTO V

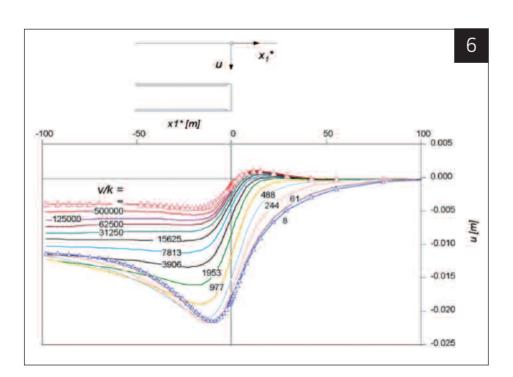
PERMEABILITÀ DEL TERRENO
K = 10⁻⁸ M/S, DIREZIONE DI SCAVO:
DA DESTRA VERSO SINISTRA

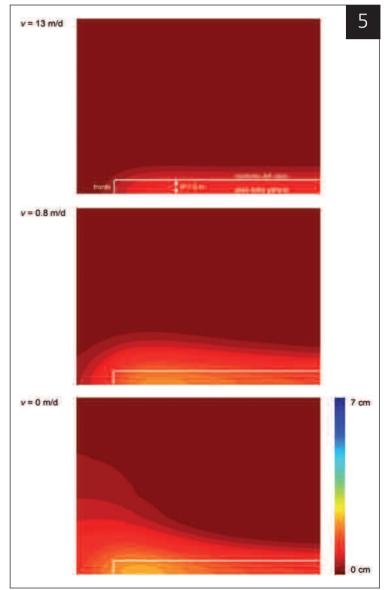
6. PROFILO LONGITUDINALE DEI CEDIMENTI U PER DIFFERENTI VALORI DEL RAPPORTO TRA VELOCITÀ D'AVANZAMENTO V E PERMEABILITÀ DEL TERRENO K sto effetto sarebbe stato meno pronunciato e il cedimento finale sarebbe dipeso in maggior parte dalle deformazioni intorno al fronte di scavo.

La figura 5 fornisce un quadro più completo dei cedimenti in superficie per differenti velocità d'avanzamento v, mentre la figura 6 mostra l'effetto della velocità d'avanzamento v e della permeabilità del terreno k sul profilo longitudinale dei cedimenti u. Secondo la figura 6, le condizioni in prossimità del fronte di scavo sono praticamente non drenate per v/k > 10^5 e praticamente drenate per v/k < 10^3 . A dipendenza dal rapporto v/k, la risposta del terreno si trova tra quella non drenata e quella drenata. Più alto è questo rapporto, maggiore è la distanza dal fronte di scavo dove le deformazioni raggiungono lo stato stazionario. Infatti, la depressione in superficie ("cratere") è presente solo per valori alti della permeabilità del terreno o, rispettivamente, per valori bassi della velocità d'avanzamento.

Degli alti rapporti v/k riducono il tempo a disposizione per il processo di consolidazione

in prossimità del fronte di scavo, avendo così un influsso positivo sullo sviluppo dei cedimenti. Non solo si riduce il valore assoluto di questi ultimi, ma anche la distorsione angolare della superficie. Ciò è particolarmente vero per l'avanzamento con scudi chiusi, in quanto le deformazioni del terreno a monte del fronte di scavo e intorno allo scudo (chiusura dello spazio libero tra scudo e profilo di scavo) rappresentano di gran lunga le maggiori fonti di perdita di volume e di cedimenti in superficie.





5. AVANZAMENTO CON TBM IN AMMASSO SPINGENTE

Condizioni di ammasso spingente possono rallentare o addirittura impedire l'avanzamento di una TBM. A causa dei vincoli geometrici dati dall'attrezzatura (TBM e back-up), già convergenze relativamente piccole (di 10–20 cm sul diametro) possono causare notevoli difficoltà nel settore della TBM (blocco della testa, blocco dello scudo – figura 7) e in quello del back-up (per esempio, blocco del back-up, eccessive convergenze del cavo, danni al rivestimento della galleria). Se tali difficoltà occorrono frequentemente, o persistono lungo tratti estesi di galleria, la fattibilità tecnica ed economica di uno scavo meccanizzato può essere messa in dubbio. A tal riguardo, in passato, si sono registrate alcune esperienze negative (Ramoni e Anagnostou, 2010a).

Il rendimento di una TBM è il risultato di una complessa interazione tra ammasso, attrezzatura (TBM e back-up) e misure di sostegno messe in opera. La velocità d'avanzamento non rappresenta soltanto il "risultato" di questa interazione, ma, al contempo,

la influenza. La comprensione delle interazioni tra gli elementi principali del sistema è essenziale per valutare le situazioni critiche (Ramoni e Anagnostou, 2010a). Inoltre, poiché i diversi tipi di TBM differiscono rispetto al sistema di spinta, al tipo di rivestimento e all'esistenza o meno di uno scudo, differenti scenari di rischio devono essere analizzati a seconda del tipo di macchina considerato. La velocità d'avanzamento – che, come detto, gioca un ruolo importante – dipende anch'essa dal tipo di macchina.

A questo proposito, indagini quantitative di tipo numerico rappresentano un valido contributo per la presa di decisione in fase di progettazione, poiché forniscono indicazioni riguardanti l'entità dei parametri chiave. L'uso di modelli di calcolo numerici assialsimmetrici o tridimensionali elimina le incertezze associate alla natura intrinsecamente tridimensionale del problema in esame.

Ad esempio, questi modelli di calcolo consentono di determinare l'entità e la distribuzione della pressione dell'ammasso che agisce sullo scudo e sul rivestimento tenendo conto della variazione lungo l'asse della galleria delle misure di sostegno messe in opera (scudo, conci prefabbricati o altro) e dell'esistenza di uno spazio libero tra scudo e profilo di scavo. Inoltre, essi permettono di tenere correttamente conto della ridistribuzione tridimensionale delle tensioni che avviene in prossimità del fronte di scavo, eliminando così gli errori che verrebbero introdotti assumendo condizioni di deformazione piane (Sezione 3).

Valutando la fattibilità di uno scavo meccanizzato in roccia spingente, e progettandone la TBM, è essenziale disporre di informazioni in merito alla forza di spinta necessaria per vincere la forza d'attrito ed evitare il blocco dello scudo. Considerazioni analoghe valgono anche per l'impiego di una TBM di seconda mano, per la quale è necessario valutare se la forza di spinta installata è sufficiente o se si dovrà provvedere a delle migliorie. Ramoni e Anagnostou (2010b) hanno elaborato dei nomogrammi che facilitano e velocizzano la determinazione della forza di spinta necessaria. I nomogrammi sono stati realizzati sulla base di un esteso studio parametrico eseguito utilizzando il metodo degli elementi finiti. I risultati numerici ottenuti sono stati riassunti in forma adi-

7. TBM A SCUDO SINGOLO
BLOCCATA INROCCIA SPINGENTE
(TUNNEL ULUABAT, TURCHIA,
Ø = 5.00 M); LA FOTOGRAFIA
MOSTRA L'AMMASSO
ROCCIOSO, LO SCUDO E IL
RIVESTIMENTO DURANTE I
LAVORI DI SCAVO ESEGUITI
PER LIBERARE LA TBM



FOTOGRAFIA: WERNER BURGER, HERRENKNECHT AG

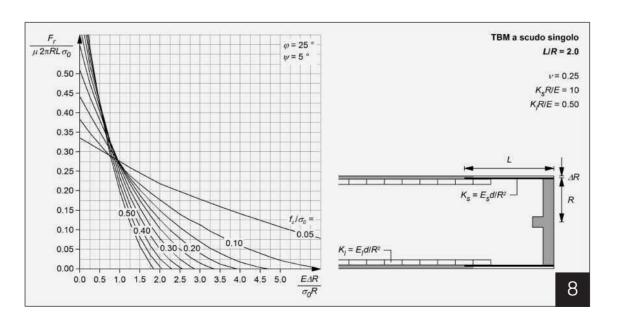
8. NOMOGRAMMA PER LA
DETERMINAZIONE DELLA
FORZA DI SPINTA NECESSARIA
F, PER SUPERARE
L'ATTRITO AMMASSO-SCUDO
DI UNA TBM A SCUDO SINGOLO
DA RAMONI E ANAGNOSTOU. 2010B

mensionale in una serie di nomogrammi che coprono l'intera gamma di parametri rilevanti dal punto di vista pratico (parametri dell'ammasso, stato tensionale in situ, caratteristiche della TBM). È la prima volta che viene eseguita un'indagine tanto sistematica e approfondita sull'effetto combinato dei parametri influenzanti il carico dello scudo. Va notato che lo studio parametrico alla base dei nomogrammi ha necessitato l'esecuzione di circa 12000 simulazioni numeriche. Pertanto, un elemento fondamentale dell'indagine svolta è stato lo sviluppo di un metodo di calcolo numerico efficace in termini di tempo e di stabilità computazionale (Sezione 2).

A titolo di esempio, la figura 8 mostra uno di un totale di 45 nomogrammi. Ogni nomogramma concerne un tipo diverso di TBM (con una differente lunghezza normalizzata dello scudo L/R) ed è valido per un dato valore dell'angolo di attrito interno φ . Inoltre, i nomogrammi presentano un gruppo di curve ciascuna corrispondente a un diverso valore della resistenza alla compressione monoassiale normalizzata f_c/σ_0 . Ogni curva rappresenta la forza di spinta necessaria normalizzata $F_r/(\mu \ 2\pi RL\sigma_0)$ in funzione del prodotto adimensionale di E/σ_0 con $\Delta R/R$, dove E è il modulo di Young dell'ammasso, σ_0 lo stato tensionale iniziale, ΔR la differenza di raggio tra il profilo di scavo e lo scudo e R il raggio della galleria.

I nomogrammi permettono di valutare la fattibilità di uno scavo meccanizzato in una situazione geotecnica data, di eseguire rapidamente uno studio di sensitività relativo ai parametri dell'ammasso e di valutare l'effetto di eventuali misure progettuali od operative quali la riduzione della lunghezza dello scudo, l'installazione di una maggiore forza di spinta, l'aumento del gioco tra il profilo scavato e l'estradosso dello scudo o la lubrificazione della superficie dello scudo, contribuendo così al processo decisionale.

L'esperienza pratica indica che interruzioni dell'avanzamento della TBM sono generalmente sfavorevoli in presenza di ammasso spingente. In diversi casi la TBM non è rimasta bloccata fino a quando non c'è stato un rallentamento o una sospensione delle operazioni di scavo, suggerendo che il mantenimento di un'elevata velocità d'avanzamento e una riduzione dei tempi di fermo macchina possono avere un effetto positivo.

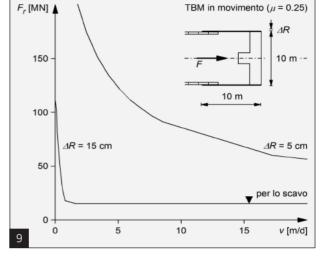


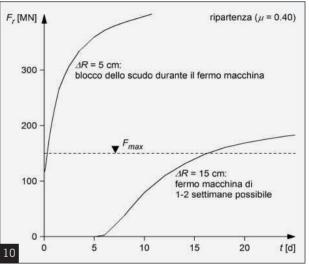
Il mantenimento di un'elevata velocità d'avanzamento è. ovviamente, un importante obiettivo comune a qualsiasi scavo meccanizzato. Tuttavia, alte velocità d'avanzamento non devono essere viste come una panacea per far fronte a condizioni di ammasso spingente. In primo luogo, esse sono difficili da raggiungere (soprattutto nel caso di un ammasso di scarsa qualità). In secondo luogo, convergenze del cavo si possono sviluppare molto rapidamente e molto vicino al fronte di scavo (Ramoni e Anagnostou, 2010a); in tal caso la velocità raggiunta gioca un ruolo secondario (la TBM potrebbe bloccarsi anche se mantenuta in movimento alla massima velocità possibile). In terzo luogo, i fermi macchina non sono completamente evitabili.

Il proseguio di questa sezione discute brevemente in termini quantitativi gli effetti positivi di un'alta velocità d'avanzamento e di fermi macchina i più brevi possibili. I risultati numerici qui presentati concernono l'avanzamento di una TBM in un ammasso spingente con comportamento tempo-dipendente dovuto a processi di consolidazione e sono stati ottenuti tramite un'analisi numerica assialsimmetrica accoppiata meccanico-idraulica. L'esempio concerne una galleria di 10 m di diametro situata a 500 m di profondità e 100 m sotto il livello di falda. La galleria è scavata in un ammasso di scarsa qualità da una TBM a scudo singolo di 10 m di lunghezza (i parametri di calcolo sono riassunti nella tabella 3).

La figura 9 mostra la forza di spinta F, necessaria per far avanzare la TBM in un ammasso a bassa permeabilità ($k = 10^{-9}$ m/s) in funzione della velocità d'avanzamento v. L'effetto favorevole di una velocità d'avanzamento v più alta e di un maggiore sovrascavo ΔR possono essere riconosciuti immediatamente.

La figura 10 mostra invece come la forza di spinta F., necessaria





per rimettere in movimento la TBM dopo un arresto delle operazioni di scavo, aumenti con la durata del fermo macchina. Durante l'avanzamento, la TBM deve superare attrito dinamico, mentre subito dopo l'arresto (t = 0) l'attrito da vincere diventa di tipo statico. Di conseguenza, il coefficiente d'attrito µ da considerare è più alto.

Le curve delle figure 9 e 10 sono state calcolate integrando la pressione dell'ammasso sull'intera superficie dello scudo. La pressione dell'ammasso p che agisce sullo scudo e sul rivestimento a differenti tempi t (il tempo trascorso dall'inizio del fermo macchina) è rappresentata nella figura 11 (assumendo che,

9. FORZA DI SPINTA NECESSARIA F. IN FUNZIONE DELLA VELOCITÀ D'AVANZAMENTO V DA RAMONI E ANAGNOSTOU, 2007A

10. FORZA DI SPINTA NECESSARIA F IN FUNZIONE DEL TEMPO DI FERMO **MACCHINA T** DA RAMONI E ANAGNOSTOU, 2007B

TABELLA 3. PARAMETRI DI CALCOLO PER GLI ESEMPI DELLE FIGURE 9-12

Tensione iniziale (copertura: 500 m)	σ_0	12.50 MPa
Pressione interstiziale iniziale (altezza di falda: 100 m)	$p_{w,0}$	1 MPa
Raggio della galleria	R	5 m
Permeabilità	k	10 ⁻⁹ m/s
Modulo di Young	Е	1000 MPa
Modulo di Poisson	ν	0.25 -
Coesione	С	500 kPa
Angolo dell'attrito interno	φ	25 °
Angolo di dilatanza	ψ	5 °
Coefficiente d'attrito (statico)	μ	0.40 -
Coefficiente d'attrito (dinamico)	μ	0.25 -

11. PRESSIONE DELL'AMMASSO RADIALE P AGENTE SULLO SCUDO E SUL RIVESTIMENTO A DIFFERENTI TEMPI T DURANTE UN FERMO MACCHINA DA RAMONI E ANAGNOSTOU, 2007B

12. ESTRUSIONE DEL NUCLEO E A DIFFERENTI TEMPI T DURANTE UN FERMO MACCHINA DA RAMONI E ANAGNOSTOU, 2007B

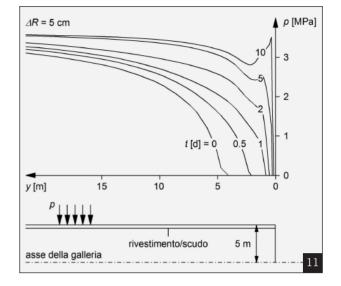
13. (A) SUPPORTO
DEFORMABILE A BASSA
PRESSIONE DELL'AMMASSO
CENTINE TIPO TH CON GIUNTI
SCORREVOLI
(B) SUPPORTO DEFORMABILE
AD ALTA PRESSIONE
DELL'AMMASSO
ELEMENTI HIDCON-SOLEXPERTS, 2007

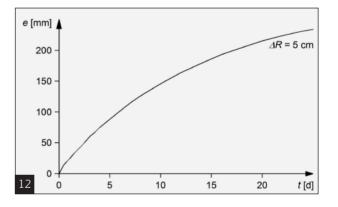
prima dello stop, la TBM stava avanzando con una velocità media v di 10 m/d). In questo esempio numerico, il fronte di scavo non è supportato. Per questo motivo, il nucleo plastifica ed estrude liberamente (figura 12). Di conseguenza, la tensione radiale a monte del fronte di scavo diminuisce e, in seguito ad una ripartizione degli sforzi in senso longitudinale, un carico aggiuntivo viene trasferito sullo scudo, come indicato dal picco di pressione in prossimità del fronte che si può osservare in figura 11. Questi risultati indicano come il comportamento del nucleo a monte del fronte di scavo possa essere importante anche per quanto riguarda il carico dello scudo di una TBM.

6. SUPPORTI DEFORMABILI IN AMMASSO SPINGENTE

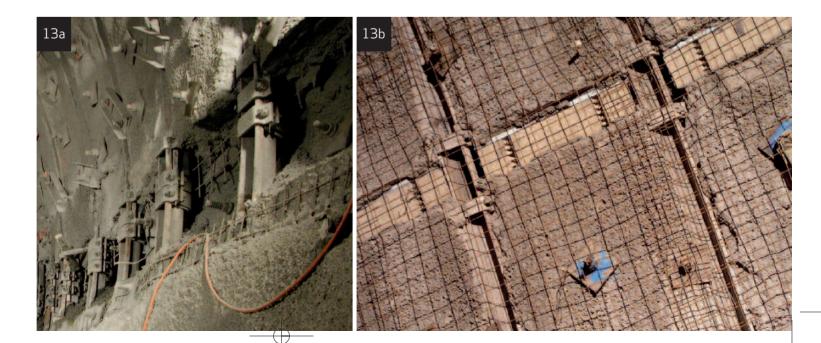
Lo scavo di gallerie attraverso rocce deboli e con alta copertura può condurre a grandi deformazioni del cavo. Queste cosiddette "condizioni di ammasso spingente" possono distruggere il rivestimento se si tenta di impedire le deformazioni installando un rivestimento rigido in prossimità del fronte di scavo.

L'unica soluzione praticabile in presenza di comportamento fortemente spingente dell'ammasso è quella di un supporto che è in grado di deformarsi senza danneggiarsi, combinato ad un certo sovrascavo. In que-





sto modo è possibile gestire in maniera controllata le deformazioni – il cosiddetto "principio del cedimento" (Kovári, 1999). I cosiddetti "supporti deformabili" sono caratterizzati da due principali parametri di progettazione: il sovrascavo \mathbf{u}_{y} e la pressione \mathbf{p}_{y} per cui il supporto comincia a deformarsi. A titolo di esempio, la figura 13 mostra due dettagli strutturali.

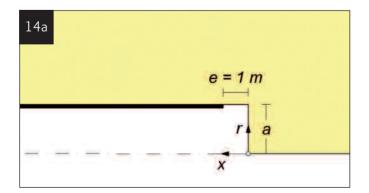


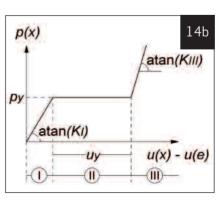
GEORGIOS ANAGNOSTOU

Il concetto alla base di ogni supporto deformabile è che la pressione dell'ammasso si riduce se all'ammasso stesso è permesso di deformarsi. Anche se questo concetto è fuor di dubbio, il rapporto tra pressione e deformazione dell'ammasso non è però univoco e dipende dalle caratteristiche delle misure di sostegno usate e da dove queste vengono messe in opera. Come mostrato nella Sezione 3, la curva di risposta dell'ammasso (che descrive la relazione tra pressione e deformazione dell'ammasso assumendo condizioni di deformazione piane e una riduzione della pressione radiale al profilo di scavo monotona) rappresenta un limite inferiore di questo rapporto (figura 2).

La ragione per cui i punti di equilibrio finali rappresentanti la risposta dell'ammasso non sono situati sulla linea caratteristica dell'ammasso risiede nel completo scarico del contorno del cavo (pressione radiale uguale a zero) lungo la zona di galleria non supportata e il successivo riaumento della tensione radiale dopo l'installazione delle misure di sostegno. Con più pronunciata è questa inversione delle tensioni, maggiore è la deviazione dalla curva di risposta dell'ammasso. Questo ha un'importante conseguenza pratica per quanto riguarda la progettazione di supporti deformabili, poiché l'entità dell'inversione delle tensioni dipende dalla pressione p_y per la quale il supporto comincia a deformarsi. Più in particolare, minore è la pressione p_y , più pronunciata è l'inversione delle tensioni, maggiore è la deviazione del punto di equilibrio finale dalla curva di risposta dell'ammasso e – per un dato valore del sovrascavo u_y – più elevato è il carico finale del rivestimento.

In modo da investigare quantitativamente l'effetto della pressione p_y , si consideri una galleria circolare situata in roccia debole a 500 m di profondità e simulata con un modello di calcolo assialsimmetrico (figura 14a). Il comportamento meccanico dell'ammasso è assunto essere isotropo, linearmente elastico e perfettamente plastico in accordo con il criterio di rottura di Mohr-Coulomb (i parametri di calcolo sono contenuti nella tabella 1). Il campo delle tensioni iniziali è considerato quale uniforme e idrostatico con una pressione p_0 di 12.5 MPa. Il supporto deformabile è modellato come radiale e con una rigidità dipendente dalla sua deformazione (figura 14b): la Fase I è regolata dalla rigidità $K_{||}$ fino al momento in cui il supporto comincia a deformarsi; durante la Fase II il supporto si deforma sotto l'azione di una pressione costante p_y ; al momento in cui il sovrascavo u_y è stato sfruttato per intero, il supporto diventa praticamente rigido (rigidità $K_{|||}$) – ad esempio mediante l'applicazione di calcestruzzo spruzzato – ed una pressione supplementare agisce su di esso (Fase III).





14. (A) MODELLO (B) LINEA CARATTERISTICA DI UN SUPPORTO DEFORMABILE 15. PRESSIONE DELL'AMMASSO
P IN FUNZIONE DELLA DISTANZA
X DAL FRONTE DI SCAVO PER
DIFFERENTI VALORI DELLA
PRESSIONE P_Y PER CUI IL
SUPPORTO COMINCIA A
DEFORMARSI

CASI O, A, B E C COME DA TABELLA 4 DA CANTIENI E ANAGNOSTOU (2009B)

16. CURVA DI RISPOSTA
DELL'AMMASSO PER
CONDIZIONI DI DEFORMAZIONE
PIANE (GCR) E PUNTI DI
EQUILIBRIO FINALI PER I
SUPPORTI ANALIZZATI
CASI O, A, B E C COME DA TABELLA 4
DA CANTIENI E ANAGNOSTOU (2009B)

TABELLA 4. PARAMETRI DEL SUPPORTO VEDI ANCHE LA FIGURA 14B La figura 15 mostra l'andamento della pressione radiale sul rivestimento per quattro supporti deformabili che permettono una convergenza u_y di 15 cm, ma che cominciano a deformarsi a differenti pressioni p_y (tabella 4). Per le ragioni esposte in precedenza, il carico finale agente sul rivestimento diminuisce se la pressione p_y è maggiore.

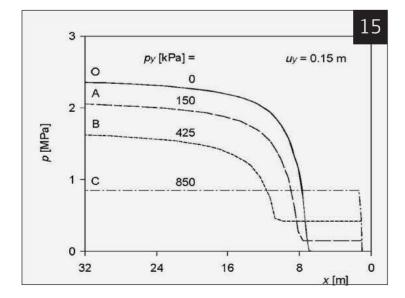
La figura 16 mostra i punti di equilibrio – $u(\infty)$, $p(\infty)$ – dell'ammasso ricavati dal modello di calcolo numerico, così come (ai fini di un confronto) la curva di risposta dell'ammasso (GCR) ricavata assumendo condizioni di deformazione piane. Va notato come il punto di equilibrio cambi in relazione alla pressione p_{ν} (Casi O, A, B e C).

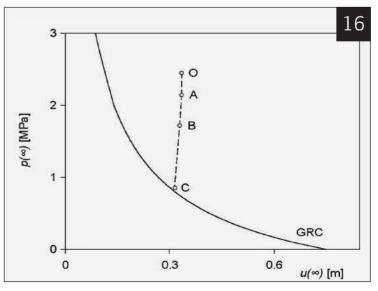
Nel caso di un supporto che può sopportare uno spostamento radiale u_y di 15 cm senza offrire alcuna resistenza all'ammasso (Caso O), a causa della lunga tratta di galleria non supportata e della pronunciata inversione delle tensioni al contorno del cavo, il punto

Caso	Descrizione	K _I ⁽¹⁾ [MPa/m]	p _y [kPa]	u _y [cm]	K _{III} [MPa/m]
0	Calcestruzzo spruzzato (spessore: 35 cm) con fughe aperte in senso longitudinale (E $_{\rm L}$ = 30 GPa $^{\rm (2)})$	n/a	0	15	656
А	Centine tipo TH 44 (Figura 13a) con distanza interassiale di 1 m e giunti scorrevoli a 4 ganasce con una resistenza ognuna di 150 kN $^{(3)}$	100	150	15	656
В	Come A, però con l'aggiunta di calcestruzzo spruzzato (spessore: 20 cm) e elementi in cemento altamente deformabili introdotti nelle fughe longitudinali (carico limite: 7 MPa, vedi la Figura 13b e Solexperts, 2007)	100	425	15	656
С	Come B, però con un carico limite più alto degli elementi deformabili (17 MPa – Solexperts, 2007)	100	850	15	656

Note

- (1) Questo parametro è stato mantenuto costante per lo studio parametrico, poiché di secondaria importanza. I valori reali di K₁ sono 74 MPa/m (Caso A) e 114 MPa/m (Casi B e C). Un'analisi di sensitività ha mostrato che una variazione di K₁ in questo intervallo non influenza i risultati numerici.
- (2) Questo valore assume che al momento in cui le fughe longitudinali si chiudono, il calcestruzzo spruzzato ha già raggiunto la sua rigidezza finale.
- (3) Dopo la fase di deformazione, il supporto diventa praticamente rigido ($d_{III} = 35$ cm, $E_L = 30$ GPa).





di equilibrio si trova molto al di sopra della curva di risposta dell'ammasso (figura 16). A pressioni p_y maggiori, l'inversione delle tensioni è meno pronunciata e, di conseguenza, il punto di equilibrio si trova più vicino alla curva di risposta dell'ammasso. Dato che la deformazione dell'ammasso dipende dal sovrascavo u_y ed è quindi appros-

simativamente costante, questo significa che la pressione finale diminuisce (punti A, B e C in figura 16).

È rimarcabile che una tale riduzione del carico finale può essere raggiunta non solo tramite l'installazione di un supporto che è in grado di permettere una deformazione più grande (cioè seguendo un principio ben noto), ma anche selezionando un supporto che inizia a deformarsi ad una pressione p., più alta.

Una discussione più dettagliata delle interazioni tra supporti deformabili e ammasso spingente (con nomogrammi per il dimensionamento che bandiscono le carenze delle analisi di tipo piano e consentono una rapida valutazione dei requisiti di un supporto deformabile) si trova in Cantieni e Anagnostou (2009b).

7. CONCLUSIONI

Nell'ingegneria delle gallerie vi sono più aspetti – sia nella progettazione pratica sia nell'analisa teorica – per i quali è importante tenere conto degli effetti tridimensionali. È quasi banale – o addirittura una tautologia – affermare che, tenendo conto della terza dimensione, è possibile ridurre le incertezze delle previsioni fatte con modelli di calcolo di tipo piano.

È più interessante notare che se si tiene adeguatamente conto del percorso tensionale del terreno e della sequenza di scavo e messa in opera delle misure di sostegno si possono ottenere risultati che sono qualitativamente e quantitativamente differenti da quelli ottenuti assumendo condizioni tensiodeformative piane – risultati sorprendenti a prima vista e non riproducibili con dei modelli bidimensionali.

BIBLIOGRAFIA

ANAGNOSTOU, G., 1993. Modelling seepage flow during tunnel excavation. Safety and environmental issues in rock engineering, EUROCK '93, Lisbon, Vol. 1, 3–10.

ANAGNOSTOU, G., 2007. Continuous tunnel excavation in a poro-elastoplastic medium. Tenth international symposium on numerical models in geomechanics, NUMOG X, Rhodes, 183–188.

CANTIENI, L., ANAGNOSTOU, G., 2009A. The effect of the stress path on squeezing behavior in tunnelling. Rock Mechanics and Rock Engineering 42 (2), 289–318.

CANTIENI, L., **ANAGNOSTOU**, **G.**, **2009B**. The interaction between yielding supports and squeezing ground. Tunnelling and Underground Space Technology 24 (3), 309–322.

CORBETTA, F., 1990. Nouvelles méthodes d'étude des tunnels profonds – calculs analytiques et numériques. PhD thesis, École des Mines de Paris.

FRANZIUS, J.N., POTTS, D.M., 2005. Influence of mesh geometry on three-dimensional finite-element analysis of tunnel excava-

tion. International Journal of Geomechanics 5 (3), 256–266.

GHABOUSSI, J., GIODA, G., 1977. On the time-dependent effects in advancing tunnels. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics 1 (3), 249–269.

KOVÁRI, K., 1999. Scavo di gallerie in rocce spingenti. Quarry & Construction 36 (3), 59–72.

NGUYEN-QUOC, S., RAHIMIAN, M., 1981. Mouvement permanent d'une fissure en milieu élastoplastique. Journal de Mécanique Appliquée 5 (1), 95–120.

O'REILLY, M.P., MAIR, R.J., ALDERMAN, G.H., 1991. Long-term settlements over tunnels: an eleven-year study at Grimsby. Tunnelling '91. London. 55–64.

PANET, M., GUENOT, A., 1982. Analysis of convergence behind the face of a tunnel. Tunnelling '82, London, 197–204.

RAMONI, M., ANAGNOSTOU, G., 2007A. The effect of advance rate on shield loading in squeezing ground. Underground space – the 4th dimension of metropolises, ITA World Tunnel Congress 2007, Prague, Vol. 1, 673–677.

RAMONI, M., ANAGNOSTOU, G., 2007B. Numerical analysis of the development of squeezing pressure during TBM standstills. The second half century of rock mechanics, 11th Congress of the International Society for Rock Mechanics (ISRM), Lisbon, Vol. 2, 963–966.

RAMONI, M., ANAGNOSTOU, G., 2010A. Tunnel boring machines under squeezing conditions. Tunnelling and Underground Space Technology 25 (2), 139–157.

RAMONI, M., ANAGNOSTOU, G., 2010B. Thrust force requirements for TBMs in squeezing ground. Tunnelling and Underground Space Technology 25 (4), 433–455.

SOLEXPERTS, 2007. HIDCON-elements in tunnelling. Solexperts AG, Mönchaltorf (Schweiz).

NOTA FINALE

La versione originale del presente contributo è in lingua inglese.

ANAGNOSTOU, G., CANTIENI, L., RAMONI, M., 2009. About the advancing face – spatial effects in tunnel engineering. The evolution of design and construction approaches in the field of underground projects, Rocksoil's 30th Anniversary Conference, Milan, 1–20.



Norbert Vogt

IL METODO DEL CALCESTRUZZO SPRUZZATO NEGLI SCAVI PER LA METROPOLITANA DI MONACO CONFRONTO TRA DIVERSI METODI DI SOSTEGNO DEL FRONTE IN ZONE SOGGETTE A CEDIMENTI SUPERFICIALI

J. FILLIBECK - N. VOGT ZENTRUM GEOTECHNIK, TECHNISCHE UNIVERSITÄT MÜNCHEN



Nella costruzione di gallerie poco profonde in aree urbane sensibili ai cedimenti superficiali, durante lo scavo è molto importante ridurre gli effetti deformativi e incrementare la stabilità del fronte. Nel caso del metodo del calcestruzzo spruzzato è divenuto sempre più comune ricorrere a diversi metodi di sostegno del fronte di scavo. Questi sono: congelamento del terreno, infilaggi in calotta, jet-grouting e iniezioni tradizionali. Questa memoria illustra l'esperienza fatta nell'installazione dei suddetti sostegni del fronte, soprattutto per quel che riguarda i cedimenti indotti. Se sono ammesse solo piccole deformazioni, come dimostrano gli esempi, queste devono essere prese in considerazione durante il processo costruttivo considerando anche quelle legate ai carichi, significative in funzione del processo. Sono riportati suggerimenti riguardo a come è possibile ridurre le deformazioni attraverso misure addizionali.

PROF. ING. NORBERT VOGT,

POLITECNICO DI MONACO DI BAVIERA,

DIPARTIMENTO DI GEOTECNICA



1. INTRODUZIONE

Per la costruzione in sicurezza di gallerie poco profonde in aree urbane sensibili ai cedimenti in superficie, è molto importante, per ridurre gli effetti deformativi, aumentare la stabilità del fronte di scavo durante l'avanzamento. L'utilizzo di differenti metodi di sostegno del fronte, nel caso di scavi col metodo del calcestruzzo spruzzato, quali congelamento del terreno, infilaggi in calotta e sostegno mediante jet-grouting o iniezioni tradizionali, sta diventando sempre più comune.

La memoria presenta l'esperienza acquisita nella posa dei summenzionati sostegni del fronte, con particolare attenzione ai cedimenti indotti. Si illustrano in particolare quattro diversi progetti relativi alla metropolitana di Monaco e, dopo aver brevemente descritto ognuno di questi, si illustreranno e valuteranno i risultati delle misure (geo-detiche e da sondaggio). Su questa base saranno confrontati i diversi metodi di sostegno del fronte e discussi vantaggi e svantaggi di ogni soluzione, prestando particolare attenzione al processo di posa in opera. Infine, saranno avanzate proposte per la riduzione dei cedimenti nei futuri progetti di gallerie.

2. CONDIZIONI GEOLOGICHE E IDROGEOLOGICHE

Nel sottosuolo di Monaco di Baviera le ghiaie quaternarie si estendono sotto strati di riporto dal piccolo spessore; esse possono raggiungere una potenza di oltre 20 m e sono prevalentemente costituite da strati laminati di media densità; in funzione delle condizioni di deposito e della loro età, presentano tassi diversi di sabbia e ghiaia fine. La permeabilità media è pari a circa $k = 5 \cdot 10^{-3}$ m/s. Sotto le ghiaie quaternarie giacciono strati del Terziario, costituiti da strati variabili di sabbia a grana da fine a media di elevata densità e argille o limi di buona consistenza. Lo spessore degli strati può cambiare notevolmente nell'ambito di piccole distanze. La permeabilità media della sabbia varia tra $k = 1 \cdot 10^{-4}$ e $k = 1 \cdot 10^{-5}$ m/s, l'argilla e il limo del Terziario si possono considerare impermeabili per ogni scopo pratico. Le ghiaie quaternarie ospitano per lo più un livello libero di acqua freatica, che può raggiungere la superficie del suolo.

Ci sono anche acquiferi confinati all'interno degli strati di sabbia con copertura a grana fine. La pressione delle acque sotterranee corrisponde all'incirca a quella della superficie freatica libera nelle ghiaie quaternarie.

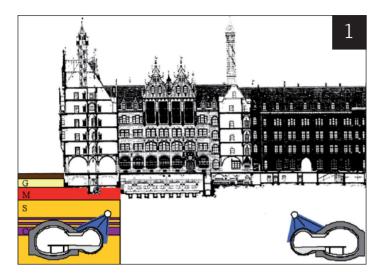
3. AVANZAMENTO PREVIO CONGELAMENTO DEL TERRENO SOTTO IL MUNICIPIO DI MONACO

3.1 Processo costruttivo

L'ampliamento della stazione Marienplatz delle linee U3 / U6 della metropolitana sotto il Municipio di Monaco è stato realizzato dalla società Fa. Max Bögl GmbH & Co KG. Il lavoro è stato completato nel 2006.

Parallelamente alle due piattaforme esistenti, sono state costruite due gallerie di collegamento diretto utilizzando il metodo del calcestruzzo spruzzato, in condizioni di pressione atmosferica, a una distanza verticale dal Municipio di circa $10\,\mathrm{m}$.

Al fine di evitare danni al Municipio, le deformazioni dovevano essere rigorosamente limitate. Nel contesto di un'offerta alternativa, l'impresa costruttrice Fa. Bogl, al fine di sostenere la calotta e tenere l'acqua lontana dalla zona del fronte, propose la realizzazione di archi



1. SEZIONE TRASVERSALE CON MUNICIPIO, GALLERIE E SITUAZIONE GEOLOGICA

2. CONTROLLO OPERATIVO DEL CONGELAMENTO ARTIFICIALE DEL TERRENO di terreno congelato da realizzarsi attraverso gallerie pilota scavate sopra la calotta (figura 1). Le gallerie si intestano negli strati del Terziario (figura 1). Gli strati acquiferi di sabbia dovevano essere prosciugati tramite pozzi.

3.2 Provvedimenti per ridurre il criosollevamento

Per realizzare con successo la proposta, era cruciale ridurre il criosollevamento in modo tale che non si verificassero danni al Municipio. Il criosollevamento può essere essenzialmente riconducibile a due ragioni:

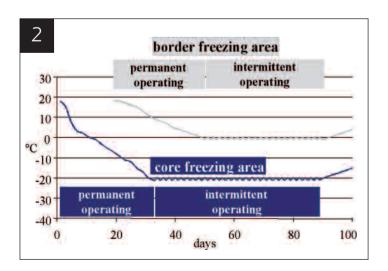
- riosollevamento omogeneo (Δh_{vol}) causato dall'aumento di volume del 9% che si verifica nel passaggio da acqua a ghiaccio.
- ▶ criosollevamento corrispondente alla formazione di lenti

di ghiaccio ($\Delta h_{icel)}$ a causa della tendenza del suolo ad estrarre acqua all'interfaccia tra zona congelata e zona non congelata (fronte zero-gradi). Questa componente del crio-sollevamento s'incrementa col passare del tempo.

Prove di criosollevamento, eseguite nel laboratorio del Centro di Geotecnica del Politecnico di Monaco di Baviera (Zentrum Geotech-nik, TU München), mostrarono che, se può essere estratta acqua all'interfaccia con gli strati di sabbia permeabile, nei terreni a grana fine del Terziario il criosollevamento Δh_{icel} si verifica anche per valori di carico di oltre $400\,kN/m^2$. Quindi, in termini di criosollevamento, gli strati alternati di sabbie permeabili e argille sensibili al gelo rappresentano una fonte di rischio critico.

Per ridurre al minimo il criosollevamento si adottarono le seguenti contromisure:

- ▶ misura e controllo della temperatura nel suolo mediante la posa di 5 stazioni di misura, ciascuna comprendente 18 termocoppie, per ogni galleria;
- riduzione dei tempi del congelamento attraverso la suddivisione delle gallerie in tre tratte: nord, centro e sud.
- ▶ frazionamento ulteriore delle tratte da congelare attraverso l'installazione di gruppi di sonde congelatrici con controllo separato.



La figura 2 mostra schematicamente l'andamento della temperatura in una stazione di misura. Il congelamento ai confini della massa di terreno da congelare iniziò a prodursi venti giorni dopo l'inizio del congelamento della zona centrale. Una volta raggiunta la temperatura di -22°C al centro e 0°C ai bordi, si cominciò ad attivare le sonde in maniera intermittente: mediamente da 8 a 24 ore al centro e da 12 e 24 ore alle estremità. In tal modo, il fronte a zero gradi non si muove verso l'esterno (allargamento del corpo congelato), ma entro una zona ristretta, che viene più volte congelata e scongelata. Questo riduce fortemente il criosollevamento. Detto processo in una tratta potè essere cessato dopo circa 90 giorni; il successivo processo di decongelamento richiese circa tre mesi.

3.3 Misurazione dei cedimenti

Le deformazioni manifestatesi durante la costruzione furono misurate mediante un preciso sistema di livellazione in superficie su base geodetica e mediante tazze livellometriche nel secondo piano interrato del Municipio.

Il sistema a tazze livellometriche era costituito da 10 punti di misura aventi una risoluzione di 1/10 mm. I risultati delle misure potevano essere controllati *online* in ogni momento.

La figura 3 mostra l'ubicazione dei punti di misura S03, S06 ed S09 del sistema di tazze livellometriche e l'andamento dei cedimenti/sollevamenti in funzione del tempo. I tre punti di misura erano posti nelle tratte nord, centro e sud.

I cedimenti misurati all'inizio del processo di congelamento sono conseguenza dell'abbassamento della falda. Al primo

inizio del congelamento è cominciato il fenomeno di criosollevamento previsto, che ha raggiunto il valore massimo di 3-5 mm. I cedimenti causati dallo scavo delle gallerie si sono manifestati dopo che la galleria di calotta aveva oltrepassato i punti di misura e hanno continuato a prodursi dopo l'arresto del processo di congelamento. I cedimenti sono diminuiti progressivamente per poi arrestarsi tre mesi dopo, con un cedimento massimo di 10-12 mm.

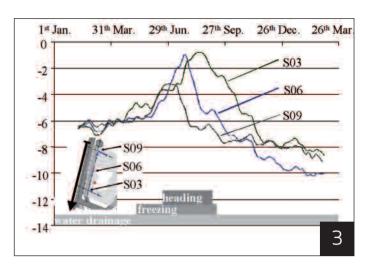
La figura 3 mostra chiaramente lo spostamento transitorio del cedimento in accordo con l'avanzamento del fronte di calotta, che ha raggiunto i punti di misura in ordine decrescente, provocando in loro corrispondenza il consecutivo raggiungimento del massimo sollevamento.

Le deformazioni misurate sono state all'incirca le stesse di quelle calcolate. Con ciò, metà dei cedimenti poteva essere attribuita alle misure di drenaggio, che avevano portato a un vasto bacino di cedimenti cui hanno corrisposto ridotti cedimenti differenziali. Inoltre, nessun danno per cedimenti si è manifestato nel palazzo del Municipio, per cui si può dire che lo scavo della galleria è stato davvero un successo. Per il successo del progetto è stato essenziale aver evitato, mediante le precauzioni sopra illustrate, un maggior criosollevamento per formazione di lenti di ghiaccio, che avrebbero provocato l'allentamento di una più ampia fascia di terreno e perciò cedimenti differenziali più importanti.

4. TRATTAMENTO JET GROUTING PER UNA GRANDE SEZIONE DI SCAVO (LINEA U3 NORD, LOTTO 1)

4.1 Procedimento costruttivo

La costruzione del lotto U3 Nord – 1 della metropolitana a nord di Monaco è stata opera del consorzio Ed. Züblin AG / Max Bögl GmbH & Co KG. I lavori furono ultimati nel 2006. Le gallerie di calotta furono scavate, per una lunghezza totale di circa 1950 m, utilizzando il metodo del calcestruzzo spruzzato con o senza supporto di aria compressa e utilizzando diversi metodi di sostegno della calotta, come illustreremo qui di seguito L'avanzamento delle gallerie W3 e W4, aventi fino a 200 m² di sezione trasversale, fu cominciato da un apposito pozzo di partenza con lo scavo della galleria di calotta. Ancor prima la fascia interessata era stata isolata mediante sottili diaframmi plastici impermeabili

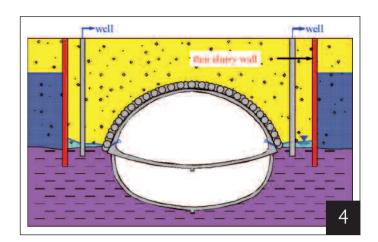


3. SPOSTAMENTI VERTICALI DEI PUNTI DI MISURA SO3, SO6 ED SO9

4. AVANZAMENTI W3 E W4 PREVIO CALOTTINO DI JET GROUTING

5. DEFORMAZIONI NELLA SEZIONE MQ 8 DOPO LA REALIZZAZIONE DEL TRATTAMENTO JET-GROUTING

6. RITORNO DI MISCELA NECESSARIO DURANTE IL TRATTAMENTO JET-GROUTING (figura 4) per abbassarvi il livello della falda. La sicurezza del fronte di scavo fu incrementata con 13 trattamenti in jet-grouting (lunghezza totale di ciascuno 15,5 m, sovrapposizione 4,3 m) e un ulteriore trattamento di colonne, ancora in jet-grouting, nel fronte. Le ghiaie del Quaternario sono state tagliate dalla miscela iniettata a una pressione che ha raggiunto i 400 bar agli ugelli. Durante ogni trattamento colonnare mediante jet-grouting è richiesto un continuo controllo del flusso della miscela per assicurare che la pressione non sollevi il suolo. All'esecuzione del consolidamento jet-grouting ha fatto seguito lo scavo della galleria di calotta e in-

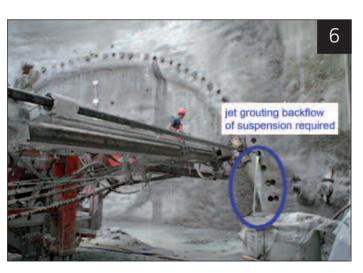


fine, terminata quest'ultima, lo scavo dello strozzo e dell'arco rovescio.

4.2 Sollevamento durante il trattamento jet-grouting

La figura 5 mostra la deformazione nella sezione trasversale MQ 8, posta a 50 m di distanza dal pozzo di partenza, subito dopo l'esecuzione del trattamento jet-grouting.

150
100
50
0
TRIVEC TRIVEC 0 10 20
heave [mm]



Il sollevamento sopra la calotta ha raggiunto circa 140 mm e un massimo di 250 mm in totale. All'inizio, i sollevamenti erano stati considerati non critici perché non c'erano edifici vicino alla galleria, ad ogni modo la deformazione si è manifestata particolarmente in una fascia di sottosuolo ristretta, proprio sopra il contatto coi terreni del Terziario. A causa della vicinanza del trattamento jet-grouting con la parete del diaframma plastico impermeabile, il movimento di sollevamento produsse una fessura nella stessa, rendendola permeabile. La conseguenza fu che il getto della miscela nello spazio anulare delle colonne jet-grouting, rivolte verso l'alto, non poteva

più essere controllato in maniera soddisfacente (figura 6). Per il mancato flusso di ritorno in un sottosuolo caratterizzato da strati di assai differente conducibilità, la sovrapressione si diffondeva su un'area più ampia, causando il sollevamento del terreno sopra il trattamento jet-grouting.

Il marcato fenomeno di sollevamento si poté solo limitare con elevati costi, praticando perforazioni dalla superficie per ridurre la sovrapressione. All'aumentare della copertura, il sollevamento si ridusse a causa del maggior carico. Comunque, sotto più di 12 m di copertura, nell'ambito di esecuzione del trattamento jet-grouting nelle argille del Terziario, il sollevamento raggiungeva ancora circa 20 mm.

Per progetti futuri, se durante il trattamento jet-grouting possono essere tollerate solo piccolissime deformazioni, si dovrà porre particolare attenzione al controllo della miscela

7. CONFRONTO TRA
CEDIMENTI DI DIFFERENTI

GALLERIE SCAVATE
MEDIANTE CALCESTRUZZO

SPRUZZATO, IN CONDIZIONI DI

PRESSIONE ATMOSFERICA

di ritorno durante l'iniezione. Questo problema si potrebbe per esempio risolvere migliorando la tecnologia della macchina d'iniezione o con l'ausilio di una doppia asta, spinta leggermente in avanti durante il trattamento jet-grouting o, in alternativa, con l'ausilio di speciali valvole per il controllo della pressione della miscela di ritorno. Se la pressione durante l'iniezione aumenta, il sollevamento può essere evitato o almeno ridotto praticando perforazioni addizionali in orizzontale o in verticale.

4.3 Cedimenti durante l'avanzamento di calotta

Dopo l'esecuzione del trattamento jet-grouting, veniva fatta avanzare, tratto dopo tratto, la galleria di calotta, chiusa con un arco rovescio provvisorio. Seguiva quindi lo scavo dello strozzo e la posa dell'arco rovescio definitivo. I cedimenti durante l'avanzamento di calotta sono ammontati a un massimo di 26 mm in corrispondenza della sezione MQ 8 e di 30-40 mm nella zona di massima copertura. Per poter giudicare i risultati, in figura 7 si sono

confrontate dette misure con quelle di gallerie analoghe scavate in condizioni di pressione atmosferica mediante il metodo del calcestruzzo spruzzato, sotto una copertura similare ma a fronte pluriparzializzato e senza trattamento jet-grouting. Sono stati osservati cedimenti globali massimi similari, il che significa che il trattamento jet-grouting non riduce i cedimenti, in confronto a gallerie scavate previa pluriparzializzazione del fronte. Come mostrano le misure eseguite mediante *sliding micrometer*, le spinte provenienti dal trattamento jet-grouting portano a elevate concentrazioni di tensione nella piccola area di fondazione del trattamento jet-grouting. Questo porta a elevate

7	U5/9 Ostbahn- hof	U5/9 Theresien- wiese	U3N1 W4 / W3
tunnelling cross section	1	\mathbb{C}	Θ
cross section area [m≤]	200	175	170 - 200
covering [m]	9,3	9,6	6,5 / 11
max. settlement [mm]	36	38	26 / 40

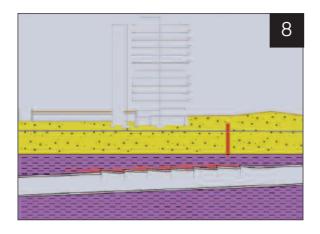
compressioni e cedimenti del terreno. D'altra parte, l'avanzamento a sezione parzializzata, pur garantendo una minor concentrazione di tensioni, genera i medesimi cedimenti in superficie, a causa dei ritardi negli avanzamenti e del maggior effetto di riassestamento dei carichi. Si può quindi concludere che con il trattamento jet-grouting i cedimenti non risultano più ridotti rispetto a quelli prodotti da un avanzamento a sezione pluriparzializzata; tuttavia nel primo caso la stabilità del fronte risulta chiaramente incrementata.

5. TRATTAMENTO D'INFILAGGI PER LA SOTTOFONDAZIONE DI UN EDIFICIO (LINEA U3 NORD LOTTO 1)

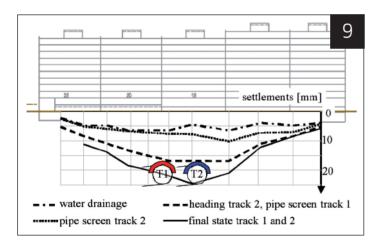
Le due gallerie di calotta della sezione W1 scavate col metodo del calcestruzzo spruzzato, nel già illustrato lotto U3 Nord-1 della metropolitana di Monaco, avevano una sezione trasversale di 41 $\rm m^2$ ed erano realizzate nel suolo del Terziario in condizioni di pressione atmosferica, con l'ausilio di pozzi di drenaggio. In tale sezione è di particolare interesse la sottofondazione del Werner-Friedmann-Bogen, un complesso di edifici di 12 piani. La pressione trasmessa al terreno dalla trave rovescia larga 3 m, ubicata al centro dell'edificio, che porta i carichi principali, ammonta a quasi 300 kN/ $\rm m^2$.

Poiché il ricoprimento di terreno del Terziario ammontava a soli 4 m e sulla superficie dei terreni del Terziario si esercitava l'intera pressione idrostatica proveniente dai suoli del Quaternario, è stato progettato di realizzare, quale misura addizionale di protezione, un trattamento d'infilaggi a una distanza in verticale di circa 12 m tra la fondazione e la ca-

NORBERT VOGT



8. SOTTOATTRAVERSAMENTO DELL'EDIFICIO WERNER-FRIEDMANN-BOGEN, SEZIONE LONGITUDINALE



9. CEDIMENTI DELL'EDIFICIO
WERNER-FRIEDMANN-BOGEN
DURANTE I LAVORI DI
TUNNELLING
(SEZIONE TRASVERSALE)

lotta della galleria (figura 8). Un'autorimessa sotterranea è ubicata presso il lato Sud-Ovest del Werner-Friedmann-Bogen. Per ogni campo sono stati messi in opera 38 infilaggi tubolari di lunghezza pari a $12\,\mathrm{m}$ e sovrapposizione $4\,\mathrm{m}$. Il diametro del foro di perforazione era di $146\,\mathrm{mm}$ con un gioco anulare di $6\,\mathrm{mm}$.

La figura 9 mostra il cedimento lungo il Friedmann-Bogen in funzione dell'avanzamento dello scavo. Si sono registrati cedimenti da 5 a 7 mm riconducibili al drenaggio degli strati sabbiosi del Terziario. La messa in opera del consolidamento d'infilaggi e i cedimenti anticipati, relativi allo scavo della seconda canna, hanno incrementato il cedimento massimo a circa 10 mm. I cedimenti più grandi sono quelli relativi allo scavo di ambedue le canne. Alla fine il cedimento massimo è ammontato a 25 mm.

Come evidenzia il confronto con le misure di altre sezioni trasversali dove non era presente il consolidamento d'infilaggi, i cedimenti massimi sono stati osservati sotto l'edificio Werner-Friedmann-Bogen. È chiaro che i carichi di fondazione portano a cedimenti più elevati e che a causa della copertura di terreno più ridotta si può sviluppare un effetto arco solo li-

mitato. Inoltre, le lavorazioni stesse sono causa di cedimenti. Comunque, riguardo ai cedimenti è importante osservare che l'intervento d'infilaggi come pure gli strati di suolo circostante, debbono subire qualche deformazione, prima che il sistema possa portare il carico previsto in direzione sia longitudinale sia laterale. Questo è il motivo per cui i cedimenti predominanti si manifestano in parte prima e completamente solo dopo lo scavo.

Si può concludere che il consolidamento d'infilaggi prima di tutto incrementa la sicurezza del fronte della galleria. Per l'innesco e la formazione dell'effetto portante, è comunque necessario che avvengano delle deformazioni che, in questo caso, hanno portato a cedimenti di 25 mm. Gli interventi d'infilaggi si possono utilizzare per ridurre i cedimenti solo se

sono prevedibili cedimenti ancora più elevati senza il loro uso.

6. AVANZAMENTO CON SOSTEGNO DI ARIA COMPRESSA E INIEZIONI (LINEA U3 NORD, LOTTO 1)

Le condizioni geologiche nella tratta O2 della linea U3 Nord, lotto 1 della metropolitana sono illustrate in figura 10. In questa sezione l'avanzamento è stato realizzato mediante calcestruzzo spruzzato previo sostegno di aria compressa. Dove lo spessore dei suoli del Terziario sopra la calotta si riduceva a meno di 1,5 m, le ghiaie quaternarie sono state consolidate mediante iniezioni. Lungo la tratta d'iniezione n. 1, di circa 40 m di lunghezza, le ghiaie sono state iniettate operando dalla superficie. Lungo la tratta d'iniezione n. 2 la superficie non era accessibile e la ghiaia è stata perciò iniettata operando dalla galleria. Al termine dell'avanzamento, il trattamento d'iniezione è stato ripetuto dalla superficie.

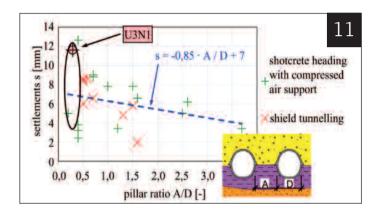
Lo scopo dell'intervento d'iniezione era ridurre la permeabilità della ghiaia sino a $k \le 5 \cdot 10^{-5}$ m/s. Questo valore veniva controllato mediante prove di permeabilità in fori di sondaggio.

Al consolidamento mediante iniezioni è seguito l'avanzamento col metodo del calcestruzzo spruzzato previo sostegno di aria compressa con sovrapressione massima di 0,7 bar.

Sono stati misurati cedimenti tra 3 e 11 mm (senza considerare i cedimenti dovuti al drenaggio). Per valutare questo risultato, i risultati delle misure dell'U3N1 si sono confrontati con quelli delle misure di cedimento eseguite in altre gallerie scavate a Monaco previo sostegno con aria compressa e senza alcun consolidamento d'iniezioni (sia mediante scudo, sia col metodo del calcestruzzo spruzzato) rappresentandoli in funzione del pillar ratio A/D (figura 11). Si può vedere che i cedimenti misurati in presenza d'iniezioni non differiscono da quelli osservati in assenza d'iniezioni. Sembra che queste non riducano i cedimenti. Globalmente, i risultati ottenuti confermano che l'avanzamento col metodo del calcestruzzo spruzzato previo sostegno con aria compressa porta a cedimenti solo molto piccoli, con piccole distorsioni che non causano danno agli edifici convenzionali.

Considerando che il consumo misurato di aria compressa è stato ridotto e pari all'incirca al valore previsto dal calcolo, il massiccio intervento d'iniezioni realizzato (sono stati eseguiti 21500 m di fori e sono stati installati più di 43000 manicotti d'iniezione) può essere valutato molto positivamente.

section 2, grouting from ground level and from tunnel face, L=247~msection 1, grouting from ground level, L=42~m, tertiary cover >1.5~mair pressure p <0.7~bar



7. CONCLUSIONI E RACCOMANDAZIONI FINALI

Per costruire gallerie poco profonde mediante il metodo del

calcestruzzo spruzzato in aree urbane sensibili al cedimento è imperativo prendere provvedimenti adatti ad aumentare la stabilità del fronte e contenere gli effetti deformativi. Oltre alle solite precauzioni (per esempio ridurre la lunghezza degli sfondi, ecc.) si ricorre spesso, a questo scopo, a interventi speciali per sostenere la calotta dello scavo. In questa memoria, le esperienze maturate dagli autori hanno evidenziato l'effetto dell'utilizzo di un intervento di congelamento, uno mediante infilaggi, uno in jet-grouting e uno tramite iniezioni, dimostrando che la messa in opera di misure di sostegno della calotta può avere un'influenza significativa sulle manifestazioni deformative.

Mentre i cedimenti causati dall'avanzamento mediante calcestruzzo spruzzato con sezioni tradizionali (circa 40 m²) nella metropolitana di Monaco sono generalmente piccoli (più piccoli di 20-25 mm per avanzamenti in condizioni di pressione atmosferica e meno di 10-20 mm per avanzamenti previo sostegno con aria compressa), le misure di sostegno della calotta non presentano, come dimostrato dagli esempi, vantaggi decisivi relativamente alle deformazioni. Comunque, se le misure di sostegno della calotta sono impiegate in maniera adeguata, ne deriva un grado di sicurezza considerevolmente più alto. Quando si debbono affrontare passaggi difficili, questo deve essere tenuto ben presente al momento di prendere una decisione sulla necessità o meno di adottare misure di sostegno della calotta.

10. SEZIONE LONGITUDINALE DELLA TRATTA D'INIEZIONE O2

11. CEDIMENTI SUPERFICIALI
A MONACO, RAPPRESENTATI
IN FUNZIONE DEL PILLAR
RATIO A/D, DOVUTI ALLO
SCAVO MEDIANTE IL METODO
DEL CALCESTRUZZO
SPRUZZATO, PREVIO USO DI
ARIA COMPRESSA

SECONDA SESSIONE Adolfo Colombo



Come presidente della Società Italiana Gallerie, che credo sia conosciuta in tutta Italia e anche fuori dall'Italia, permettetemi di portare al nostro past-President Prof. Ing. Pietro Lunardi gli auguri per questa giornata di festa e di felicitazioni, ma anche l'augurio che quello che lui ha seminato in tanti anni di lavoro possa andare avanti e dare frutto anche attraverso i suoi successori: Giuseppe si sta incamminando velocemente in questa direzione e con l'aiuto di papà credo che non potrà non raggiungere gli attuali e anche superiori livelli di efficienza.

Mi piace qui ricordare la figura di Lunardi in due momenti particolari, che ci tengo a portare alla conoscenza. Il primo: egli è stato, come voi sapete, uno dei soci fondatori della Società Italiana Gallerie. Quando ancora si parlava soltanto di Associazione Minararia Subalpina perché le gallerie erano viste come una mera appendice dell'attività mineraria, la cui esperienza era esportata per quelle poche gallerie stradali e ferroviarie che

PROF. ING. ADOLFO COLOMBO, PRESIDENTE DELLA SOCIETÀ ITALIANA GALLERIE (S.I.G.)

TAVOLO PRESIDENZA SECONDA SESSIONE



all'epoca venivano concesse, egli ha intuito lo sviluppo di questo nuovo settore, non soltanto come episodio di altre attività, ma come una scienza e una tecnica che meritava investimenti concettuali, di ricerca e di promozione. È stata un'intuizione importante, un'intuizione che insieme all'opera e alla dedizione di altri soci fondatori ha portato oggi la Società Italiana Gallerie ad essere riconosciuta universalmente in tutto il mondo come una delle più aggiornate, delle più presenti, delle più efficienti associazioni del settore.

L'altro momento che mi piace ricordare è un momento che ci ha visto lavorare insieme in quella che è diventata un po' il simbolo della sua attività: la stazione Venezia del Passante Ferroviario di Milano, nota un po' dappertutto per il metodo ad arco cellulare che ne ha consentito la realizzazione. Con i suoi scarsi 4 metri di copertura su più di 30 metri di diametro sembrava a tutti una stazione impossibile da costruire in quella posizione e in quel luogo del centro cittadino e invece, attraverso questo metodo profondamente innovativo da lui concepito e progettato è stato possibile realizzarla nei tempi e nei modi previsti senza quasi che nessuno sulla vicina superficie se ne accorgesse. Questo perché nella visione di Lunardi c'è sempre l'equilibrio come riferimento: passare da una situazione di pre-scavo ad una situazione di fine scavo attraverso tutta una serie di punti di equilibrio, cioè momenti in cui si riequilibrano tutte le forze in gioco, rende possibile realizzare opere che sino a qualche tempo fa si definivano infattibili, a meno di gravi pregiudizi per la salute, per la sicurezza, per le preesistenze.

In questo senso è importante ricordare anche il Convegno Internazionale sulle Gallerie tenuto a Milano nell'anno 2001, che per fortuna o sfortuna, lo dirà il caso, Lunardi non potè inaugurare perché chiamato proprio in quel giorno a giurare come ministro della Repubblica Italiana. In questo senso insieme a voi mi piace ripetere a Lunardi: ti siamo grati per quel che hai fatto, per la tua voglia di modernità e di ricerca che han portato il mondo delle gallerie ad essere riconosciuto come lo è oggi anche in termini tecnici e scientifici.

L'Italia è il paese che dopo il Giappone ha il numero di chilometri di gallerie più alto del mondo. In questo momento, anche in virtù delle programmazioni avviate all'epoca di Lunardi ministro, sono in corso e si stanno finalmente portando a realizzazione opere di attraversamento alpino, opere di alta velocità ferroviaria, opere di adeguamento e sviluppo della rete autostradale che ci portano ancora a prevedere un gran numero di nuove gallerie.

In questo siamo tutti impegnati e l'occasione di oggi, che mi ha consentito di rivedere e risalutare tante facce vecchie ma anche tante facce nuove, è il sintomo che il nostro mondo si sta evolvendo e che non è certamente questo un momento di arresto.







Giovanni Barla

SCAVO A PIENA SEZIONE CON RINFORZO DEL FRONTE E RIVESTIMENTO DI TIPO CEDEVOLE IN CONDIZIONI SPINGENTI

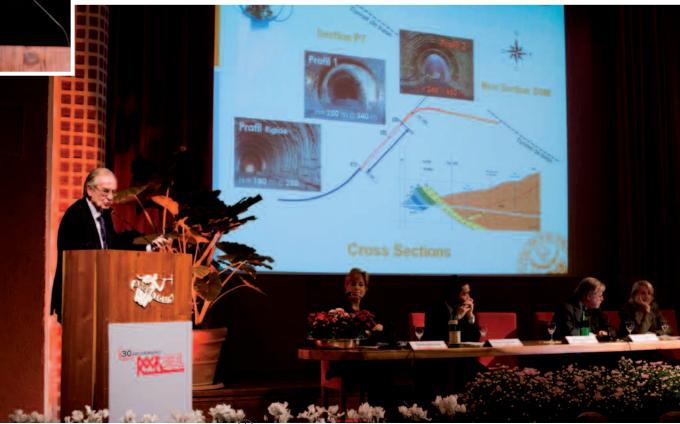


Questa lezione descrive l'impiego di un sistema di rivestimento di tipo cedevole, posto in opera in gallerie profonde scavate in un ammasso roccioso spingente, subito a tergo del fronte di scavo, che viene aperto a piena sezione grazie al rinforzo con barre in vetroresina. Si fa in particolare riferimento alla Discenderia di Saint Martin La Porte, lungo la Galleria di Base, sulla Torino-Lione. Sono anche brevemente discusse le risultanze delle misure in sito durante l'avanzamento, le prove di laboratorio e le modellazioni numeriche svolte.

1. INTRODUZIONE

L'invito a preparare questa lezione, in occasione del 30^{mo} anniversario della Rocksoil, offre l'opportunità di descrivere alcune delle ricerche svolte presso il Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica del Politecnico di Torino, con particolare riguardo allo scavo di gallerie in con-

PROF. ING. GIOVANNI BARLA,
POLITECNICO DI TORINO,
DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA
STRUTTURALE E GEOTECNICA



GIOVANNI BARLA



1. IL "COMPORTAMENTO SPINGENTE" RIDUCE LA SEZIONE DI SCAVO COME BEN ILLUSTRATO NEL CASO DELLA DISCENDERIA DI SAINT MARTIN LA PORTE LUNGO LA TORINO-LIONE

dizioni spingenti. Nel farlo, completeremo quanto presentato recentemente in Dubrovnik, Cavtat, in occasione di Eurock 2009 (Barla, 2009), trattando l'impiego di un rivestimento di tipo cedevole, posto in opera dietro il fronte.

La scelta di questo argomento pare quanto mai indicata in questa occasione, visto che il tipo di rivestimento messo a punto e descritto in quanto segue è chiara evidenza dell'importanza che assumono, nello scavo di gallerie in condizioni spingenti, "la comprensione ed il controllo del comportamento del nucleo davanti il fronte, durante l'avanzamento", come evidenziato da Lunardi (2000), anche grazie alle lusinghiere applicazioni in numerosi casi di scavo di gallerie in condizioni difficili, in Italia e all'Estero.

Lo scavo di gallerie in condizioni spingenti è impegnativo e la formulazione della previsione a livello progettuale è da ritenersi molto difficile se non impossibile, così che la scelta deve ricadere sull'impiego del cosiddetto "metodo osservazionale interattivo" (Alagnat, 2005; Barla, 2005). Ciò vale, ad esempio, nello scavo delle Gallerie di Base (i cosiddetti nuovi tunnel alpini, quali il Lötschberg, il Gottardo, la Galleria di Base sulla Torino-Lione ed il Brennero).

D'altra parte, i condizionamenti di tracciato e le incertezze connesse alle reali condizioni geologiche, idrogeologiche e geomeccaniche impediscono spesso di evitare le cosiddette "condizioni difficili", che possono portare, in particolari circostanze, allo sviluppo di condizioni spingenti. Ne consegue che la scelta, a livello progettuale, del metodo costruttivo da adottare (scavo meccanizzato o di tipo tradizionale) è problematica ed incerta.

Nello scavo meccanizzato, visti i vincoli imposti dalla limitata flessibilità della macchina di scavo (TBM), il cosiddetto "sovrascavo", cioè l'intercapedine da introdurre tra il perimetro dello scavo e lo scudo retrostante, risulta essere piuttosto limitato, ove posto a confronto con l'entità delle deformazioni generalmente attese in condizioni spingenti. Al contrario, il metodo tradizionale, ove è possibile scavare la galleria di dimensioni tali da compensare le deformazioni attese, si presenta più flessibile.

Il caso di studio presentato in questa lezione, che riguarda la Discenderia di Saint Martin La Porte (lungo la Torino-Lione), scavata per un lungo tratto in rocce spingenti, ne è sicura evidenza. In questa galleria si è adottato un sistema di rivestimento di tipo cedevole, innovativo per concezione e metodologia di applicazione. Tale sistema viene descritto nel seguito insieme alle risultanze delle misure in sito durante l'avanzamento, le prove di laboratorio e le modellazioni numeriche che sono state svolte, proprio nell'ottica di un impiego sistematico del "metodo osservazionale interattivo".

2. COMPORTAMENTO SPINGENTE

L'uso del termine "roccia spingente" ha origine con lo scavo delle prime gallerie sotto le Alpi. In generale, con questo modo di dire si fa riferimento alla "riduzione della sezione di scavo" ed alle "grandi convergenze" che si sviluppano in tali condizioni durante l'avanzamento, come illustrato nella figura 1. In accordo a quanto descritto dall' apposita Commissione della ISRM (International Society for Rock Mechanics) si conviene che "il comportamento spingente" ("squeezing of rock") si verifichi in concomitanza con lo scavo, nella forma di grandi convergenze dipendenti dal tempo" (Barla, 1995). Questo ha origine quando le tensioni agenti nell'intorno del cavo, poste a confronto con le caratteristiche meccaniche delle rocce interessate, sono tali da superare il livello tensionale limite che porta allo sviluppo di deformazioni nel tempo a carico costante ("creep").

L'entità della convergenza, la velocità di deformazione e l'estensione della zona plastica intorno alla galleria dipendono dalle condizioni geologiche e geotecniche incontrate, dallo stato tensionale in sito in relazione alla resistenza dell'ammasso roccioso, dalle condizioni idrogeologiche e dal livello delle pressioni neutre, nonchè dalle stesse caratteristiche geologico-strutturali dell'ammasso roccioso. Il comportamento spingente è quindi sinonimo di plasticizzazione e di dipendenza dal tempo dell'ammasso roccioso.

Lo stesso comportamento spingente dipende anche, in larga misura, dalle tecniche di scavo, di rinforzo/stabilizzazione e dal tipo di rivestimento adottato. Se la posa in opera di tali interventi è ritardata, l'ammasso roccioso converge verso il cavo e si ha una ridistribuzione delle tensioni nel suo intorno. Se, al contrario, si cerca di impedire che le deformazioni si sviluppino, il comportamento spingente porterà inevitabilmente, nel lungo termine, ad un incremento del carico applicato sulle strutture.

Il comportamento spingente ha interessato gli esperti di gallerie per anni e spesso è stato causa di grandi difficoltà nel completamento dei lavori in tempi certi, nonché di ritardi nel completamento delle opere e di notevoli incrementi dei costi rispetto a quanto programmato. Si possono citare numerosi casi di gallerie ed opere sotterranee in Europa e nel Mondo, dove si è dovuto contrastare questo tipo di comportamento durante la costruzione. Ne sono comunque derivate esperienze utili con significativi passi avanti nella comprensione del fenomeno. Uno studio accurato e completo di numerosi casi ha consentito di giungere alle seguenti osservazioni (Kovari, 1998):

- ▶ Il comportamento spingente si manifesta in ammassi rocciosi scadenti per le caratteristiche di deformabilità e resistenza evidenziate durante lo scavo. Sulla base di esperienze precedenti, si possono citare complessi rocciosi quali: gneiss, micascisti e calcescisti (tipico è il caso delle zone di contatto tettonizzate e delle zone di faglia), argilliti, filladi, flysch, argille scagliose, marne argillose, siltiti, ecc.
- ▶ Il comportamento spingente implica lo sviluppo di plasticizzazioni intorno al cavo. L'innesco e lo sviluppo della deformazione comportano un incremento significativo nella convergenza della galleria e nell'estrusione al fronte. In generale queste deformazioni sono

molto elevate, dipendono dal fattore tempo e costituiscono il più significativo aspetto di tale tipo di comportamento.

- L'orientamento delle discontinuità e dei sistemi di discontinuità in relazione alla direzione di scavo, quali piani di strato e scistosità, gioca un ruolo predominante nell'innesco e nello sviluppo di grandi deformazioni nell'intorno della galleria e quindi anche del comportamento spingente. In generale, se la direzione di tali discontinuità è concorde con la direzione dello scavo, il fenomeno viene esaltato in modo significativo, come spesso osservato in relazione all'entità delle convergenze misurate in tali casi.
- La pressione nei pori, la distribuzione di tale pressione nell'intorno del cavo ed il battente idraulico influenzano in modo significativo il tipo di comportamento. Interventi di drenaggio, sia nell'intorno del cavo che al fronte, possono contribuire in modo importante alla riduzione dell'entità delle deformazioni indotte.
- ▶ I metodi e le tecniche costruttive adottate (numero e sequenza delle fasi di scavo e rivestimento, nonché di stabilizzazione/rinforzo) possono influenzare in modo importante le condizioni di stabilità del cavo. In generale, è dimostrato che la messa in opera di interventi di confinamento, tempestivi ed in prossimità del fronte, contribuisce in modo molto importante al controllo del fenomeno deformativo.
- Le grandi deformazioni associate al comportamento spingente possono verificarsi in formazioni rocciose rigonfianti, anche se le due tipologie di comportamento ("spingente" e "rigonfiante") possono verificarsi contemporaneamente ed avere effetti simili. Ad esempio, in argilliti sovraconsolidate, il rapido rilascio tensionale conseguente allo scavo della galleria può comportare un incremento dello sforzo deviatorico, con l'innesco di pressioni neutre negative intorno al cavo, la cui presenza può essere la causa dell'innesco del comportamento rigonfiante e lo sviluppo di deformazioni nel tempo.

3. LA STABILITÀ DEL CAVO E DEL FRONTE IN AMMASSI ROCCIOSI SPINGENTI

In generale, le maggiori difficoltà incontrate durante lo scavo di gallerie in ammassi rocciosi spingenti sono connesse con la stabilità del cavo e del fronte (Lunardi, 2000). Come illustrato in figura 2, dove si riportano i risultati di analisi tensio-deformative, svolte con il metodo degli elementi finiti (FEM), in condizioni di simmetria assiale e di deformazioni

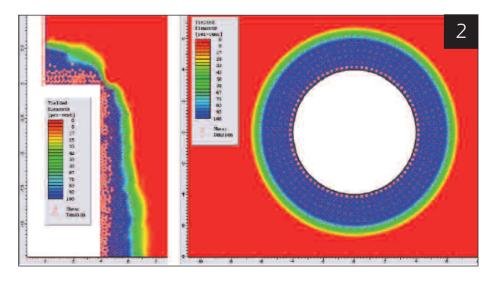
piane, si assiste allo sviluppo di una zona plastica intono al cavo ed al fronte. In funzione delle proprietà dell'ammasso roccioso, tale zona plastica che si sviluppa nell'intorno del cavo può o meno interagire con quella davanti al fronte.

La valutazione della risposta deformativa della galleria dipende dalla conoscenza dello spostamento radiale sul contorno del cavo e del corrispondente spostamento longitudinale al fronte e davanti al fronte, durante l'avanzamento. Questi spostamenti sono tra loro legati, anche se l'entità del primo è superiore a quella del secondo.



2. ZONA PLASTICA

(A SINISTRA: ANALIST FEMIN CONDIZIONI DI SIMMETRIA ASSIALE; A DESTRA: ANALISI FEM IN CONDIZIONI DI DEFORMAZIONI PIANE; STATO DI TENSIONE IN SITU p_0 = 5.0 MP $_{\rm Q}$, MODULO DI DEFORMAZIONE $E_{\rm D}$ = 400 MP $_{\rm Q}$, RESISTENZA A COMPRESSIONE MONOASSIALE $\sigma_{\rm cm}$ = 0.6 MP $_{\rm Q}$, ANGOLO DI DILATANZA Ψ =0.0)



GIOVANNI BARLA

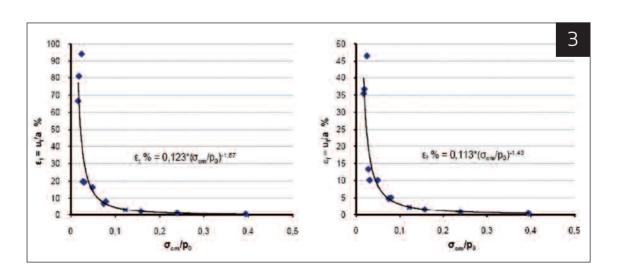
3. DEFORMAZIONE RADIALE DELLA GALLERIA ($\epsilon_{\rm r}$) E CORRISPONDENTE DEFORMAZIONE ASSIALE AL FRONTE ($\epsilon_{\rm f}$) IN FUNZIONE DEL RAPPORTO TRA LA RESISTENZA A COMPRESSIONE MONOASSIALE ($\sigma_{\rm cm}$) E LO STATO DI TENSIONE IN SITO ($\rho_{\rm o}$)

Come dimostrato da Hoek and Marinos (2000), questo legame è ben illustrato per le rocce a comportamento spingente riportando la "deformazione radiale" della galleria (ϵ_t) e la corrispondente "deformazione assiale" del fronte (ϵ_f) in funzione del rapporto tra la resistenza dell'ammasso roccioso (σ_{cm}) e lo stato tensionale in sito (ρ_o). Si noti che ϵ_t è espresso in % come lo spostamento radiale del cavo normalizzato al suo raggio, mentre, in modo analogo, ϵ_r è lo spostamento longitudinale al fronte uf normalizzato allo stesso raggio.

La figura 3 illustra un diagramma di questo tipo per una galleria circolare profonda di 10 m di diametro, scavata in un ammasso roccioso continuo, isotropo, con modello di comportamento elastoplastico ideale e dilatanza nulla, senza alcuna pressione applicata sul contorno o al fronte. I risultati sono stati ottenuti con un modello FEM. Si osserva come $\epsilon_{\rm t}$ ed $\epsilon_{\rm f}$ crescano in modo asintotico quando il rapporto tra la resistenza di ammasso e lo stato tensionale in sito diventa inferiore a 0.1-0.2, ciò ad indicare l'innesco di condizioni di instabilità della galleria ove non siano poste in opera adeguate strutture di sostegno/rinforzo (Hoek, 2001).

Tra i metodi convenzionali di scavo/costruzione di gallerie più frequentemente adottati oggigiorno (cioè a fronti multipli, o con calotta e ribasso, o a piena sezione), quello introdotto più recentemente è lo scavo a piena sezione (figura 4). Un significativo vantaggio di questo metodo è lo spazio disponibile nella zona del fronte, così che è ovviamente possibile ricorrere ad attrezzature di grandi dimensioni che rendono più agevole la messa in opera di interventi di rinforzo/stabilizzazione sul contorno del cavo ed al fronte (figura 4 sinistra). Tuttavia, in condizioni spingenti, questo metodo necessita del rinforzo sistematico del fronte e del nucleo davanti al fronte. Perlopiù la sezione della galleria viene aperta in una unica soluzione ed il rivestimento di prima fase viene posto in opera più vicino al fronte possibile, in modo che l'arco rovescio costituisca un "anello chiuso", come il-lustrato in figura 4 destra.

Può essere adottato il metodo cosiddetto "pesante" o quello "leggero" (Kovari, 1998). Con il "metodo pesante" ("principio della resistenza"), il rivestimento di prima fase è poco deformabile (generalmente costituito da calcestruzzo fibrorinforzato e centine pesanti) e "l'anello è chiuso in tempi brevi" (figura 4 destra). L'arco rovescio strutturale





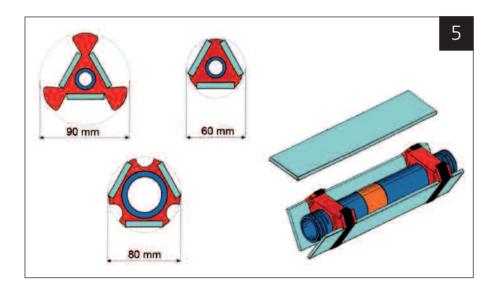
4. SCAVO A PIENA SEZIONE CON RINFORZO DEL NUCLEO DAVANTI AL FRONTE E "CHIUSURA DELL'ANELLO"



GIOVANNI BARLA

5. ELEMENTI IN VETRORESINA PIATTI ADOTTATI RECENTEMENTE PER IL RINFORZO DEL FRONTE (come primo) ed il rivestimento finale in calcestruzzo (come secondo) sono gettati in opera vicino al fronte. La conseguenza è che si ha un incremento importante delle tensioni agenti nelle strutture. Ne deriva che, in gallerie profonde ed in rocce spingenti, tale soluzione non è proponibile. Con il "metodo leggero" ("principio della cedevolezza"), si consente invece lo sviluppo di deformazioni anche importanti intorno alla galleria con una riduzione delle sollecitazioni indotte nelle strutture. La sezione di scavo è maggiore di quella finale e si introduce un sovrascavo, di entità tale da evitare la riprofilatura. Il punto chiave è il controllo dello sviluppo delle deformazioni mettendo in opera un rivestimento di tipo cedevole.

La stabilità del fronte viene garantita ricorrendo al rinforzo del nucleo di roccia davanti al fronte mediante elementi in vetroresina (Lunardi, 2000). Sono stati proposti e sono



disponibili elementi di diverso tipo quali tubi corrugati o meno e, più recentemente, elementi piatti, ecc. (figura 5), che possono essere assemblati in sito, sono trasportabili agevolmente e consentono interventi di lunghezza almeno sino a 25 m. In un tipico schema di rinforzo, oltre che sul "nucleo" oltre il fronte, si interviene su un "anello" nell'intorno del cavo. In questi casi, quando si applica il "principio della resistenza", si ricorre ad un anello di rivestimento di prima fase in calcestruzzo proiettato che incorpora centine pesanti, ravvicinate, che sono poste in opera ad una distanza molto ridotta rispetto al fronte (figura 4 destra).

4. RIVESTIMENTO DI TIPO CEDEVOLE

Ai rivestimenti di "tipo cedevole" si ricorre da molto tempo, in particolare nei lavori minerari, ove l'impiego delle cosiddette centine con giunti scorrevoli (TH, Toussaint-Heintzmann), incorporate nel rivestimento in calcestruzzo proiettato, è molto frequente. La sollecitazione tangenziale agente in queste centine è controllata dal numero degli stessi giunti scorrevoli e dal livello di pretensione applicato in essi. In questi casi si introducono nel rivestimento delle aperture (intagli), in associazione alla messa in opera di un rinforzo radiale mediante bullonatura. Dopo un valore predeterminato di convergenza del cavo, queste aperture sono riempite con calcestruzzo proiettato (figure 6 e 7).

Sono stati proposti diversi elementi cedevoli, allo scopo di affrontare lo scavo di gallerie in condizioni spingenti, come è illustrato nelle figure 8-10:

LSC element (Lining Stress Controller): elemento sviluppato dal Gruppo Geotecnico di Graz tra il 1996 ed il 1999 (Schubert, 1996; Schubert et al., 1999) e distribuito da Alwag, Austria, Dywidag-System International Unit. Nella più recente tipologia di elemento, ciascuna unità comprende un certo numero di cilindri coassiali che, una volta sottoposti a carico, per un livello di tensione di 4.2 MPa, subiscono una deformazione pari al 20% circa (elemento tipo).



6. RIVESTIMENTO CEDEVOLE
CON CENTINE SCORREVOLI
DEL TIPO TH ADOTTATO
NELLA GALLERIA DI BASE
DEL GOTTARDO
(CORTESIA DI ALPTRANSIT
GOTTHARD AG)

7. RIVESTIMENTO CEDEVOLE CON CENTINE CP 160 E GIUNTI SCORREVOLI ADOTTATI NELLA GALLERIA YACAMBÚ-QUIBOR (HOEK E GUEVARA, 2009)

▶ WABE honey-comb element: elemento sviluppato da Eisenhütte Heintzmann GmbH & Co. KG, Bochum, Germania. Esso comprende un certo numero di tubi inseriti tra piastre di acciaio, a formare un vero e proprio "pacco di diversi strati" (Geomechanics & Tunnelling, 2009). La risposta deformativa di questi elementi dipende dalle caratteristiche dei tubi (diametro, spessore, lunghezza e qualità dell'acciaio), dal possibile impiego di tubi incorporati uno nell'altro, ecc. La tensione limite tipica è pari a 2.5 MPa, cui corrisponde una deformazione limite del 40% circa.





GIOVANNI BARLA









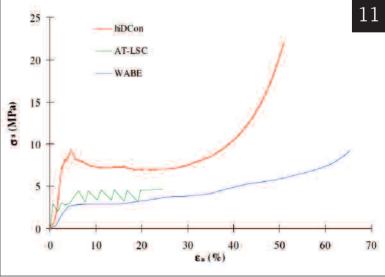
- 8. SOSTEGNO DI TIPO CEDEVOLE CON ELEMENTI DEL TIPO LSC INCORPORATI (SCHUBERT, 1996; SCHUBERT ET AL., 1999)
- 9. RIVESTIMENTO DI TIPO CEDEVOLE CON ELEMENTI DEL TIPO WABE INCORPORATI (GEOMECHANICS & TUNNELLING, 2009)
- **10.** RIVESTIMENTO DI TIPO CEDEVOLE CON ELEMENTI HIDCON INCORPORATI (KOVARI, 2005; THUT ET AL., 2006)
- **11.** CURVE CARATTERISTICHE (TENSIONE-DEFORMAZIONE) DEGLI ELEMENTI LSC, WABE E hIDCON

▶ hiDCon element (highly Deformable Concrete): elemento della Solexpert (Kovari, 2005; Thut at al., 2006). Esso comporta l'impiego di un conglomerato cementizio con fibre in acciaio e sfere di vetro miscelate in diverse proporzioni. La presenza delle sfere di vetro determina un incremento della frazione di vuoto nella miscela e può essere variata al fine di predeterminarne la tensione limite a compressione dell'elemento. Nelle applicazioni più recenti la tensione varia tra 4 e 10 MPa, con una deformazione massima consentita del 40-50%. Tipiche curve caratteristiche di questi elementi sono poste a confronto nella figura 11. Si

10 limite, content mazion



osserva che lo scorrimento dell'elemento inizia per un determinato livello di tensione limite, quando la deformazione è piuttosto contenuta (inferiore al 5% circa). La deformazione prosegue e l'elemento continua a



deformarsi prima di raggiungere la tensione limite. In generale, tale livello di tensione è scelto in modo da evitare il danneggiamento del rivestimento in calcestruzzo proiettato. La scelta dell'entità della deformazione dipende dall'entità del sovrascavo, che viene definito in modo da evitare la riprofilatura del cavo.

Allo scopo di illustrare la risposta della galleria allo scavo, quando si ricorre all'impiego di un rivestimento di tipo cedevole (costituito da un rivestimento di calcestruzzo proiettato che incorpora le centine scorrevoli e comprende intagli longitudinali dove sono inseriti gli elementi cedevoli) installato al fronte, si ricorre al metodo Convergenza-Confinemento (CC) con le tre curve caratteristiche: Longitudinal Deformation Profile (LDP), Support Characteristic Curve (SCC) e Ground Reaction Curve (GRC). Come illustrato nella figura 12, la messa in opera di un rivestimento di tipo cedevole al fronte consente alla galleria di convergere in modo controllato mentre il livello di tensione agente rientra entro il valore limite scelto.

Al contrario, ove la scelta ricada invece su un "rivestimento poco deformabile", installato ancora al fronte e nello stesso tipo di ammasso roccioso (cioè caratterizzato dalle stesse curve GRC/LDP) di cui in figura 12, il rivestimento può andare a rottura.

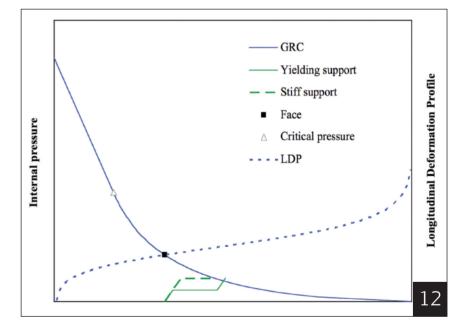
E' ovvio che in questi casi si può ritardare la messa in opera, ma ciò potrebbe rivelarsi anche dannoso, in rocce spingenti, perchè in tali casi l'operatività in vicinanza del fronte

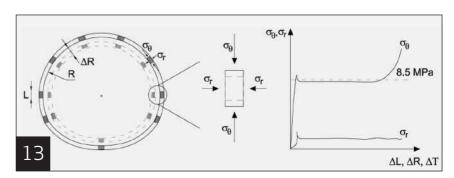
può rivelarsi non sicura. Il ricorso, invece, ad un "rivestimento di tipo cedevole" installato al fronte e capace di controllare il livello di deformazione indotta, può essere più appropriato "perchè comunque in grado di proteggere gli operatori dalla eventuale caduta di elementi rocciosi dalla calotta, ove questo dovesse verificarsi" (Hoek, 2006).

Nel caso particolare, il "rivestimento di tipo cedevole", ove sia capace di controllare il livello di deformazione indotta, è volto a consentire lo sviluppo della convergenza della galleria (ΔR) "in modo controllato", mentre il livello di tensione σ_{α} nel rivestimento è mantenuto circa costante e tale da applicare una tensione radiale di confinamento σ_{r} all'ammasso roccioso circostante (figura 13). E' noto che quanto più alta è tale tensione di confinamento tanto più contenuta sarà la tensione finale sul rivestimento. Ciò equivale a dire che "una riduzione di tensione agente sul rivestimento finale può essere conseguita non solo con l'installazione di un rivestimento di prima fase in grado di subire grandi deformazioni in modo controllato, ma anche selezionando un rivestimento con un più elevato livello di tensione di snervamento (Cantieni & Anagnostou, 2009).

12. ILLUSTRAZIONE GRAFICA
DEL METODO CONVERGENZACONFINAMENTO CON POSA IN
OPERA DI UN SOSTEGNO DI
TIPO CEDEVOLE

13. ILLUSTRAZIONE DEL
COMPORTAMENTO DI UN
RIVESTIMENTO CEDEVOLE,
CON L'INSERIMENTO DI
"ELEMENTI CEDEVOLI"
NELL'ANELLO DI
CALCESTRUZZO PROIETTATO





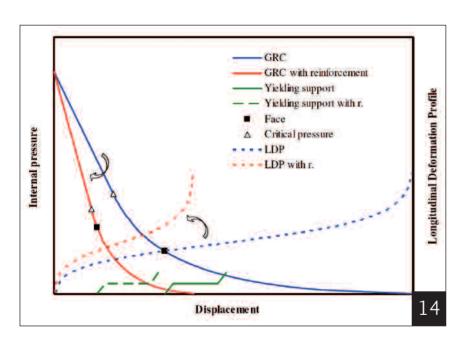
GIOVANNI BARLA

14. ILLUSTRAZIONE DEL
METODO DI SCAVO A PIENA
SEZIONE CON RINFORZO
DEL FRONTE ED ELEMENTI
CEDEVOLI INSERITI NEL
RIVESTIMENTO DI PRIMA FASE

5. SCAVO A PIENA SEZIONE CON RINFORZO DEL FRONTE E RIVESTIMENTO CEDEVOLE

Come anticipato, la risposta della galleria allo scavo, mentre lo spostamento radiale del cavo e lo spostamento longitudinale del fronte aumentano, condiziona la scelta del tipo di rivestimento da adottare e del rinforzo del nucleo davanti al fronte. In particolare, abbiamo ricordato che, quando si sceglie di applicare il metodo a piena sezione, è consuetudine ricorrere, per assicurare la stabilità del fronte, al rinforzo dell'ammasso roccioso mediante elementi in vetroresina. Un altro accorgimento consiste nell'installazione di un rivestimento di prima fase poco deformabile, ove si intenda ricorrere al "metodo pesante" ("principio della resistenza"). L'arco rovescio (prima) ed il rivestimento finale in calcestruzzo (poi) sono posti in opera ad una distanza molto vicina al fronte.

L'esperienza derivata dallo scavo di gallerie in ammassi rocciosi spingenti e sotto grandi coperture mostra al tempo stesso che, in molti casi, il ricorso al "metodo pesante" non è sempre proponibile in relazione all'entità dei carichi in gioco ed al possibile danneggiamento del rivestimento di prima fase posto in opera immediatamente dietro il fronte, con problemi di sicurezza per gli operatori. Come sopra richiamato, l'alternativa consiste nel ricorrere al "metodo leggero" ("principio della cedevolezza"), che consente che la galleria



si deformi in modo controllato, avendo introdotto il cosiddetto sovrascavo, in modo da evitare il ricorso alla riprofilatura della sezione di scavo. In questi casi è essenziale che il fronte della galleria rimanga stabile mentre si sviluppano le grandi deformazioni attese, tipiche del comportamento spingente. Con ciò in mente, la scelta di ricorrere, in condizioni spingenti, allo scavo a piena sezione con rinforzo del fronte e ad elementi cedevoli inseriti nel rivestimento di prima fase diventa convincente e può anzi essere il solo metodo applicabile.

Per illustrare questo, ricorriamo ancora al metodo "convergenza-confinamento (CC) con riferimento alle stesse curve GRC/LDP di figura 12. Se assumiamo che il nucleo di roccia davanti al fronte sia stato rinforzato (per esempio con elementi in vetroresina), entrambe le curve GRC

e LDP dovranno essere modificate come illustrato nella stessa figura 14, cioè l'entità dello spostamento radiale della galleria e l'estensione della fascia plastica si riducono in modo conseguente.

Il diagramma mostra che quando è installato un rivestimento cedevole, l'influenza del rinforzo del nucleo di roccia davanti al fronte e sul contorno del cavo è tale da determinare una diminuzione sia dello spostamento radiale che di quello longitudinale. Come conseguenza, si consentirà al cavo di deformarsi in modo importante, ma in condizioni controllate, e comunque con entità minore di quella in assenza di interventi di rinforzo/stabilizzazione del nucleo davanti il fronte.

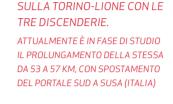
6. CASO DI STUDIO

Un sistema di rivestimento di prima fase cedevole associato allo scavo a piena sezione con rinforzo del fronte, come descritto nel paragrafo precedente, è stato adottato con favorevoli risultati nella Formazione del Carbonifero Produttivo nella discenderia di Saint Martin La Porte (Galleria di Base della Linea Ferroviaria Torino-Lione). Questo caso di studio viene considerato in quanto segue soffermandoci sulle risultanze delle misure in sito durante l'avanzamento, le prove di laboratorio e le modellazioni numeriche che sono state svolte.

6.1 Inquadramento del progetto

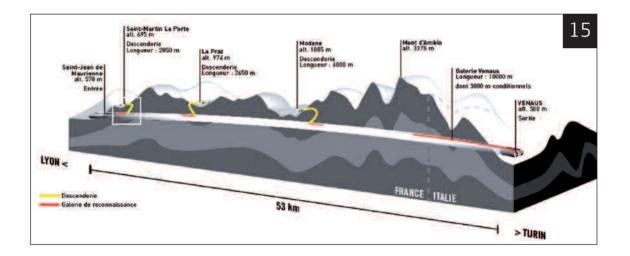
La discenderia di Saint Martin La Porte è una componente molto importante dei lavori preliminari riguardanti la Galleria di Base della Torino-Lione, tra i due portali in Francia ed in Italia (figura 15), al centro delle direttrici Nord-Sud ed Est-Ovest di collegamento dei Paesi Europei. Attualmente, le due discenderie di La Praz e Modane sono già state completate, mentre la discenderia di Saint Martin La Porte è in corso di scavo.

Queste discenderie sono componenti essenziali del progetto, in particolare con riferimento all'esigenza di approfondimento di conoscenza delle condizioni geologiche, geomeccaniche



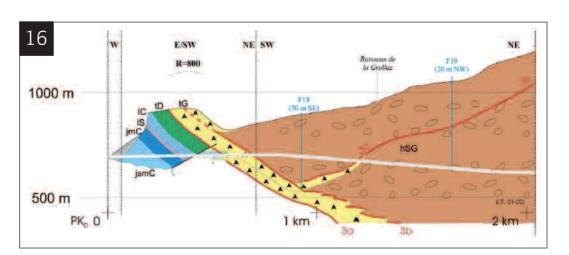
15. LA GALLERIA DI BASE

16. PROFILO GEOLOGICO LUNGO LA DISCENDERIA DI SAINT MARTIN LA PORTE



ed idrogeologiche lungo il nuovo tracciato, nonché della scelta del metodo di scavo (tradizionale/meccanizzato).

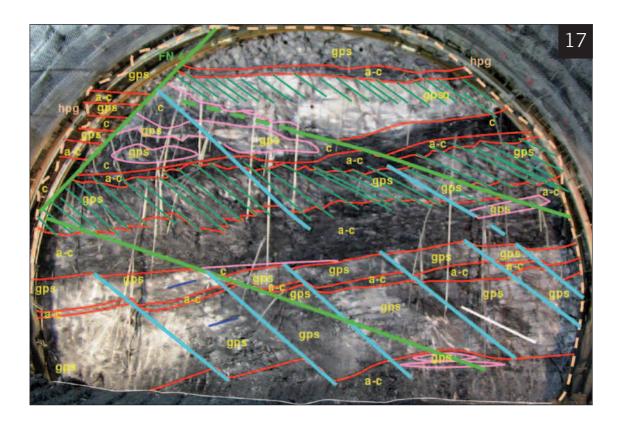
Le stesse discenderie potranno essere utilizzate durante la costruzione, rendendo disponibili più fronti per lo scavo e la ventilazione, e permettere la manutenzione e l'accesso alla galleria per eventuali interventi di sicurezza, durante l'esercizio.



GIOVANNI BARLA

17. TIPICHE CONDIZIONI GEOLOGICHE AL FRONTE (GPS - AENARIA, A - ARGILLITE, C-CARBONE, ECC.)

18. DISTRIBUZIONE PERCENTUALE DI ROCCE "COMPETENTI" E ROCCE "DEBOLI"



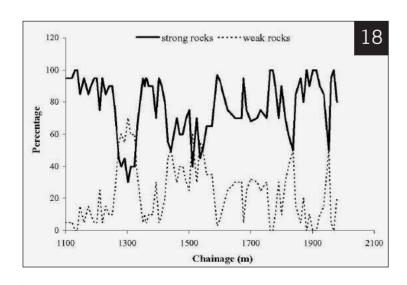
La discenderia di Saint Martin La Porte (figure 16 e 17) viene scavata nella Formazione del Carbonifero, "Zone Houillère Briançonnaise-Unité des Encombres" (hSG in figura 16), costituita da scisti neri (45 to 55%), arenarie (40 to 50%), carbone (5%), argilliti e rocce cataclastiche.

Una caratteristica distintiva del terreno incontrato durante lo scavo della discenderia (figura 17) è la notevole eterogeneità della formazione rocciosa, la sua condizione di disturbo e fratturazione. Sono spesso presenti zone di faglia che determinano un notevole decadimento delle caratteristiche dell'ammasso roccioso, che diventano scadenti o molto scadenti. La copertura della discenderia, nella zona di interesse, è compresa tra 300 e

650 m. Lo scavo avviene attualmente in assenza di venute di acqua.

Con lo scopo di valutare le condizioni dell'ammasso roccioso si sono condotti in modo sistematico rilievi di tipo geologico e geomeccanico al fronte di scavo determinando, tra l'altro, la distribuzione percentuale di rocce "competenti" (arenarie e scisti) e rocce "deboli" (carbone ed argillite) come illustrato nella figura 18. Si è altresì cercato di determinare l'indice GSI ("Geological Strength Index") in accordo al metodo di classificazione di Hoek e Marinos (2000).

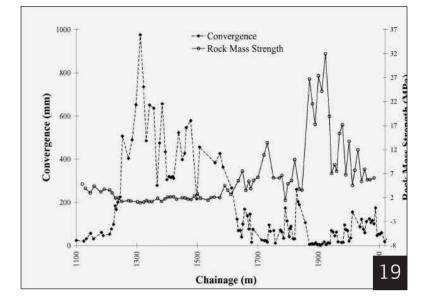
Per quantificare il comportamento spingente lungo la discenderia, è interessante esprimere la deformazione radiale intorno al cavo come rapporto tra la convergenza ed



il diametro. Noto lo stato tensionale in sito e nell'ipotesi che le difficoltà incontrate durante lo scavo in rocce spingenti dipendano dall'entità della deformazione del cavo, si può determinare la resistenza a compressione monoassiale dell'ammasso roccioso nel modo illustrato nella figura 19.

6.2 Tipi di rivestimento adottati

Nella Formazione del Carbonifero Produttivo, incontrato durante lo scavo della discenderia, si sono adottate differenti sezioni di rivestimento tipo come illustrato nella figura 20. Si è dovuto constatare in breve tempo che la scelta di un rivestimento poco deformabile ("Profil Rigide", figura 21), associato ad una sezione a ferro di cavallo, non poteva essere adatto per affrontare lo scavo della discenderia in condizioni fortemente spingenti quali quelle incontrate.



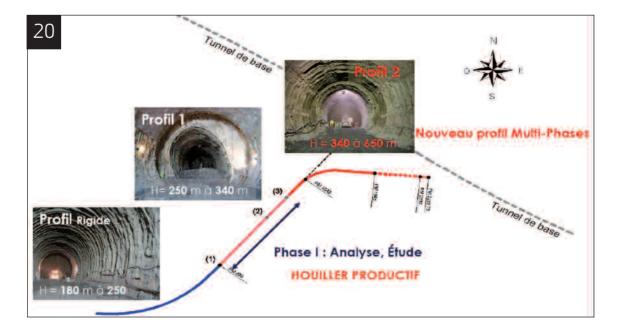
Si è quindi individuata una diversa soluzione tecnica consistente nel rinforzo/stabilizzazione dell'ammasso roccioso davanti al fronte con elementi in vetro-resina e nella messa in opera, tra l'altro, di un rivestimento di prima fase ricorrendo all'impiego di centine a giunti scorrevoli (TH, Toussaint-Heintzmann) e sezione di scavo a "ferro di cavallo" ("Profil 1" in figura 20). Tuttavia, con questa soluzione si sono dovute constatare deformazioni molto grandi, con convergenze massime dell'ordine di 2 m ed estese zone plastiche, tali da richiedere importanti interventi di riprofilatura.

La soluzione tecnica infine individuata è consistita nell'impiego sistematico dello scavo a piena sezione con rinforzo del fronte e del cavo, messa in opera di elementi cedevoli inseriti nel rivestimento di prima fase e sezione pressoché circolare ("Profil 2" in figura 20).

19. CONVERGENZA MISURATA AL FRONTE E DISTRIBUZIONE DELLA RESISTENZA DI AMMASSO

20. ILLUSTRAZIONE DEI SISTEMI DI "SOSTEGNO" ADOTTATI NEL CARBONIFERO LUNGO LA DISCENDERIA DI SAINT MARTIN LA PORTE:

"PROFILE RIGIDE", COPERTURA 180-250 M; "PROFILE 1", COPERTURA 250-340 M; "PROFILE 2", COPERTURA 340-650 M



21. SOSTEGNO INIZIALMENTE ADOTTATO CON SEZIONE A "FERRO DI CAVALLO"

(SEZIONE - "PROFIL RIGIDE" IN FIGURA 20)

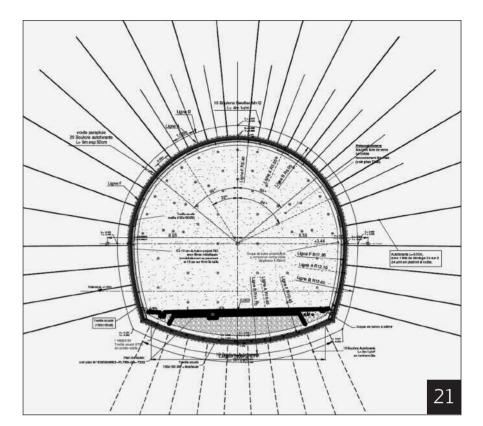
22. RIVESTIMENTO DI TIPO CEDEVOLE E SEZIONE CIRCA CIRCOLARE. FASE 1.

(SEZIONE DSM - "PROFIL 2" IN FIGURA 20; NOTA: NON È RAPPRESENTATO IL RINFORZO DEL FRONTE)

23. RIVESTIMENTO DI TIPO CEDEVOLE E SEZIONE CIRCA CIRCOLARE, FASE 2.

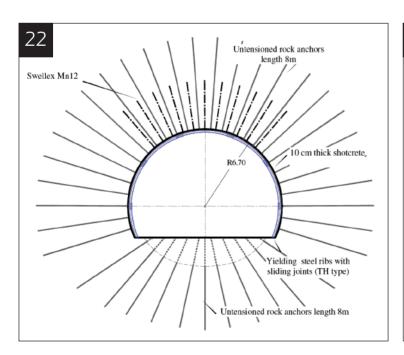
(SEZIONE DSM - "PROFIL 2" IN FIGURA 20; NOTA: NON È RAPPRESENTATO IL RINFORZO DEL FRONTE) Come illustrato nelle figure 22 e 23, la sequenza degli interventi può essere riassunta come segue.

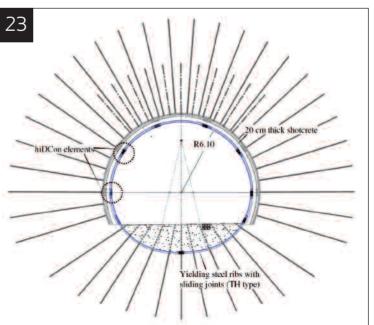
- ► Fase 0: intervento al fronte con elementi in vetroresina, compreso un anello di rinforzo nell'intorno del cavo, ciò allo scopo di conseguire caratteristiche di resistenza migliorate su uno spessore di 2-3 m circa.
- Fase 1: scavo meccanico per passi di un metro, con messa in opera di chiodature radiali (lunghezza 8 m) sul perimetro, centine a giunti scorrevoli (TH, Toussaint-Heintzmann) e strato di calcestruzzo proiettato di 10 cm di spessore. La massima convergenza consentita è pari a 600 mm.
- ► Fase 2: apertura del cavo a 30 m di distanza dal fronte, posa in opera di centine a giunti scorre-



voli e calcestruzzo proiettato per uno spessore di 20 cm, con inserimento nel rivestimento stesso di elementi cedevoli del tipo hiDCon. Il cavo può in tali condizioni deformarsi ulteriormente sino ad un valore massimo di convergenza di 400 mm.

▶ Fase 3: installazione del rivestimento finale in calcestruzzo ad 80 m di distanza dal fronte.





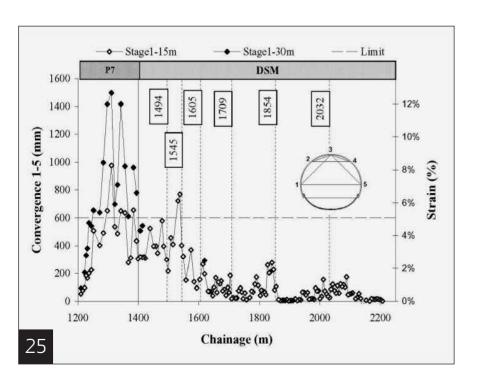
GIOVANNI BARLA

Come illustrato nella figura 24, la componente più importante di questo tipo di rivestimento cedevole è rappresentata dagli elementi hiDCon. Sono posti in opera 9 di questi elementi (uno in arco rovescio), che vengono inseriti in opportuni intagli all'interno del rivestimento, tra i giunti scorrevoli delle centine. Nel caso di Saint Martin tali elementi hanno altezza 40 cm, lunghezza 80 cm, e spessore 20 cm. Essi sono stati progettati per raggiungere un valore limite di deformazione del 40-50%, per una tensione applicata di 8.5 MPa. Ciò significa che con l'installazione di 9 elementi ed una galleria pressochè circolare, nell'ipotesi che ogni elemento possa deformarsi del 50% circa, ne risulterebbe uno spostamento radiale massimo ΔR di 20 cm circa, con una convergenza totale di 40 cm. Se, al tempo stesso, si ammette una tensione limite di 8.5 MPa, ne consegue una tensione radiale di confinamento di 0.3 MPa circa.

6.3 Misure in corso d'opera

Il monitoraggio delle convergenze della galleria, in particolare nel tratto ove è stata applicata la nuova sezione di rivestimento

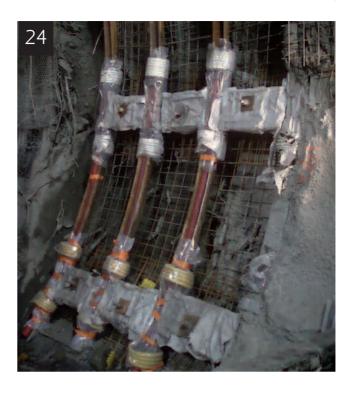
(Sezione DSM - "Profil 2"), ha avuto luogo con continuità durante l'avanzamento ricorrendo ad apposite mire ottiche installate sul contorno del cavo. Vale porre in luce che tale monitoraggio è avvenuto mentre si sono apportate variazioni negli interventi posti in opera, in particolare al numero degli elementi cedevoli hiDCon inseriti nel rivestimento. Si sono inoltre installate alcune sezioni speciali di misura attrezzate con estensimetri multibase. Alcune di queste misure sono illustrate in quanto segue.



Misure di convergenza

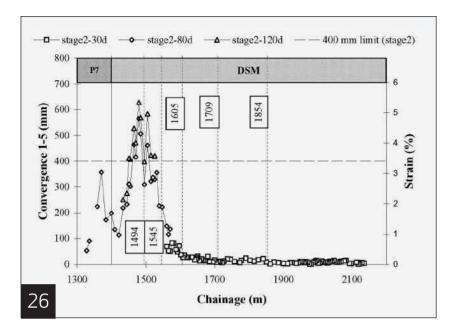
Allo scopo di comprendere la risposta della galleria durante lo scavo è di sicuro interesse esaminare la figura 25, che illustra l'andamento delle convergenze misurate nella Fase 1, lungo la corda 1-5, tra la progressive 1200 m e 2200 m circa, quando la sezione di misura si trova a 15 m ed a 30 m dal fronte. La stessa figura 25 mostra la "deformazione" che la galleria subisce (cioè la convergenza divisa per la lunghezza della corda 1-5, misurata contemporaneamente alla posa delle mire ottiche).

Si possono così formulare le seguenti osservazioni (figure 25):



24. DETTAGLIO DELL'ELEMENTO
HIDCon CON INSTALLAZIONE
TRA I GIUNTI SCORREVOLI
DELLE CENTINE PRIMA DELLA
POSA DEL CALCESTRUZZO
PROIETTATO

25. CONVERGENZE MISURATE NELLA FASE 1, A 15 m E A 30 m DAL FRONTE TRA LE PROGRESSIVE 1200 m E 2200 m CIRCA



26. CONVERGENZE MISURATE NELLA FASE 2, A 30, 80, E 120 GIORNI DOPO L'INSTALLAZIONE DELLE MIRE OTTICHE, TRA LE PROGRESSIVE 1200 E 2100 m CIRCA

- ▶ le convergenze più importanti, misurate ad una distanza di 15 m dal fronte, si verificano tra le progressive 1230 e 1550 m circa, con una deformazione massima di 4-8%
- ▶ le deformazioni più significative (sino al 12% circa a 30 m dal fronte) si hanno per la sezione di scavo a "ferro di cavallo" (cioè con la sezione P7) tra le progressive 1230 e 1400 m
- ▶ con la nuova sezione DSM, che è stata posta in opera in modo sistematico a partire dalla progressiva 1400 m, la deformazione media misurata a 15 m dal fronte è pari al 4% e localmente non eccede mai il 6-7%
- ▶ il tratto di discenderia tra le progressive 1230 e 1550 m è interessato dalla presenza più significativa di rocce "deboli", con una resistenza di massa stimata pari a 2 MPa; oltre la progressiva 1550 m

le condizioni dell'ammasso roccioso migliorano sostanzialmente (figure 18 e 19)

▶ il valore limite di convergenza associato alla "nuova" sezione DSM, pari a 600 mm, è superato localmente così da richiedere un intervento di riprofilatura prima di poter installare il rivestimento di fase 2.

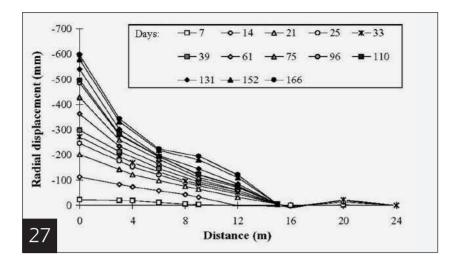
Per valutare il comportamento della galleria allo scavo e porre a confronto la "vecchia" sezione (P7) con la "nuova" sezione (DSM), è utile esaminare la figura 26 che illustra le convergenze misurate 30, 80 e 120 giorni dopo l'apertura completa del cavo nella Fase 2. Si può osservare che (figura 26):

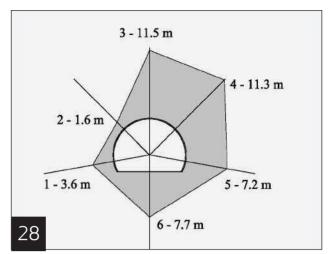
- ▶ le convergenze in galleria, ove è stata installata la "vecchia" sezione (P7), subiscono un ulteriore incremento di 370 mm (cioè una deformazione del 3%), che porta ad una chiusura del cavo di circa 2000 mm (2 m) a progressiva 1370 m
- ▶ a confronto, con la "nuova" sezione (DSM) installata nella Fase 2, si ha una convergenza pari a 600 mm (cioè una deformazione del 5%) nell'intorno di progressiva 1480 m, superiore al valore limite di 400 mm (che equivale ad una deformazione del 3.5%).

Deformazioni nell'intorno del cavo

Come anticipato, lungo la discenderia sono state installate più sezioni speciali di misura. In queste, oltre alle convergenze, si sono misurati gli spostamenti agli estensimetri multibase intorno al cavo. E' allora interessante considerare la distribuzione di questi spostamenti a progressiva 1444 m, come illustrato nelle figure 27 e 28, vista l'asimmetria delle deformazioni e le sollecitazioni indotte nel rivestimento e negli elementi deformabili, in particolare sul lato destro.

In questa sezione sono stati installati, nella Fase 1, 6 estensimetri multibase in foro, ciascuno lungo 24 m, uno in arco rovescio ed in corona, e due su ciascun lato della sezione di scavo, a destra ed a sinistra. Quindi, in concomitanza con l'inizio della Fase 2, questi stessi estensimetri sono stati sostituiti con altri di 15 m di lunghezza, ad una distanza di circa 30 m dal fronte e 33 giorni dopo.





La figura 27 mostra una tipica distribuzione degli spostamenti nel tempo, sul lato destro di questa sezione, mentre nella figura 28 si riporta la zona intorno al cavo dove le deformazioni indotte superano l'1%, valore limite per l'innesco del comportamento spingente. E' chiaro che, dove nella Fase 1 è più estesa la zona di mobilitazione delle deformazioni intorno al cavo, più importanti saranno le deformazioni subite dal rivestimento nella Fase 2. Peraltro, si nota la risposta asimmetrica del cavo (figura 28), da attribuirsi al comportamento anisotropo dell'ammasso roccioso, per la presenza delle strutture immergenti da sinistra verso destra.

Tensioni tangenziali nel rivestimento finale

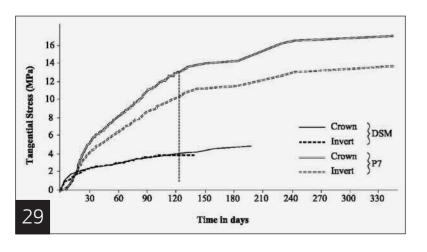
Si sono inoltre misurate le tensioni tangenziali indotte nel rivestimento finale, dove la sezione tipo installata è stata sia quella "vecchia" (P7) che quella "nuova" (DSM). I risultati del monitoraggio nei due casi, su un arco temporale importante, sono rappresentati in figura 29, dove si danno i valori di tensione in corona ed in arco rovescio.

6.4 Prove di laboratorio

La tabella 1 riporta i risultati delle prove di laboratorio eseguite in condizioni di compres-

sione uniassiale e triassiale sulle rocce "competenti" (arenarie e scisti).

Per quanto riguarda invece le rocce "deboli" (carbone, argilliti e rocce cataclasti-



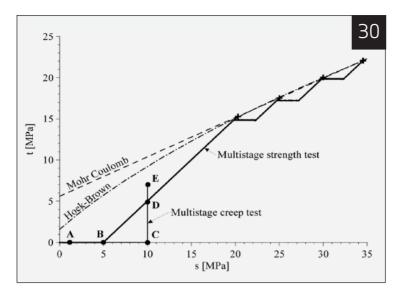
Parametro	Arenaria	Scisto
Peso specifico (γ, kN/m³) Resistenza a compessione	27.1	26.1
$(\sigma_{ci}^{}, MPa)$	20.3	16.1
Costante di Hoek-Brown (m _i) Modulo elastico tangente	6.4	4.3
(E _t , GPa)	21.8	19.5

27. SEZIONE SPECIALE DI MONITORAGGIO ALLA PROGRESSIVA 1444 m SPOSTAMENTO RADIALE INTORNO ALLA GALLERIA IN FUNZIONE DEL TEMPO

28. SEZIONE SPECIALE DI MONITORAGGIO ALLA PROGRESSIVA 1444 m ZONA CON DEFORMAZIONI RADIALI INDOTTE SUPERIORI ALL'1%

29. TENSIONI TANGENZIALI IN CORONA ED IN ARCO ROVESCIO NEL RIVESTIMENTO FINALE IN FUNZIONE DEL TEMPO

TABELLA 1. PARAMETRI OTTENUTI NELLE PROVE DI LABORATORIO SU ARENARIE E SCISTI



che), la maggior parte delle prove sono state eseguite sui campioni di carbone, con particolare interesse nel comportamento in funzione del tempo in condizioni triassiali. Una descrizione dettagliata di queste prove è riportata nella tesi di Dottorato di ricerca di Debernardi (2008). In particolare, sono state condotte prove triassiali in più fasi di carico con differenti livelli di pressione di confinamento applicata, pari a 5, 7.5, 10 e 12.5 MPa, in presenza di una velocità di deformazione assiale di 0.01 %/min, sino al raggiungimento del valore di picco sulla curva sforzo-deformazione. Il procedimento seguito è illustrato in figura 30.

I corrispondenti parametri di deformabilità e resistenza sono raccolti nella tabella 2.

30. PROVE DI COMPESSIONE TRIASSIALE SU CARBONE IN PIÙ FASI CON INDICAZIONE DELLE PROVEDI CREEP E DEGLI INVILUPPI DI RESISTENZA DI MOH-COULOMB ED HOEK-BROWN

TABELLA 2. PARAMETRI DI DEFORMABILITÀ E RESISTENZA OTTENUTI NELLE PROVE DI LABORATORIO SUL CARBONE

31.PROVE A CARICO
COSTANTE NEL TEMPO
(CREEP) CALIBRAZIONE
COL MODELLO SHELVIP

Parametro	
Modulo elastico tangente (E _t , GPa)	6.9
Paametri di Mohr-Coulomb (c, MPa) $(\phi, °)$	6.4 28.5
Parametri di Hoek-Brown Resistenza a compressione ($\sigma_{\rm ci}$, MPa)	15.3
Costante di Hoek-Brown (m _i)	8.97

Sono state inoltre eseguite prove di deformazione nel tempo a carico costante (creep) e di rilassamento (Barla et al. 2007; Debernardi, 2008; Barla et al., 2008). In particolare, in accordo al percorso di sollecitazione illustrato in

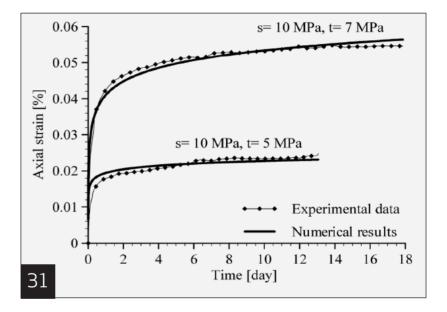


figura 30, le fasi di creep sono state eseguite in condizioni di carico isotropo (punti A, B e C) e deviatorico (punti D ed E).

Le curve di creep ottenute per gli stati tensionali D ed E sono illustrate nella figura 31. E' di sicuro interesse nei due casi osservare la fase di creep secondario, caratterizzata da un valore molto piccolo della velocità di deformazione, che risulta ovviamente legato al basso livello di mobilitazione della resistenza disponibile.

6.5 Modellazione numerica

In condizioni di comportamento spingente si osserva lo sviluppo di grandi deformazioni della galleria nel tempo, sia durante lo scavo che ogni qualvolta si ferma l'avanzamento, così che è spesso difficoltoso separare il cosiddetto "effetto del fronte di scavo" dal "comportamento reologico del mezzo". Ne consegue che in questi casi, per poter descri-

vere la reale risposta deformativa, occorrono modelli costitutivi dell'ammasso roccioso che tengano conto in modo esplicito del fattore tempo (Barla et al., 2007).

Sono stati proposti più modelli costitutivi volti a descrivere tale tipo di comportamento. Tuttavia, i modelli soddisfacenti per la simulazione dello scavo delle gallerie sono pochi e nella maggior parte dei casi essi non godono delle doti di semplicità di formulazione, che ne consentano l'adozione nella pratica progettuale. Con riferimento al caso di studio di interesse in questa sede, è stato recentemente messo a punto il modello SHELVIP (Stress Hardening ELasto VIscous Plastic) (Debernardi, 2008; Debernardi and Barla, 2009), che offre invece tali caratteristiche distintive. Ad esso si intende fare brevemente riferimento in quanto segue.

32. MODELLO COSTITUTIVO SHELVIP: SUPERFICI DI SNERVAMENTO VISCOPLASTICO E PLASTICO

SHELVIP, un nuovo modello costitutivo

Il modello SHELVIP è derivato dalla teoria di Perzyna e consiste nell'esprimere il tensore velocità di deformazione $\dot{\mathcal{E}}_{ij}$ in una componente elastica $\dot{\mathcal{E}}_{ij}^{p}$, plastica $\dot{\mathcal{E}}_{ij}^{p}$, e viscoplastica $\dot{\mathcal{E}}_{ij}^{vp}$:

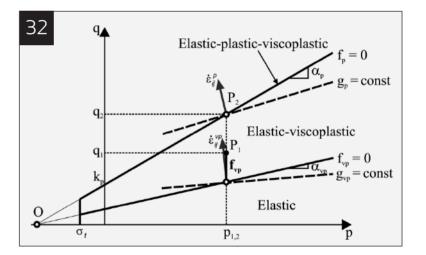
$$\dot{\mathcal{E}}_{ij} = \dot{\mathcal{E}}^e_{ij} + \dot{\mathcal{E}}^p_{ij} + \dot{\mathcal{E}}^{vp}_{ij}$$

In accordo alla teoria classica dell'elastoplasticità, la deformazione plastica indipendente dal tempo $\varepsilon_{ij}^{\ \rho}$ si sviluppa soltanto quando la tensione in un punto del mezzo raggiunge la superficie plastica f_{ρ} = 0 (figura 32), definita dal criterio di Drucker-Prager:

$$f_p = q - \alpha_p \cdot p - k_p$$

La deformazione plastica \mathcal{E}_{ij}^{p} può essere valutata ricorrendo alla classica legge di flusso dell'elastoplasticità:

$$\varepsilon_{ij}^{p} = \lambda \cdot \frac{\partial g_{p}}{\partial \sigma_{ij}}$$



dove g_{p} è la funzione di potenziale plastico, $g_{p} = q - \omega_{p} \cdot p$, che definisce la direzione di ε_{ij}^{p} , è la dilatanza e λ il moltiplicatore plastico, che può essere determinato mediante la cosiddetta condizione di consistenza $df_{p} = 0$, $f_{p} \leq 0$.

La velocità di deformazione viscoplastica $\dot{\mathcal{E}}_{ij}^{vp}$ si sviluppa soltanto se lo stato di tensione è tale da raggiungere la superficie di snervamento viscoplastico $f_{vp} = 0$ (figura 32), che è ancora definita con il criterio di Drucker-Prager. Questa superficie è interna alla superficie di snervamento plastico ed interseca l'asse nello stesso punto dove lo interseca quest'ultima, per cui si può scrivere:

$$f_{vp} = q - \alpha_{vp} \cdot \left(p + \frac{k_p}{\alpha_p} \right)$$

dove α_{vp} è il parametro di incrudimento viscoso che definisce lo stato interno viscoso del materiale.

La velocità di deformazione viscoplastica $\dot{\mathcal{E}}_{j}^{vp}$ può essere scritta ricorrendo alla legge di flusso della teoria di Perzyna:

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^{vp} = \gamma \cdot \Phi(\langle F \rangle) \cdot \frac{\partial g_{vp}}{\partial \sigma_{ij}}$$

dove la funzione F è assunta uguale alla funzione di snervamento viscoplastico f_{vp} ed il nucleo viscoso Φ è dato dalla seguente legge di potenza:

$$\Phi = \langle F \rangle^n = \langle f_{\nu \rho} \rangle^n$$

con n parametro costitutivo, essendo la funzione di potenziale viscoplastico g_{vp} data da: $g_{vp} = q - \omega_{vp} \cdot p$, con ω_{vp} dilatanza viscoplastica.

L'incrudimento della superficie di snervamento viscoplastico è controllata dalla seguente equazione differenziale:

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

dove *m* ed *l* sono parametri costitutivi.

TABELLA 3. PARAMETRI DEL MODELLO SHELVIP

TABELLA 4. PARAMETERI DEL MODELLO SHELVIP: PROVE DI LABORATORIO SU CARBONE

(*TEMPO IN GIORNI E PRESSIONE IN kPa)

Comportamento Elastico	E v	Modulo di Young Coefficiente di Poisson
Plastico	${f \alpha}_{p} \ {f k}_{p}$	Coefficiente angolare ed intercetta di Drucker-Prager
	$\sigma_{t} \ \omega_{p}$	Cut-off volumetrico Dilatanza plastica
Viscoplastico	$\begin{matrix} \gamma \\ m \\ n \\ l \\ \omega_{_{_{\boldsymbol{V}}}} \end{matrix}$	Parametro viscoso Coefficiente di forma Coefficiente di carico Coefficiente di incrudimento Dilatanza viscoplastica

Parametro	
E (GPa)	5.00
ν (-)	0.30
$(\phi,°)$ c (MPa) α_{p} $k_{p} (MPa)$ $\sigma_{t} (MPa)$ ω_{p}	34.29 3.52 1.39 7.16 0.10 0.00
γ (*)	1.2 E-15
m (*)	1.006
n (*)	3.884
l (*)	2.30 E+05
ω _{νp} (*)	0.735

L'introduzione nel modello SHELVIP di una legge di incrudimento che dipende dallo stato di tensione agente offre l'indubbio vantaggio di poter valutare l'incrudimento viscoplastico sulla base del livello di tensione limite che porta all'innesco di deformazioni viscoplastiche, il che è possibile ricorrendo a prove sperimentali. Inoltre, come illustrato nel dettaglio da Debernardi e

Barla (2009), questo consente di definire ciascuna caratteristica di comportamento dipendente dal tempo mediante un singolo parametro. Vale inoltre ricordare che il modello comporta la determinazione di 11 diversi parametri costitutivi, come illustrato nella tabella 3: 2 parametri elastici, 4 plastici e 5 viscoplastici. Il modello SHELVIP si rivela particolarmente efficace nel descrivere il comportamento dipendente dal tempo di rocce deboli, come è dimostrato dalla taratura delle prove di creep in condizioni triassiali eseguite sui campioni di carbone e descritte in precedenza. Come esempio si consideri quanto illu-

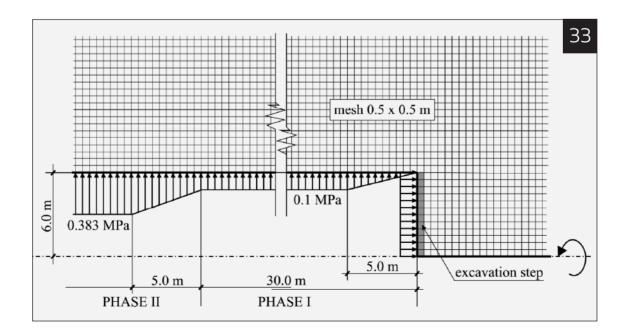
strato nella figura 31 (vedi sopra), dove si portano a confronto i risultati sperimentali con quelli del modello. Si osserva che l'accordo è molto soddisfacente. I corrispondenti coefficienti di taratura sono riassunti nella seguente tabella 4.

Modellazione dello scavo

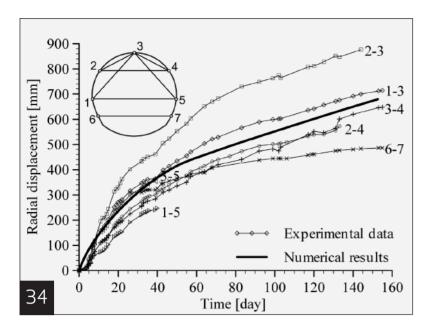
Il modello costitutivo SHELVIP è stato usato per simulare, sulla base delle misure di convergenza, la risposta deformativa della discenderia allo scavo (Barla et al., 2009). A tal fine si è considerata la sezione compresa tra le progressive 1394 e 1527 m, dove si è adottata la "nuova" soluzione esecutiva illustrata nelle pagine precedenti (DSM). La copertura considerata è pari a 363 m e lo stato tensionale originario è assunto isotropo e pari a 9.8 MPa.

Le analisi numeriche sono state condotte ricorrendo al metodo delle differenze finite (FDM) ed al codice di calcolo FLAC. Allo scopo di simulare al meglio le condizioni in prossimità del fronte di scavo, consapevoli delle limitazioni che questo comunque comporta rispetto ad una modellazione tridimensionale, si è fatto riferimento ad un modello a simmetria assiale. La galleria è dunque ipotizzata come circolare con un raggio equivalente di 6 m. Il modello numerico è comunque molto esteso (96 m - 280 m), ciò allo scopo di minimizzare gli effetti delle condizioni di bordo. I calcoli sono stati condotti in "grandi deformazioni" e si è prestata particolare cura nella descrizione cronologica delle diverse fasi esecutive. In particolare, il rinforzo del fronte è stato tenuto in conto applicando una pressione di 0.1 MPa, come illustrato nella figura 33.

Il rinforzo radiale dietro al fronte, rappresentato dalle chiodature e dal rivestimento in calcestruzzo proiettato di spessore 10 cm (Fase 1), è stato simulato ricorrendo ad una distribuzione della pressione sul contorno ove si assume che, ad una distanza di 5 m circa dal fronte, questa sia pari a 0.1 MPa, come illustrato nella figura 33. Allo stesso modo, l'influenza dell'anello di rivestimento di 30 cm di spessore (Fase 2) è stata tenuta in conto ricorrendo ad una particolare distribuzione della pressione radiale, in modo che questa



33. MODELLO A SIMMETRIA ASSIALE DELLA DISCENDERIA AL FRONTE DI SCAVO



34. COMPUTED VERSUS MONITORED CONVERGENCES AT CHAINAGE 1444 m

35. COMPUTED VERSUS MONITORED RADIAL DISPLACEMENTS AROUND THE TUNNEL AT CHAINAGE 1444 m

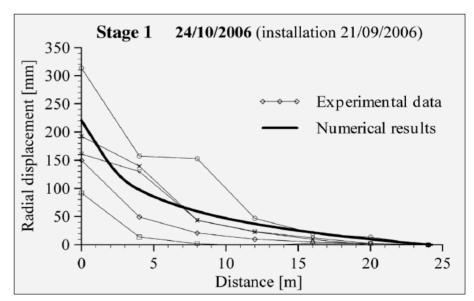
TABELLA 5. PARAMETRI
DEL MODELLO SHELVIP:
CONDIZIONI IN SITO
(*TEMPO IN ANNI E PRESSIONI IN kPa)

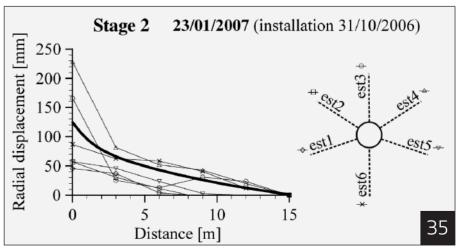
il confronto è soddisfacente, pur nella semplicità della schematizzazione adottata alla luce della complessità del problema e dei molteplici fattori che caratterizzano la risposta deformativa del cavo, illustrati in precedenza. Come mostra ulteriormente la figura 35, anche la risposta deformativa agli estensimetri multibase installati nella stessa sezione di misura viene riprodotta in modo soddisfacente.

Parametro	
E (GPa)	0.64
ν (-)	0.30
$\begin{matrix} (\phi, °) \\ c \ (\text{MPa}) \\ \alpha_{_{p}} \\ \omega_{_{p}} \end{matrix}$	26 0.56 0.10 0.00
γ (*)	5.1 E-5
m (*)	2.20
n (*)	0.18
l (*)	0.01
ω _{νp} (*)	0.735

raggiunga il valore di 0.383 MPa a circa 35 m di distanza dal fronte. Questo valore è stato imposto sulla base della tensione di snervamento del rivestimento composito contenente gli elementi cedevoli hiDCon, come noto dalle prove sperimentali di laboratorio. Si è considerata una velocità di avanzamento di 0.54 m/giorno.

L'analisi a ritroso svolta ha portato alla individuazione dei parametri di comportamento del modello SHELVIP, adottato per rappresentare l'ammasso roccioso, come raccolti nella tabella 5. La figura 34 illustra l'andamento dello spostamento radiale nel tempo e porta a confronto i valori del calcolo con le misure condotte lungo le diverse corde, nella sezione di progressiva 1444 m. Si può affermare che





7. CONCLUSIONI

Questa lezione ha avuto per oggetto gli studi condotti durante lo scavo della discenderia di Saint Martin La Porte, lungo la Galleria di Base, sulla Torino-Lione, in particolare nel tratto di attraversamento del Carbonifero Produttivo, dove si sono verificate condizioni di comportamento molto spingenti. Per superare le difficoltà incontrate, è stato necessario mettere a punto un metodo di scavo e costruzione, piuttosto innovativo per concezione e metodologia di applicazione, che coniuga lo scavo a piena sezione con il rinforzo del fronte e l'adozione di un rivestimento di tipo cedevole. Tale sistema è stato descritto insieme alle risultanze delle misure in sito durante l'avanzamento, le prove di laboratorio e le modellazioni numeriche che sono state svolte, nell'ottica di un impiego sistematico del "metodo osservazionale interattivo".

Si ritiene di dover porre in luce che i risultati conseguiti nelle ricerche svolte e riportati in breve

in questa lezione sono di rilievo in vista della decisione da assumere, nel prossimo futuro, sulle modalità da adottare per lo scavo del tratto di Galleria di Base, sulla Torino-Lione, dove è anticipato l'attraversamento di rocce spingenti simili a quelle incontrate nella discenderia di Saint Martin La Porte. Il livello di conoscenza acquisito sulle problematiche studiate sinora e le metodologie progettuali messe a punto sono da ritenersi di sicuro interesse per la scelta tra il metodo di scavo tradizionale e quello meccanizzato.

RINGRAZIAMENTI

L'opportunità di preparare questa lezione ad invito ha consentito di estendere la "Keynote Lecture", recentemente presentata ad "Eurock 2009" ed avente per oggetto le ricerche svolte, per conto di LTF (Lyon Turin Ferroviaire SAS), sul comportamento spingente delle gallerie e sulla Discenderia di Saint Martin La Porte. Tali ricerche sono state condotte nel periodo 2006-2009, mediante un Contratto di Ricerca tra "Egis, Alpina, Antea" ed il Politecnico di Torino, Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica. L'autore ringrazia i Dr Marco Barla, Mariacristina Bonini, e Daniele Debernardi che hanno contribuito in modo molto significativo agli studi svolti.

BIBLIOGRAFIA

ALAGNAT, D. 2005. La méthode observationnelle pour le dimensionnement interactif des ouvrages. Presses de l'école nationale des Ponts et chaussées. 326 pp.

BARLA, G. 1995. Squeezing rocks in tunnels. ISRM News Journal, no. 3/4: 44-49

BARLA, G. 2005. Sviluppi nell'analisi progettuale delle opere in sotterraneo. Quinta Conferenza "Arrigo Croce". Rivista Italiana di Geotecnica, vol. XXXIX, no. 3: 11-67.

BARLA, G., BONINI, M. AND DEBERNARDI, D. 2007. Modelling of tunnels in squeezing rock. EURO:TUN 2007. 1st Conference on Computational Methods in Tunnelling, Vienna.

BARLA, G., BONINI, M., AND DEBERNARDI, D. 2008. Time dependent deformations in squeezing tunnels. Proc. of the 12th International Conference of IACMAG, Goa.

BARLA, G., DEBERNARDI, D., AND STERPI D. 2009. Numerical analysis of tunnel response during excavation in squeezing rock by using two constitutive models. EURO:TUN 2009. 2nd Conference on Computational Methods in Tunnelling, Bochum.

BARLA, G. 2009. Innovative tunnelling construction method to cope with squeeezing at Saint Martin La Porte access adit

(Lyon-Torino Base Tunnel). Rock engineering in difficult conditions in soft rocks and karst. Proc. of Eurock 2009. ISRM Regional Symposium. Dubrovnik, Croatia, (to be published).

CANTIENI, L. AND ANAGNOSTOU, G. 2009. The Interaction between yielding supports and squeezing ground. Tunnelling and Underground Space Technology, vol. 24: 309-322.

DEBERNARDI, D. 2008. Viscoplastic behaviour and design of tunnels. PhD Thesis. Doctoral Degree in Geotechnical Engineering. Politecnico di Torino: 302 pp.

DEBERNARDI, D. AND BARLA, G. 2009. New viscoplastic model for design analysis of tunnels in squeezing conditions. Rock Mech Rock Engng, vol. 42, no. 2: 259-288.

 $\begin{array}{l} \textbf{GEOMECHANICS AND TUNNELLING. 2009.} \, \text{Site Reports. vol. 2, no.} \\ 1:\,117\text{-}118. \end{array}$

HOEK, E., 2001. Big tunnels in bad rock. Terzaghi Lecture. ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol. 127, no. 9, September 2001: 762-740.

HOEK, E. AND MARINOS, P. 2000. Predicting tunnel squeezing problems in heterogeneous rock masses. Tunnels and Tunnelling International, Part 1, 32 (11): 45-51; Part 2, 32 (12): 33-36.

HOEK, E. 2006. Practical rock engineering. (available on: www.rocscience.com)

HOEK, E. AND GUEVARA, R. 2009. Overcoming squeezing in the Yacambú-Quibor Tunnel, Venezuela. Rock Mech Rock Engng, vol. 42, no. 2: 389-418.

KOVARI, K. 1998. Tunnelling in squeezing rock. Tunnel no. 5:12-31.

KOVARI, K. 2005. Method and device for stabilizing a cavity excavated in underground construction. US Patent Appl. 20050191138.

LUNARDI, P. 2000. Design and constructing tunnels-ADECO-RS approach. Tunnels and Tunnelling International (Special supplement in conjunction with Rocksoil spa).

SCHUBERT, W. 1996. Dealing with squeezing conditions in alpine tunnels. Rock Mech Rock Engng, vol. 29, no. 3: 145-153.

SCHUBERT, W., MORITZ, D., SELLNER, P., AND BLÜMEL, M., 1999. Tunnelling in squeezing ground recent improvements. Felsbau 17 (1): 56-58.

THUT, A., NATEROP, D., STEINER, P., & STOLZ, M. 2006. Tunnelling in squeezing rock-yielding elements and face control. 8th International Symposium on Tunnel Construction and Underground Structures, Lubljana, Slovenia.



Giovanna Cassani

30 ANNI DI ROCKSOIL



DOTT. ING. GIOVANNA CASSANI,

ROCKSOIL S.P.A., DIRETTORE TECNICO

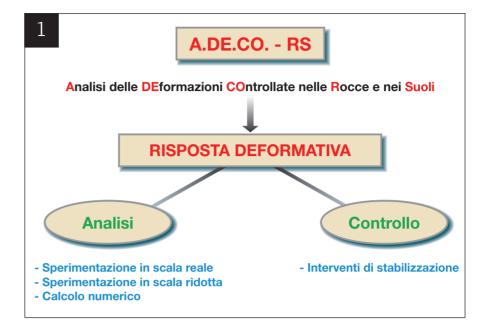
Buongiorno a tutti. Rubo anch'io qualche minuto per ricordare brevemente con voi il lavoro fatto da Rocksoil in questi 30 anni e raccontarvi di un cammino iniziato anni fa, ma che ancora, con l'aiuto di tutti i colleghi, continua quotidianamente, con uquale passione ed impegno.

Come ha raccontato stamattina il Prof. Lunardi, dalle sue prime intuizioni nel corso dei lavori per il Traforo del Frejus è scaturito un lungo percorso di ricerca che ha portato passo dopo passo alla formulazione dell'approccio ADECO-RS (figura 1), come oggi è conosciuto e largamente utilizzato quale approccio alla progettazione e costruzione di gallerie. Non voglio entrare nel dettaglio dell'approccio, che tutti conoscono e che è stato anche brevemente illustrato questa mattina da Fulvio Tonon, ma voglio in questa occasione con voi ripercorrere alcuni passi fondamentali della sua formulazione.



Come già detto stamattina dal Professore, ADECO è frutto di una lunga ricerca ed osservazione in galleria, che ha permesso (figura 2):

- ▶ prima di tutto di esaminare e catalogare i fenomeni deformativi che si manifestano durante lo scavo sia al fronte, che in galleria;
- ▶ quindi di trovare una correlazione fra il comportamento tenso - deformativo del nucleo e del fronte e quello del cavo; suddividendo la risposta deformativa del mezzo allo scavo in estrusione, preconvergenza e convergenza;
- ▶ infine di comprendere come il nucleo di scavo possa e debba essere utilizzato quale elemento di controllo della risposta deformativa del mezzo e quindi come strumento di stabilizzazione della cavità.



- OSSERVAZIONE SISTEMATICA DEL COMPORTAMENTO
 DEFORMATIVO DEL NUCLEO-FRONTE E NON SOLO
 DELLA CAVITÀ

 VERIFICA DELL'ESISTENZA DI LEGAMI TRA IL
 COMPORTAMENTO DEFORMATIVO DEL NUCLEO-FRONTE
 E DELLA CAVITÀ

 VERIFICA DI COME REGOLANDO LA RIGIDEZZA DEL
 NUCLEO-FRONTE È POSSIBILE CONTROLLARE LA
 RISPOSTA DEFORMATIVA DELLA CAVITÀ
- 1. NEL CORSO DEI LAVORI PER IL TRAFORO DEL FREJUS È SCATURITO UN LUNGO PERCORSO DI RICERCA CHE HA PORTATO PASSO DOPO PASSO ALLA FORMULAZIONE DELL'APPROCCIO ADECO-RS
- 2. IL METODO ADECO-RS
 PREVEDE LA CONTINUA
 RACCOLTA ED
 INTERPRETAZIONE DEI DATI
 DEFORMATIVI DEL NUCLEO E
 DEL CAVO DURANTE
 L'AVANZAMENTO DEGLI SCAVI

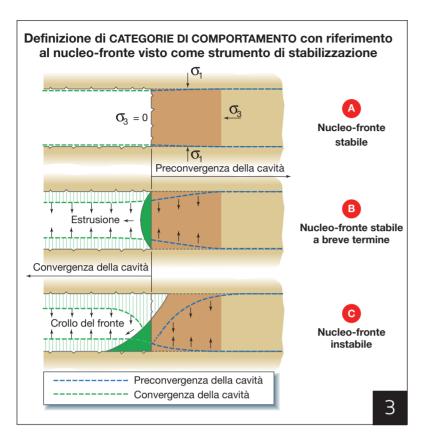
Questo approccio teorico - sperimentale, che prevede la continua raccolta ed interpretazione dei dati deformativi del nucleo e del cavo durante l'avanzamento degli scavi, è ancora oggi l'anima della società ed una delle sue caratteristiche più peculiari, ed è reso possibile grazie alla continua presenza dei nostri tecnici in galleria.

Lavorando su queste prime evidenze sperimentali sono state definite le categorie di comportamento allo scavo, e quindi (figura 3):

- ► categoria A, a fronte stabile;
- categoria B, a fronte stabile nel breve termine;
- ▶ e categoria C, a fronte instabile

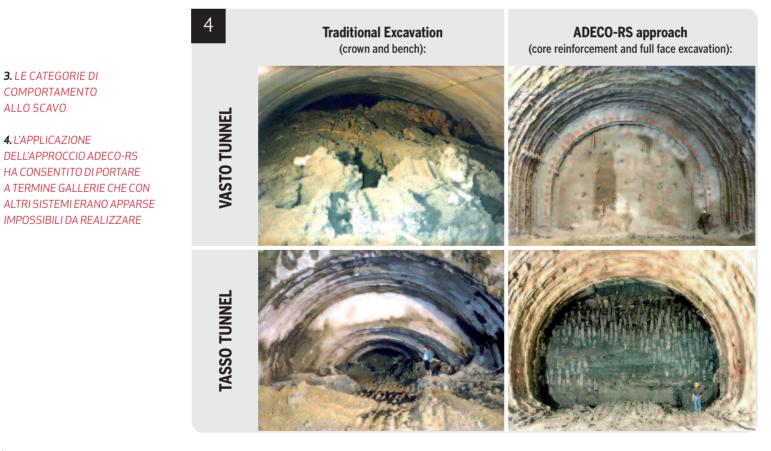
138

30 ANNI DI ROCKSOIL



E sono state concepite e messe a punto tutte le tecnologie necessarie per potere incidere sulla rigidezza del nucleo-fronte e per controllare l'efficacia degli interventi posti in opera (interventi conservativi e misure di estrusione).

Brevemente, a partire dalla fine degli anni '80 fino alla prima metà degli anni '90, diversi lavori ci hanno permesso di verificare e sperimentare sul campo l'approccio. Parlo ad esempio delle gallerie Tasso, Vasto e San Vitale, in cui Rocksoil è stata chiamata ad intervenire stante l'impossibilità di procedere con gli scavi con i sistemi allora tradizionali. Le innovazioni principali introdotte sono state lo scavo a piena sezione ed i consolidamenti del nucleo, insieme al getto a breve distanza dal fronte di scavo dell'arco rovescio. Riducendo infatti la superficie di estrusione al fronte ed intervenendo in maniera decisa sulla rigidezza del nucleo, tutte queste gallerie sono state riprese con successo e portate a termine nei tempi previsti (figura 4).



GIOVANNA CASSANI

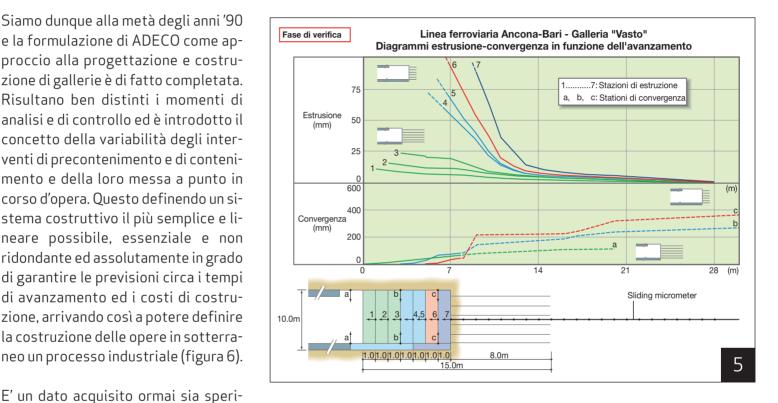
3. LE CATEGORIE DI COMPORTAMENTO **ALLO SCAVO**

4. L'APPLICAZIONE

Su queste gallerie sono state per la prima volta introdotte le misure di estrusione, che accoppiate a quelle più tradizionali di convergenza, hanno consentito di verificare i principi fondamentali dell'approccio e di regolare, intervenendo sul numero dei consolidamenti al fronte, sulla loro lunghezza e sovrapposizione e sulle distanze dal fronte dei getti, la risposta deformativa degli ammassi (figura 5). Risultato fondamentale di guesta importante fase di studio, che come si è detto è stata sviluppata nel corso della metà degli anni '90, è stata la conferma che operando in controllo di deformazione, le sollecitazioni sui rivestimenti non erano, come temuto da molti, eccessive, ma assolutamente limitate e comunque ben al di sotto delle resistenze dei materiali.

5. DIAGRAMMI ESTRUSIONE-CONVERGENZA IN FUNZIONE **DELL'AVANZAMENTO**

Siamo dunque alla metà degli anni '90 e la formulazione di ADECO come approccio alla progettazione e costruzione di gallerie è di fatto completata. Risultano ben distinti i momenti di analisi e di controllo ed è introdotto il concetto della variabilità degli interventi di precontenimento e di contenimento e della loro messa a punto in corso d'opera. Questo definendo un sistema costruttivo il più semplice e lineare possibile, essenziale e non ridondante ed assolutamente in grado di garantire le previsioni circa i tempi di avanzamento ed i costi di costruzione, arrivando così a potere definire la costruzione delle opere in sotterraneo un processo industriale (figura 6).

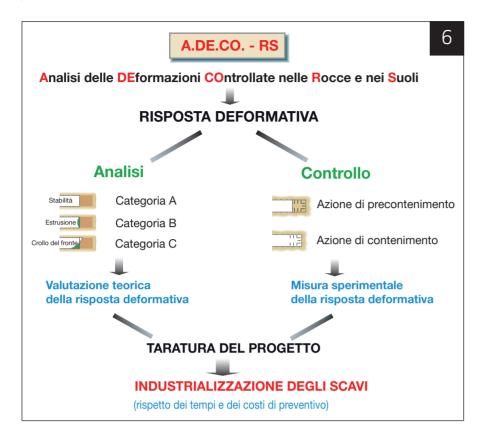


mentalmente, che numericamente che l'analisi tridimensionale dell'evoluzione dello stato tenso – deformativo dell'ammasso durante lo scavo di una galleria conduce a valutazioni sia delle deformazioni, che delle tensioni di gran lunga differenti da quelle ottenute con i

classici modelli piani. Quello di affrontare quindi il tema in 3 dimensioni è un fatto irrinunciabile per la corretta progettazione di una galleria.

Semplici modelli piani, consentono tuttavia di evidenziare il concetto del controllo deformativo che è alla base del metodo ADECO. La linea caratteristica del cavo esprime la relazione tra la pressione radiale p del terreno e lo spostamento radiale u lungo il profilo di scavo. Unita alla linea caratteristica del rivestimento, può essere utilizzata per valutare la pressione agente sul rivestimento ed il livello deformativo raggiunto, che varia a seconda del tipo di comportamento del terreno (A – elastico, B – elasto – plastico, C – plastico) e del tipo di rivestimento utilizzato (figura 7). La scelta del punto di intersezione ottimale fra la linea caratteristica della cavità e quella del rivestimento è il punto più delicato della pro**140** | 30 A

30 ANNI DI ROCKSOIL



6. L'INDUSTRIALIZZAZIONE DEL TUNNELLING

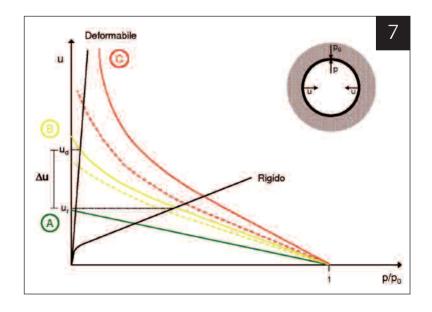
7. EFFETTO DELLA RIGIDEZZA DEL RIVESTIMENTO SULLA PRESSIONE DI EQUILIBRIO FINALE gettazione di una galleria. E' chiaro infatti che in materiali a comportamento tipo C – instabile – l'utilizzo di un prerivestimento troppo deformabile può avere come conseguenza quello di non trovare un punto di equilibrio e portare al collasso del cavo. Il considerare gli effetti tridimensionali, come descritto dal Prof. Anagnostou questa mattina, conduce poi ad una stima più realistica sia delle pressioni che delle convergenze ed è dimostrato che la rigidezza del prerivestimento e la distanza dal fronte della sua messa in opera modificano la linea caratteristica del cavo. Questo è tanto più significativo, quanto più il comportamento del terreno è di tipo C, instabile.

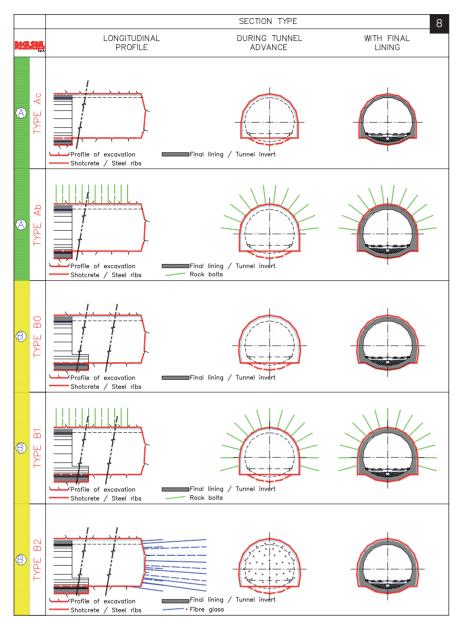
Parimenti il comportamento del terreno, specialmente quando facciamo riferimento a condizioni geomeccaniche complesse, quindi ad esempio ad argille od anche a rocce tenere sotto alti livelli tensionali, quindi a terreni soggetti a consolidazione o *creep*, dipende in

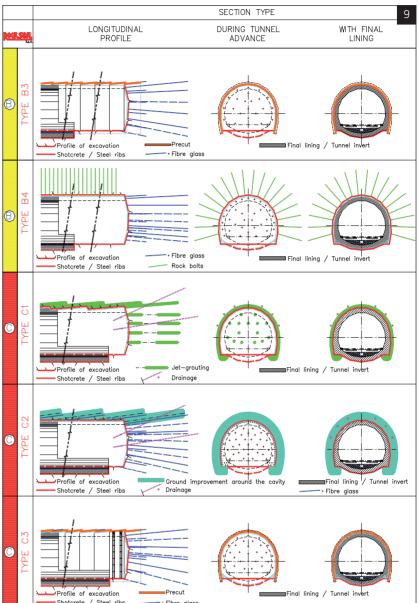
maniera significativa dal tempo ed anche la possibilità di mantenere una buona e costante velocità di avanzamento ha i suoi effetti nel controllo dell'evoluzione dello stato tensionale. Un buon metodo costruttivo, che riesca a garantire rapidità di esecuzione, è quindi elemento fondamentale per il successo dello scavo in queste condizioni.

L'approccio ADECO ha introdotto tutta una serie di sezioni di avanzamento che hanno con-

sentito di affrontare gli scavi in qualunque contesto geomeccanico e sotto i livelli tensionali più disparati, mantenendo velocità di avanzamento costanti ed utilizzando un numero limitato di tecnologie, appositamente concepite e sviluppate. La "pulizia" e la "semplicità" nell'approccio progettuale rimangono, posso dire, uno degli insegnamenti fondamentali del Prof. Lunardi. E devo dire che avendo condiviso gran parte del percorso di Rocksoil, ho ben presente l'immagine dei cantieri di galleria dei primi anni '90, confusi e disordinati, che davano l'impressione di un avanzamento un po' a tentoni, con attrezzature tra le più varie accalcate in spazi angusti ed un po' luciferini,







Proprio alla metà degli anni '90 Rocksoil ha l'occasione di potere applicare il metodo ADECO, che aveva come detto ormai raggiunta la sua formulazione finale, alla progettazione e costruzione delle gallerie della tratta appenninica dell'Alta velocità ferroviaria tra Bologna e Firenze. Più di 100 km di gallerie di grande sezione (area di scavo 140 mq) nei terreni più complessi dal punto di vista geomeccanico del territorio italiano.

Più del 30 % degli scavi è avvenuto sotto presenza di consolidamento, per un totale quindi di 30 km di galleria scavata in condizioni di stabilità a breve termine o di instabilità. Per Rocksoil è stata la possibilità di applicare del metodo su larga scala, in tutti i contesti geomecanici ed in situazioni tensionali che variano dalle basse coperture in terreni sciolti o depositi di frana delle zone di imbocco, fino ai 500 metri della galleria Raticosa nelle argille scagliose del complesso caotico (figure 8 e 9). Le misure di convergenza e di estrusione in contesti di tipo C vengono realizzate in continuo. Vengono installate circa 2500

8, 9. ALCUNE SEZIONI TIPO
UTILIZZATE PER LE GALLERIE
DELLA NUOVA LINEA
FERROVIARIA AD ALTA
VELOCITÀ / CAPACITÀ TRA
BOLOGNA E FIRENZE

142

30 ANNI DI ROCKSOIL

Tipo di stazione	Contesti di applicazione	N° di stazioni realizzate	
Rilievo geologico-strutturale del fronte di scavo	Sezioni tipo a, b, c	2.978	
Monitoraggio topografico del cavo	Sezioni tipo a, b, c	2460	
Estrusione di nucleo	Sezioni tipo b, c	460	
Stato tenso-deformativo rivestimento di prima fase	Sezioni tipo a, b, c	342	
Stato tenso-deformativo rivestimento definitivo	Sezioni tipo a, b, c	156	
Pressioni neutre	Sezioni tipo a, b, c in presenza di falda acquifera	61	
Estensimetrica radiale	Sezioni tipo b, c	21	

stazioni topografiche per il controllo del cavo e 460 stazioni estrusometriche da 30 metri, per un totale di circa 30.000 letture di convergenza e di 2500 letture estrusometriche effettuate.

Le numerose misure di tensione effettuate nei rivestimenti finali confermano i contenuti livelli tensionali anche nelle condizioni geomeccaniche più gravose. Vediamo qui il caso della Galleria Pianoro, scavata nelle argille scagliose del Complesso Caotico sotto coperture variabili dai 30 ai 100 m.

Una messe di dati ragguardevole che ha dato evidenza della fondatezza dei principi del metodo e che costituisce un'eccezionale banca dati per il nostro studio, e che dà sostanza alle attuali progettazioni e la darà a quelle future.

Anche gli avanzamenti raggiunti nei vari contesti

geomeccanici e la costanza degli avanzamenti degli scavi rendono l'idea del risultato raggiunto in termini di industrializzazione della costruzione delle gallerie.

Ed ora rapidamente qualche numero che riteniamo ben rappresenti il lavoro eseguito.

Galleria	Lunghezza galleria (m)	Copertura (m - min/max)	Formazioni geologiche principali (lunghezza in m)		Sezioni tipo applicate	Produzioni medie m/mese
			EmS - MARNE IN FACIES DI SCHLIER (marne siltose)	1.442,00	В0	130
			ECO - FORMAZIONE DI COTIGNACO (Argilliti scagliose)	115,00	C4V	35
		EmA (2) - FORMAZIONE DI ANTOGNOLA (Sabbie fini molto addensate e arenarie fini poco cementate)	45,00	C4V	40	
		10.710,00 5 / 167	EmA (3) - FORMAZIONE DI ANTOGNOLA (Marne argillose e argilliti marnose)	75,00	C4V	45
			EmA (4) - FORMAZIONE DI ANTOGNOLA (Marne siltose e siltiti marnose)	325,00	B2	65
PIANORO	10.710,00				B2V	40
					C4V	55
			EmA (5) - FORMAZIONE DI ANTOGNOLA (Argilliti a struttura scagliosa)	150,00	C4T C4V	25
			Lc - COMPLESSO CAOTICO (Argilliti scagliose)	1.427,00	В2р	45
					C4T C4V	50
			Epi - PLIOCENE INTRAPPENNINICO INFERIORE (siltiti marnose)	4.181,00	В0	85
		Eps - PLIOCENE INTRAPPENNINICO SUPERIORE (limi e siltiti)	2.950,00	B0 B0p	65	

Galleria	Lunghezza galleria (m)	Copertura (m - min/max)	Formazioni geologiche principali (lunghezza in m)		Sezioni tipo applicate	Produzioni medie m/mese
SADURANO		0 / 250	Eps - PLIOCENE INTRAPPENNINICO SUPERIORE (limi e siltiti)	3.587,00	Ac Ap Ap-b B0	80 60
	3.764,00		Epi - PLIOCENE INTRAPPENNINICO INFERIORE (siltiti marnose)	61,00	B2 con protesi AL-c	30 80
			EmB - F. DI BISMANTOVA (siltiti marnose)	116,00	B0-L	50
		6 / 275	EmB - F. DI BISMANTOVA (siltiti marnose)	1.927,53	BO-L AL-c Ac Ab	50 130
MONTE BIBELE	9.101,00		EaB - F. DI BISMANTOVA (Facies Arenacea)	1.413,00	Ac Ab BO	145 90
	·		EaL - F. DI LOIANO (sabbie e arenarie poco cementate)	824,00	B0 B2 B2V	80 50 25
			Lam - F. DI MONGHIDORO (alternanze di marne, arenarie e argilliti)	4.937,00	B2c B2b B2r	35
	10.370,00	3 / 525	dfr - DETRITO DI FRANA	420,15	C1R C1R/bis C4R C4R/PU	55
			LC - COMPLESSO CAOTICO (argilliti scagliose)	3.920,00	C4R/PU C4R/P2 C4R/P300 C4R/p C6-1Rbis C6-Rbis	55
			OI - OLISTOSTROMA (siltiti)	1.949,00	Ab Ac	55
					B0	45
RATICOSA					B2 B2V	20
IATIOOA	10.070,00				C4V-0	55
			RMA - FORMAZIONE MARNOSO ARENACEA (alternanze di arenarie e marne)	3.927,00	Ac Ab	95
					BO BORc BORb	40 / 50
					B2V	30
			DETRITO	153,58	C2P/1 C2P/1P C2P/2P C2P/2T C2P/2 C2P/2T C2P/1T	150

144 30 ANNI DI ROCKSOIL

Galleria	Lunghezza galleria (m)	Copertura (m - min/max)	Formazioni geologiche principali (lunghezz	Sezioni tipo applicate	Produzioni medie m/mese	
SCHEGGIANICO	3.530,60	0 / 301	RMA - FORMAZIONE MARNOSO ARENACEA (alternanze di arenarie e marne)	3.530,60	Ac Ab	150
			(alternatize di alchane e marile)		В0	55
			RMA - FORMAZIONE MARNOSO ARENACEA (alternanze di arenarie e marne)	0.075.92	Ac Ab Ap Ap+b Ac-M2 Ac-M1	110
				9.975,83	B0 B0m-b B0m-c B0F B0-LF B0V	90
					C6F	25
			LC - COMPLESSO CAOTICO (argilliti scagliose)	340,00	B2F	60
					BOF	70
					Ap Ac	95
			TMG - F.NE DI CASTEL GUERRINO (alternanze di marne siltose ed arenarie)	1.008,00	B0 B0-LF	80
FIRENZUOLA	15.210,83	0 / 582			B2	40
					B2V	30
			TMV - MARNE VARICOLORI	351,00	B2V	30
					B2	60
			TM - F.NE DEL MACIGNO (arenarie)		В0	80
				589,00	B2	60
					B2V	30
			sBM - BACINO DEL MUGELLO		C1F	25
			(sabbie prevalenti)	83,00	C1F	25
			aBM - BACINO DELMUGELLO (argille prevalenti)		B2 B2-pr B2M	30
				2.864,00	C4V C1M C1F C2M	30
MORTICINE	565,00	2 - 12	aBM - BACINO DELMUGELLO (argille prevalenti)	565	B2+p B2pr+p B2M+p	70
					C2br+p	25

Galleria	Lunghezza galleria (m)	Copertura (m - min/max)	Formazioni geologiche principali (lunghezz	Sezioni tipo applicate	Produzioni medie m/mese	
BORGO RINZELLI	529,00	2 - 13	aBM - BACINO DELMUGELLO (argille prevalenti)	529	B2 B2pr B2pt	30
					C2br C2br+p	20
		0 - 32	aBM - BACINO DELMUGELLO	202	B2	50
		0 - 32	(argille prevalenti)	393	C1	30
					Avc	m/mese 30 20 50
				B01 B0V .0 2881 B2 B2Pt		50
		12 - 123	TMM - MACIGNO DEL MUGELLO		40	
					B2V	40
					C2	45
VAGLIA	16.755,17	30 - 70	SSi - FORMAZIONE DI SILLANO	893	B01	
			(argilliti scagliose)		B2	40
					Avc	115
		25 - 576	ScM - FORMAZIONE DI MONTE MORELLO (calcari e marne)	12405	B0 B01 B0LV B0VP	m/mese 30 20 50 30 110 50 40 40 45 60 40 115 130 35
					B2	
		15 - 30	sBF - BACINO DI FIRENZE (sabbie)	183	B2 B2v B2v+p	25

Rocksoil nei suoi 30 anni ha progettato e seguito nella realizzazione circa 800 km di gallerie, di questi chilometri 625 sono stati eseguiti in scavo in tradizionale e 136 km in meccanizzato. I fronti di scavo seguiti sono stati più di 2000.

10. NEI SUOI 30 ANNI ROCKSOIL HA PROGETTATO E SEGUITO NELLA REALIZZAZIONE PIÙ DI 800 KM DI GALLERIE

Faccio una breve puntualizzazione per quanto riguarda lo scavo meccanizzato: spesso Rocksoil viene citata quale specialista di scavo in tradizionale, e sicuramente non ci tiriamo indietro di fronte a questo titolo che è di molta considerazione, ma ci piace ricordare che 136 km di progettazione di scavo con TBM sono veramente molti e hanno fornito anche in questo campo l'occasione di imparare molto. Rocksoil ha tra l'altro seguito i lavori delle prime due EPB che hanno lavorato in Italia, per la Metropolitana di Genova e per il Passante Ferroviario di Milano. Ad oggi abbiamo in costruzione circa 40 km di gallerie in TBM ed altrettanti in progettazione.

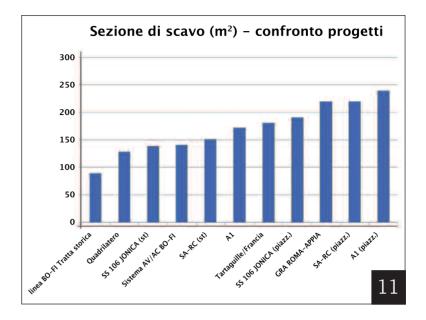


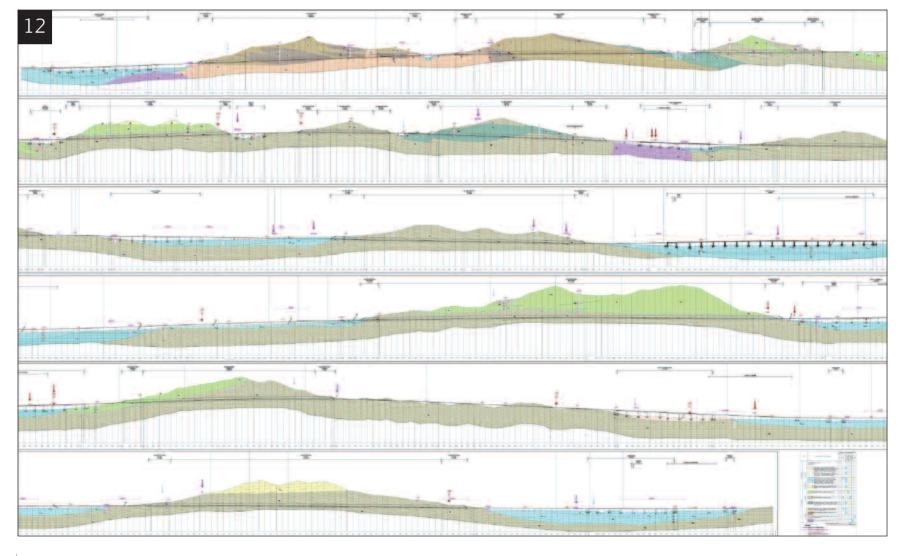
146 30 ANNI DI ROCKSOIL

11. SEZIONI DI SCAVO

12. SS IONICA – LUNGHEZZA
TOTALE GALLERIE NATURALI
13,265 KM
LITOTIPO PIÙ DIFFUSO: ARGILLE
SILTOSE PLIOCENICHE "AGS".
COPERTURE RECENTI OLOCENICHE

Tunnels	Excavation faces
Jonica	22
Variante di Valico	20
SA-RC Motorway	18
Quadrilatero	10
Fortorina	2
Darfo Edolo	2
Cunicolo di base Brennero	2
Pontremolese	1
Pieve di Teco	1





Per quanto riguarda infine lo scavo in tradizionale, stiamo seguendo più di 70 km di gallerie per un totale quasi di 80 fronti di scavo.

Uno scenario imponente per continuare nella nostra ricerca. Che evolve insieme alle tecnologie ed alle attrezzature disponibili per il tunnelling. Con sezioni di scavo, che divengono via, via sempre più grandi (figura 11) rendendo la sfida della costruzione delle opere in sotterraneo sempre più interessante ed appassionante.

Solo brevemente, vi riporto il caso delle gallerie naturali che stiamo seguendo in Calabria per la SS 106 Jonica (figura 12).

Si tratta di gallerie stradali di sezione analoga a quella della Bo – Fi, scavate all'80% in una formazione costituita da limi sabbiosi, estremamente variabile dal punto di vista geotecnico, con coperture comprese tra i 50 ed i 100 m, che richiede una continua messa a punto degli avanzamenti in funzione delle condizioni effettivamente riscontrate al fronte (figura 13).

Il problema è stato risolto definendo opportunamente in sede di progetto la variabilità dei diversi interventi di precontenimento e contenimento, ed adattando le sezioni tipo

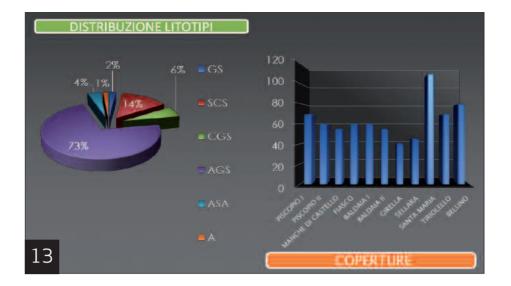
cercando di mantenere i livelli deformativi all'interno di un dato range che garantisca di operare in condizioni di stabilità e con buoni livelli di produzione (figura 14).

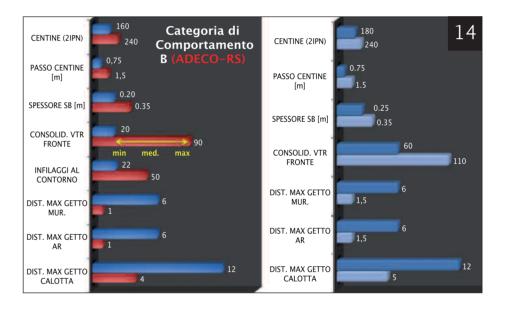
Chiudo con una frase che un collega ha rimediato su internet e che abbiamo trovato perfetta per descrivere la nostra filosofia di lavoro.

"...Poca osservazione e molto ragionamento conducono all'errore. Molta osservazione e poco ragionamento conducono alla verità..." (Alex Carrel, premio Nobel per la medicina nel 1912)

... Ma il lavoro e la ricerca ancora continuano.

Ringrazio tutti quanti per l'attenzione.





13. DISTRIBUZIONE LITOTIPI

14. ESEMPIO SEZIONI IN AGS: VARIABILITÀ DELLE SEZIONI TIPO E DEFINIZIONE DEL MIX RITENUTO IDONEO



Hiromichi Shiroma

L'EVOLUZIONE IN GIAPPONE DEL METODO DEL CALCESTRUZZO SPRUZZATO E METODI AUSILIARI



DOTT. ING. HIROMICHI SHIROMA, ISTITUTO GIAPPONESE DI RICERCA, RICERCATORE CAPO PER LE GALLERIE Il metodo del calcestruzzo spruzzato (compresi i concetti del NATM) è stato introdotto in Giappone attorno al 1970. Esso si è sviluppato in un originale metodo di tunnelling capace di adattarsi alle condizioni geologiche giapponesi, anche grazie alla messa a punto di nuovi metodi ausiliari di scavo e rivestimento. Recentemente, si sono verificati casi in terreni spingenti in cui lo scavo della galleria è stato considerato nelle tre dimensioni come suggerito dall'ADECO-RS.

1.INTRODUZIONE

Il Giappone è un arcipelago situato al largo della costa orientale dell'Eurasia. La geologia giapponese è costituita da zone montuose che si sono sviluppate sul prisma di accrezione, come il substrato principalmente di sedimenti, sotto varie fasi del diastrophism attivo a causa delle forze di



HIROMICHI SHIROMA

subduzione della Zolla Pacifico e della Zolla Filippine. Così l'arcipelago presenta caratteristiche molto complesse di topografia e geologia, che hanno un grande impatto sull'esecuzione dei progetti di gallerie.

La costruzione di gallerie per strade e ferrovie è stata modernizzata in Giappone intorno al 1870. In un primo momento, al fine di introdurre tecnologie di tunneling d'oltremare, ingegneri stranieri sono stati invitati dall'estero. La pratica prevalente di tunneling a quel tempo era sostenere la galleria con centine di legname, e la parete scavata era rivestita con mattoni e muratura. Da allora, sono stati introdotti materiali innovativi, tra cui le centine in acciaio, il calcestruzzo spruzzato, i bulloni, e a seguito della recente introduzione dei concetti del NATM (New Austrian Tunneling Method) e di molti altri miglioramenti costruttivi, come molti tipi di metodi ausiliari, la tecnologia del tunneling ha progredito enormemente in Giappone, superando le complesse e diverse esigenze della geologia, e ha raggiunto un livello stabilito come tecnica tradizionale. Qui, il NATM è considerato come un aspetto del metodo del calcestruzzo spruzzato.

Il presente documento vuol discutere, utilizzando esempi di progetti di gallerie reali, i vari aspetti delle tecnologie di tunnelling in Giappone, secondo una sequenza cronologica, a partire dalla introduzione del metodo del calcestruzzo spruzzato fino alle più recenti tecnologie.

2. INTRODUZIONE IN GIAPPONE DEL METODO DEL CALCESTRUZZO SPRUZZATO

2.1 Prima dell'introduzione del metodo del calcestruzzo spruzzato

In Giappone, fino all'introduzione del metodo del calcestruzzo spruzzato, era ampiamente utilizzato il metodo delle centine e marciavanti, che per evitare piccoli crolli durante gli scavi utilizzava tavole di legno e infilaggi d'acciaio appoggiati su supporti di legno e centine d'acciaio che sostenevano il carico del terreno come, successivamente, il rivestimento di calcestruzzo. Intorno al 1960, il metodo del calcestruzzo spruzzato fu utilizzato inizialmente come contromisura per i terreni soggetti a rigonfiamento, onde evitarne l'allentamento e il deterioramento. L'applicazione del calcestruzzo spruzzato avveniva subito dopo ogni sfondo. A quel tempo, i sostegni erano progettati principalmente in funzione della loro rigidità per sopportare la pressione del terreno. Anche se talvolta si eseguivano misure del comportamento del terreno, i loro risultati erano utilizzati solo per confermare la stabilità dei sostegni.

2.2 Introduzione completa del metodo del calcestruzzo spruzzato

Nel 1970 la domanda per la costruzione di gallerie si fece più intensa come conseguenza dell'incremento di superstrade e reti di treni ad alta velocità. Durante quest'era di rapida crescita, il Giappone ha introdotto il metodo del calcestruzzo spruzzato (concetti inclusi), che prevede l'uso di calcestruzzo spruzzato e bulloni quali sostegni principali.

Questa pratica era già assai diffusa in Europa. Il metodo e i relativi concetti rivoluzionarono le teorie e le tecniche di costruzione delle gallerie impiegate sino a quel momento. Il metodo del calcestruzzo spruzzato non utilizza più i sostegni e il rivestimento per sostenere il carico derivante dall'allentamento del terreno, sostituendoli efficacemente col calcestruzzo spruzzato e i bulloni.

Attraverso il controllo della deformazione del terreno, questa tecnica si mostra capace di incassare la deformazione dello stesso, favorendone l'autoportanza.

150

30 ANNI DI ROCKSOIL

1. SCAVO PREVIA PARZIALIZZAZIONE DELLA SEZIONE Secondo quanto riportato in letteratura, in un sito di tunnelling dove si utilizzava il metodo delle centine e marciavanti subendo deformazioni significative, queste poterono essere controllate con successo ricorrendo al metodo del calcestruzzo spruzzato.

In Giappone, il metodo del calcestruzzo spruzzato, anche attraverso lo sviluppo di nuovi metodi ausiliari e miglioramenti nello scavo, si è sviluppato ad un livello ben rispondente alle condizioni della geologia del nostro Paese. Nel 1986 la Japan Society of Civil Engineering Association ha promosso il metodo del calcestruzzo spruzzato, costituito da sostegni elementari quali lo spritz-beton, i bulloni e le centine d'acciaio, quale metodo standard nelle "Standard Specifications for Tunneling".

3. SVILUPPO DEL METODO DEL CALCESTRUZZO PROIETTATO E DEI METODI AUSILIARI

3.1 Difficoltà superate con il metodo del calcestruzzo spruzzato

Il metodo del calcestruzzo spruzzato è fondamentalmente un metodo applicabile a ter-

Forepoling L=3.0m Rock bolt L=4.0m

reni che sono in grado di sviluppare un effetto arco e di mantenere stabile il fronte di scavo. Tuttavia, le gallerie sono strutture longitudinali lungo le quali si riscontrano una varietà di condizioni geologiche. Nei terreni non consolidati a bassa copertura (imbocchi), la formazione di un effetto arco è difficoltosa e i carichi dovuti all'allentamento e i cedimenti superficiali possono causare deformazioni significative. Se il fronte di scavo non è stabile non essendo in grado di au-

tosostenersi, la struttura della galleria non sarà stabile, e si verificheranno dissesti a causa del crollo del fronte e dei carichi dovuti all'allentamento del terreno. In questi casi, prima dell'introduzione dei metodi ausiliari, il fronte di scavo ve-

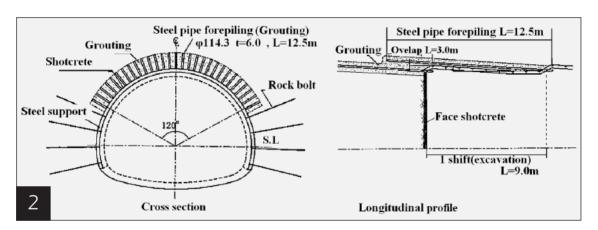
niva suddiviso in piccole sezioni (parzializzazione della sezione di scavo) che durante l'avanzamento venivano rivestite una per una onde stabilizzare la struttura del tunnel e il terreno (figura 1). Così operando però, era impossibile introdurre grandi macchine per il tunnelling e l'efficienza delle lavorazioni di scavo rimaneva limitata. Inoltre, ogni volta che la sezione viene ampliata le tensioni subiscono una redistribuzione, con conseguente disturbo del terreno, e in alcuni casi, producendo grandi deformazioni.

3.2 Sviluppo dei metodi ausiliari

È noto che il metodo del calcestruzzo spruzzato è economico e applicabile in modo efficace sin tanto che il terreno è stabile, in caso di fronte instabile invece lo scavo diventa difficile e devono essere controllate deformazioni significative. Per ampliare l'applicabilità del metodo del calcestruzzo spruzzato e far fronte a una gamma più ampia di condizioni geologiche, sono stati sviluppati metodi ausiliari per stabilizzare la calotta e il fronte di scavo e controllare la deformazione.

Attualmente i metodi ausiliari sono usati diffusamente nei progetti di tunneling. In molti casi, il fronte è mantenuto a grande sezione, in modo poter introdurre grandi macchine per uno scavo più efficiente. La tabella 1 riporta una classificazione dei metodi ausiliari mentre la figura 2 ne mostra un tipico esempio.

Example of auxiliary methods							
		Co	onstruction safe	ety	Environmental		
Method		F	ace stabilizatio	n	preservation		
		Crown stabilization	Face stabilization	Footing stabilization	Ground surface settlement control	Neighboring structure protection	
	Forepoling	0					
	Steel pipe forepiling	0			0	0	
Presupport	Pipe roof	0			0	0	
	Horizontal jet grouting	0	0	0	0	0	
	Slite concrete method	0			0	0	
	Face shotcrete		0				
Face, footing reinforcement	Face bolt (Long)		0				
	Temporary invert			0			
	Footing reinforcement bolt/pipe			0			
O: relatively common method							



4. RINFORZI NELLA ZONA DEL FRONTE E CHIUSURA TEMPESTIVA DELL'ARCO ROVESCIO

4.1 Il rinforzo nella zona a monte del fronte

4.1.1 Infilaggi d'acciaio (presostegno)

La tecnica degli infilaggi mira a sostenere la calotta nella zona a monte del fronte di scavo mediante la formazione di una struttura ad arco sufficientemente rigida per controllare in anticipo gli spostamenti del terreno a monte del fronte nel caso di un cedimento superficiale sotto ridotta copertura. In Italia, questa tecnologia è chiamata "Metodo ad ombrello".

Ci sono due tipi di presostegni, tubi d'acciaio infissi e colonne suborizzontali di terreno consolidato mediante jet-grouting. In Giappone, le condizioni del terreno variano notevolmente e, per far fronte a questo problema, viene utilizzato largamente un sistema di presostegno universale sviluppato recentemente, che consiste nell'infilare nel terreno lunghi tubi d'acciaio per mezzo di un jumbo di perforazione, detto AGF (All Ground Fa-

TABELLA 1. CLASSIFICAZIONE DEI METODI AUSILIARI

2. ESEMPIO DI METODO AUSILIARIO (INFILAGGI D'ACCIAIO) stening). Il sistema per il jet-grouting fa uso di una macchina dedicata per iniettare la malta orizzontalmente a formare un arco nel terreno nella zona a monte del fronte e presenta un'ottima performance nel controllare gli spostamenti in anticipo. Questo metodo trova molte applicazioni nelle aree urbanizzate, dove è necessario un vigoroso controllo delle deformazioni nel terreno non consolidato.

In un sito di tunnelling l'applicazione del presostegno al terreno richiede talvolta di rinforzare il piede della metà superiore, perché è soggetta a cedere a causa della concentrazione di carichi dopo il passaggio del fronte.

4.1.2 Bulloni nel fronte (rinforzo del fronte di scavo)

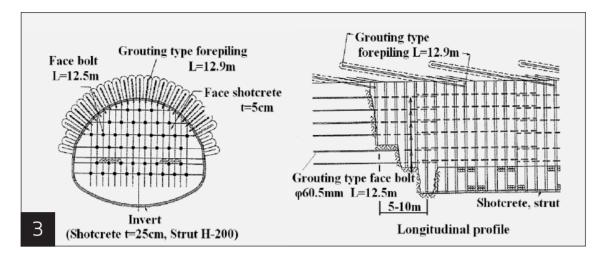
Per il consolidamento del fronte si possono impiegare sia bulloni corti sotto ai 12 m di lunghezza sia bulloni lunghi che superano tale misura. I primi sono volti a prevenire i piccoli crolli del fronte e la caduta di blocchi di roccia dovuti all'allentamento e alla fessurazione dell'ammasso.

I secondi invece, oltre a ciò, sono volti al controllo delle deformazioni a monte del fronte di scavo. Anche se in Giappone l'efficacia della bullonatura del fronte è conosciuta ed esistono diversi studi, non vi è ancora un approccio sistematico al rinforzo del terreno a monte del fronte di scavo.

Nel frattempo il professor Lunardi, nel maggio 2000, ha pubblicato sulla rivista Tunnels and Tunnelling International un articolo dal titolo "Progettazione e costruzione di gallerie mediante l'approccio basato sull'Analisi delle DEeformazioni COntrollate nelle Rocce e nei Suoli". Quest'articolo ha avuto un impatto sensazionale sugli ingegneri giapponesi specialisti di tunnelling, che sono rimasti molto impressionati da questo approccio innovativo, che pone l'attenzione del progettista sul nucleo d'avanzamento. Questa idea è integrata in un progetto per il sistema di tunnelling. Da allora, l'industria giapponese ha attribuito grande importanza al controllo anticipato dei fenomeni deformativi mediante il rinforzo del nucleo-fronte con bulloni lunghi, soprattutto nel caso di terreni spingenti propensi alla deformazione. Naturalmente, va da sé che la tecnologia di analisi 3D e lo sviluppo di nuovi materiali per i bulloni da impiegare sul fronte, come il vetroresina, hanno dato anch'essi un grande contributo.

4.2 Chiusura immediata dell'anello di rivestimento

È ben noto che il rivestimento di una galleria può contribuire a sviluppare condizioni di stabilità più efficacemente quando è chiuso nella forma di anello circolare. In terreni spingenti, la posa e la chiusura immediata del rivestimento dopo il passaggio del fronte rappresentano accorgimenti fondamentali. Quando nessun importante metodo ausiliario era ancora stato introdotto, il fronte, come abbiamo detto, veniva parzializzato in piccole parti e ciascuna veniva rivestita chiudendone l'anello di rivestimento per controllare la deformazione. Recentemente è stato impiegato su larga scala un metodo ausiliario che permette ampie sezioni di scavo; l'approccio consigliato oggi è chiudere il rivestimento del tunnel il più presto possibile. Konda et al., utilizzando dati e studi di monitoraggio in situ, hanno dimostrato che la chiusura della piena sezione in una fase precoce è efficace per controllare le deformazioni e, inoltre, che un fronte sagomato a forma concava presenta una maggiore stabilità per lo scavo a piena sezione.



3. CHIUSURA IMMEDIATA
DELL'ANELLO DI RIVESTIMENTO
MEDIANTE PUNTONE E ARCO
ROVESCIO DI SPRITZ-BETON

Presso l'Istituto di Ricerca dell'autore, siamo impegnati nella ricerca e nello sviluppo per verificare l'efficacia dell'approccio di chiusura dell'anello, soprattutto in siti con terreno spingente molto sensibile alla deformazione.

Lo scopo principale della chiusura immediata dell'anello è il controllo della deformazione. Come metodo ausiliario utilizzato in combinazione con la chiusura immediata dell'anello di rivestimento, si fa spesso ricorso al rinforzo del nucleo-fronte con bulloni lunghi e a lunghi infilaggi d'acciaio in calotta. Il rivestimento viene chiuso col getto dell'arco rovescio entro una distanza del fronte di scavo variabile tra 4 e 10 m. In Giappone, l'uso di una mini-gradonatura di tre metri di lunghezza è considerato un passo intermedio per lo scavo. La figura 3 mostra un tipico esempio di chiusura immediata dell'anello di rivestimento.

Le seguenti sono osservazioni da parte di ingegneri che hanno sperimentato sul campo la chiusura immediata dell'anello di rivestimento.

- 1. La chiusura immediata dell'anello di rivestimento è efficace per controllare la deformazione.
- 2. Con la chiusura immediata dell'anello di rivestimento s'incrementano le sollecitazioni nel rivestimento stesso, quindi è necessario aumentarne la rigidità.
- **3.** La chiusura immediata dell'anello di rivestimento richiede tempo nell'implementazione dei metodi ausiliari e nello scavo (ciclo più lungo).

Come sopra evidenziato, in Giappone c'è un numero crescente di casi in terreni spingenti in cui si utilizzano metodi ausiliari per stabilizzare la zona a monte del fronte di scavo e la calotta, e la chiusura immediata dell'anello di rivestimento per stabilizzare la galleria. In altre parole, la tendenza a comprendere il comportamento del terreno si sta spostando dal bidimensionale al tridimensionale. Questo modo di pensare, come si vede nell'ADECO-RS, consiste nel controllo anticipato degli spostamenti della zona a monte del fronte di scavo (nucleo d'avanzamento), e nell'utilizzo della chiusura immediata del rivestimento per stabilizzare la galleria e la zona circostante.

Come riferimento, la tabella 2 mostra come sono classificati i terreni delle gallerie stradali in Giappone tentando una possibile corrispondenza con le categorie di comportamento dell'ADECO-RS. **TABELLA 2.** CLASSIFICA
DEI TERRENI DELLE GALLERIE
STRADALI IN GIAPPONE

4. PRECONSOLIDAMENTO MEDIANTE JET-GROUTING E BULLONI NEL FRONTE DI SCAVO

5. EFFETTO DEL CONSOLIDAMENTO DEL TERRENO DI FONDAZIONE MEDIANTE JET-GROUTING

Comparison between NEXCO Ground Classifications and Categories ADECO-RS							
NEXCO Ground	A B	D	С		D		Е
Classification		•	CI	C II	DI	D II	-
Competence factor	-	-	4 or more		4 - 2	2-1	1 or less
Amount of convergence (mm)	Minute	15 or less	20 or less 30 or less		60 or less	200 or less	200 over
Elastic coefficient (Mpa)		5,000	2,000	1,000	500	150	
Categories of ADECO-RS	А			В	С		

I terreni per i quali nella pratica del tunnelling si consiglia la chiusura immediata dell'anello di rivestimento appartengono alla classe DII o inferiori, e corrispondono alle categorie B e C dell'ADECO-RS.

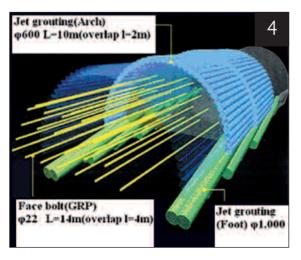
5. ESEMPI DI TUNNELING MEDIANTE RINFORZO DEL NUCLEO-FRONTE

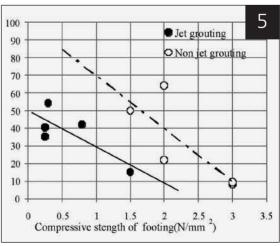
5.1 Rinforzo della zona a monte del fronte di scavo mediante jet-grouting (1997)

Il caso in esame è costituito da una galleria stradale a due corsie (12 metri di larghezza) situata a 20 metri da un altro tunnel in servizio. Il sito si trova in un contesto geologico costituito da una alternanza di arenarie e siltiti fortemente alterate e fratturate, in una zona in frana, con un fattore di competenza (rapporto tra la resistenza a compressione del terreno e la pressione originaria in situ) pari a 0,5. Stanti tali premesse, appariva indispensabile non solo controllare le deformazioni della galleria durante lo scavo, ma anche prevenire una possibile frana conseguente alle attività di scavo, così come evitare ripercussioni negative sulla galleria adiacente in servizio.

Come misura di rinforzo, il progetto ha utilizzato il Rodin Jet Forepiling Method (RJFP)", in grado di formare in avanzamento un arco in calotta molto rigido (figura 4).

Inoltre, per il rinforzo del fronte e del terreno di fondazione del futuro rivestimento, durante lo scavo sono stati messi in opera bulloni d'armatura, in quanto vi era il timore che la soluzione di contrastare il carico a monte del fronte formando un arco in avanzamento potesse produrre carichi aggiuntivi al piede e sul nucleo-fronte della galleria.





La figura 5 pone in relazione la resistenza a compressione monoassiale del terreno di fondazione e l'ammontare del cedimento in corrispondenza di una distanza dal fronte di scavo pari a 0,5 D. Da essa si vede che, grazie al precedente rinforzo delle fondazioni della galleria, il cedimento si trova in stato controllato anche se la resistenza del terreno diminuisce.

Il progetto fu comunque continuato con il metodo a mezza sezione e ci volle molto tempo per chiudere completamente l'anello di tutta la sezione, di conseguenza i cedimenti furono più grandi del previsto.

5.2 Esempio 1 - Rinforzo del nucleo-fronte e chiusura immediata del rivestimento ad anello (2006)

Questa galleria fu costruita in un contesto geologico di siltiti tenere soggette a fratturazione e alterazione, la cui resistenza a compressione monoassiale variava fortemente tra $0.1 \text{ e } 7 \text{ N/mm}^2$.

Nella fase iniziale dello scavo era stata utilizzata la mezza sezione mantenendo un corto gradone sul fronte, ma, a causa dell'incremento delle deformazioni, si cominciò a chiudere il rivestimento di calotta mediante un arco rovescio provvisiorio (figura 6). Poiché aumentando la copertura questo sistema d'avanzamento non avrebbe consentito di controllare a sufficienza le deformazioni, si adottò la chiusura immediata dell'anello di rivestimento

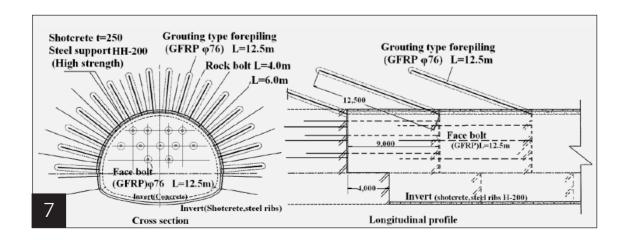
Shotcrete t=250
Steel support H-200
Forepoling
L=3.0m

Rock bolt
temporary invert(Shotcrete)

Invert(shotcrete)

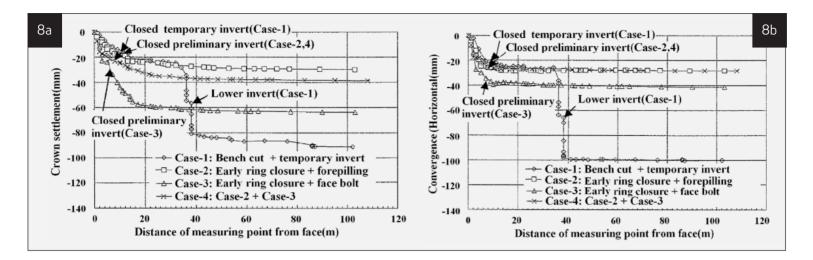
mantenendo un mini-gradone sul fronte come mostrato in figura 7.

La riduzione del gradone conseguente alla veloce chiusura dell'anello avrebbe potuto portare all'instabilità del fronte di scavo. Per risolvere questo problema, si ricorse al rinforzo in avanzamento del terreno al contorno dello scavo e al contemporaneo consolidamento del nucleo-fronte mediante bulloni in avanzamento.



6. SEZIONE DELL'AVANZAMENTO MEDIANTE CORTO GRADONE AL FRONTE E ARCO ROVESCIO PROVVISORIO

7. CHIUSURA IMMEDIATA
DELL'ANELLO DI RIVESTIMENTO
CON PUNTONE E SPRITZ-BETON
UTILIZZANDO IL METODO
AUSILIARIO

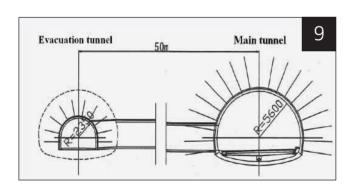


8. CONFRONTO DELLE
DEFORMAZIONI UTILIZZANDO
DIFFERENTI METODI DI SCAVO
E RIVESTIMENTO
A) SPOSTAMENTI IN CALOTTA
B) CONVERGENZA
(ORIZZONTALE)

9. SEZIONE TRASVERSALE

La figura 8 mostra l'andamento delle convergenze e il comportamento deformativo nella fase finale osservato coi due metodi di scavo utilizzati. Si può vedere chiaramente che la chiusura immediata dell'anello di rivestimento contribuisce al controllo delle deformazioni. Inoltre, il rinforzo della zona a monte del fronte può essere ottenuto non solo con l'impiego dei bulloni al fronte, ma, in modo anche più efficace, se al tempo stesso si rinforza in avanzamento il terreno al contorno dello scavo.

5.3 Esempio 2 - Rinforzo della zona a monte del fronte e chiusura immediata dell'anello di rivestimento (progetto in fase di costruzione)



5.3.1 Condizioni geologiche

La galleria ha una lunghezza totale di 4323 m ed è affiancata a una galleria di evacuazione (figura 9). La geologia del luogo vede la presenza di una struttura di cunei di accrescimento composta di diversi litotipi (siltiti, rocce verdi e serpentiniti); in particolare nella tratta in serpentiniti si erano osservate deformazioni significative

durante lo scavo della galleria di evacuazione. Inoltre, sulla base dei dati del passato legati alla costruzione di gallerie stradali e ferroviarie nei dintorni, si prevedeva che la serpentinite potesse manifestare un comportamento spingente.

5.3.2 La costruzione della galleria di evacuazione

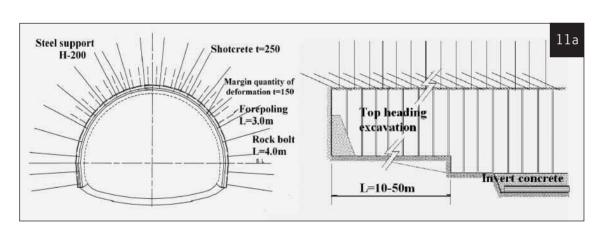
La galleria di evacuazione, assumendo il ruolo di un cunicolo di prospezione, è stata costruita prima di scavare quella principale. Come previsto, la tratta in serpentiniti manifestò deformazioni significative, e parti della tratta soffrirono per il sollevamento, fino alla rottura, dell'arco rovescio. I dati di monitoraggio nella zona delle serpentiniti sono riportati in figura 10. I parametri geomeccanici della tratta in serpentiniti, dedotti mediante back-analysis dai dati del monitoraggio, corrispondono a quelli di un terreno di classe DII o E (classificazione NEXCO).

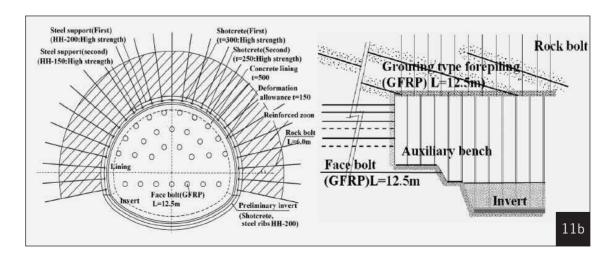
5.3.3 Progettazione della galleria principale

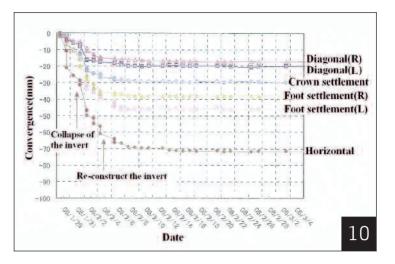
Il sistema di sostegno del tunnel principale è stato progettato utilizzando un metodo analitico basato su quanto dedotto durante lo scavo del tunnel di evacuazione.

Potendosi prevedere l'insorgenza di grandi spinte del terreno durante lo scavo, il progetto originale della galleria principale appariva insufficiente. I criteri di progettazione e costruzione sono stati modificati come segue:

- ▶ forma del profilo quanto più vicino all'anulare;
- utilizzazione del metodo ausiliario progettato per controllare in anticipo le deformazioni e stabilizzare il fronte di scavo;
- ▶ scavo a piena sezione con gradoni ausiliari per la chiusura immediata dell'anello di rivestimento;
- ▶ aumento della resistenza del sostegno, progettato come una struttura di supporto doppia;







10. CONVERGENZE NELLA GALLERIA DI EVACUAZIONE NELLA ZONA DELLE SERPENTINITI

11. MODIFICHE DEL PROGETTO ORIGINARIO
A) PROGETTO ORIGINARIO
B) PROGETTO MODIFICATO

▶ sostegno secondario messo in opera con una convergenza dello 0,5% o meno, al fine di non aumentare la fascia di plasticizzazione del terreno al contorno.

La figura 11 mostra la sezione della galleria come nel progetto originario e dopo le modifiche.

12. CONVERGENZE NELLA GALLERIA PRINCIPALE NELLA ZONA DELLE SERPENTINITI

5.3.4 Costruzione

In una prima fase fu operato il presostegno della calotta e il consolidamento del nucleo-fronte con bulloni lunghi per controllare in anticipo i fenomeni deformativi che avrebbero potuto insorgere a monte del fronte di scavo.

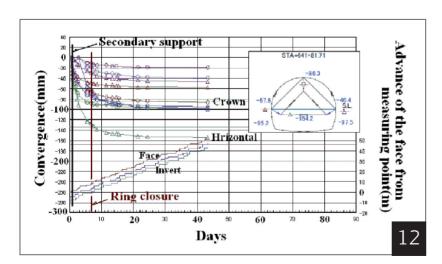
Lo scavo a piena sezione fu adottato congiuntamente al gradone ausiliario. Le calotta e lo strozzo della galleria venivano scavati contemporaneamente o alternativamente mantenendo un mini-gradone di 3 – 5 m di lunghezza, quindi venivano messi in opera i sostegni di prima fase. Quelli di seconda fase venivano operati con attenzione, facendo riferimento ai risultati del monitoraggio e curando che il sostegno di prima fase non permettesse significative deformazioni portando alla plasticizzazione del terreno. Il motivo per cui tale soluzione è stata scelta è che il terreno integro (cioé non deteriorato), può sopportare un certo ammontare di carico. Il limite dello 0,5% della convergenza è stato stabilito sulla base dell'esperienza passata.

La seconda fase consisteva nel getto di chiusura dell'arco rovescio con puntoni e cemento spruzzato. L'anello doveva essere chiuso, in linea di principio, entro 5-10 metri dal fronte di scavo.

Il rivestimento di calcestruzzo era messo in opera dopo la conferma, ottenuta dalle misure, che la convergenza aveva raggiunto lo stadio finale.

5.3.5 Risultati delle misure ed effetti

La figura 12 mostra le misure di convergenza nella tratta delle serpentiniti. Lo spostamento radiale si annulla anche dopo il collocamento del doppio supporto, ma con la chiusura dell'anello di rivestimento con l'arco rovescio, raggiunge la fase finale. La chiusura dell'anello di rivestimento incrementa le sollecitazioni nel sostegno, e alcune parti del supporto in acciaio hanno raggiunto sollecitazioni in campo plastico (440 N/mm²).



Tuttavia, il supporto stesso era, nel suo complesso, in uno stato di compressione, e le sollecitazioni nel calcestruzzo spruzzato erano entro valori ammissibili. Considerando la convergenza già avvenuta, la galleria è stata ritenuta strutturalmente stabilizzata.

5.3.6 Le sfide per il rinforzo della zona a monte del fronte di scavo

Questo progetto di tunnel è attualmente in costruzione, e i problemi da risolvere per il rinforzo della zona a monte del fronte di scavo e la chiusura immediata dell'anello di rivestimento sono i seguenti:

- rinforzare e sostenere la zona a monte del fronte di scavo richiede molto tempo, le registrazioni degli avanzamenti mensili evidenziano da 35 m a 40 m / mese.
- ▶ in corrispondenza degli attuali 250 m di copertura esiste un forte carico sul sostegno. Il progetto del sostegno sarà problematico; la copertura s'incrementerà fino a 350 m.
- ▶ l'effetto dimostrabile della messa in opera dei bulloni dovrebbe essere studiato per il caso della chiusura immediata dell'anello di rivestimento e per l'incremento della rigidità di sostegno.

6. CONCLUSIONI

Si pensava che il metodo del calcestruzzo spruzzato (NATM) fosse un approccio per ottimizzare il sostegno sfruttando la capacità portante del terreno. Tuttavia, ci sono stati casi in cui lasciando deformare un terreno spingente si sono indotte deformazioni inaccettabili. In considerazione di ciò, i sostegni cedevoli utilizzati inizialmente in Giappone sono stati esclusi dalle raccomandazioni. Si pensa infatti che sia meglio confinare la deformazione di una galleria nei limiti della capacità di deformazione del terreno. Se il terreno spingente o poco resistente non ha capacità deformativa, è necessario pre-consolidarlo (per es. mediante infilaggi in calotta e bulloni nel fronte di scavo) per controllare la deformazione nella zona a monte del fronte e poi chiudere immediatamente l'anello di rivestimento. Recentemente, il metodo del calcestruzzo proiettato è stato utilizzato per progetti in area urbana. Il rinforzo della zona a monte del fronte e la chiusura immediata dell'anello di rivestimento sono adottati al fine di controllare la deformazione della galleria, considerando l'influenza sui cedimenti in superficie e sulle strutture limitrofe.

Come discusso in precedenza, in Giappone il metodo di scavo previo rinforzo della zona a monte del fronte, anche se non utilizzato sistematicamente come pratica normale di tunnelling come inteso dall'ADECO-RS, viene applicato come metodo ausiliario del metodo del calcestruzzo spruzzato (NATM). Quando il terreno è spingente o poco resistente, la chiusura immediata dell'anello di rivestimento è utilizzata in combinazione con il rinforzo della zona a monte del fronte. Questi due approcci sono destinati a diventare le soluzioni chiave per con-

trollare la deformazione delle gallerie in futuro. In altre parole, il comportamento del terreno allo scavo dovrebbe essere studiato nelle tre dimensioni e non in solo due dimensioni come prevalentemente fatto sinora. Pensiamo che il metodo ADECO-RS, discusso in Tunnels and Tunnelling International, abbia largamente contribuito allo sviluppo delle tecnologie di tunnelling. Vorremmo esprimere il nostro ringraziamento al professor P. Lunardi e alla Società Rocksoil SpA per il contributo alle tecnologie di tunnelling e, al tempo stesso, siamo fiduciosi che le misure sul campo e l'ingegneria della meccanica delle rocce e delle terre si svilupperanno ulteriormente.

BIBLIOGRAFIA

LUNARDI P., 2000, Design & Constructing Tunnels- ADECO-RS approach, Tunnels and Tunnelling International, May 2000 (supplement)

STANDARD SPECIFIC FOR TUNNELING, 2006, Mountain tunnels, Society of Civil Engineers, August 2007, Japan

MITARASHI Y., MORISAKI Y, KONDA T., 2007, Method of Early Closure of All Tunnel Cross-sections and its Case Studies, Tunnels and Underground (Japanese), Vol. 40, No. 7, September 2007,

TERAYAMA T., TUNO K., UTUMI T., HIRUKAWA A., 2008, Excavate earth tunnel using full face cutting with short bench method and early invert closure – Kishiya-Namamugi Line tunnel, Tunnels and Underground (Japanese), Vol.39, No.5, May 2008

TOKUDOME O., OOTSU T., HIROSE M., SAWADA K., 2007, Countermeasure to prevent Displacement in Weak Mudstone Ground influenced by Faults and Folds, Proceedings of Tunnel Engineering, JSCE(Japanese), Vol.17, November 2007



Bruno Mattle

IL PROGETTO DI GALLERIE SECONDO LE LINEE GUIDA AUSTRIACHE PER LA PROGETTAZIONE GEOMECCANICA DELLE STRUTTURE SOTTERRANEE



L'approccio comune per la progettazione di gallerie in un paese specifico di solito è disciplinato dal contesto storico. Poiché le Alpi sono collocate parzialmente nel territorio austriaco, le gallerie hanno giocato un ruolo importante da cento anni a questa parte. Durante questo lungo periodo metodi costruttivi e approcci progettuali sono notevolmente cambiati. L'approccio progettuale austriaco illustrato sinteticamente in questa relazione è stato influenzato dal contesto storico ma anche da idee notevoli da parte di paesi stranieri.

1. INTRODUZIONE

La costruzione di gallerie e lo sviluppo di metodi per il tunneling all'interno di una certa nazione sono influenzati da fattori quali:

▶ situazione geografica, topografia, infrastrutture ed edifici esistenti, ambiente, risorse naturali, condizioni geologiche e idrogeologiche;

DOTT. ING. BRUNO MATTLE,
ILF CONSULTING ENGINEERS,
DIRETTORE CAPO



BRUNO MATTLE

- ▶ domanda di opere in sotterraneo;
- ▶ norme tecniche:
- ▶ status giuridico e competenza dei committenti;
- ▶ disponibilità di manodopera qualificata;
- ▶ tradizione mineraria:
- ▶ visioni contrattuali.

Situata nel centro Europa, l'Austria è ed è sempre stata un corridoio fondamentale per il trasporto delle persone e delle merci. Il Paese è prevalentemente montuoso e in parte collinare, con veramente poche grandi pianure o ampie vallate.

In termini di tunnelling, in Austria le condizioni geologiche sono in genere difficili e tendono a cambiare rapidamente lungo il tracciato della galleria. Costruire gallerie nelle Alpi significa affrontare coperture elevate e, localmente, rocce molto spingenti.

Dal 1950 i nuovi materiali, vale a dire calcestruzzo spruzzato e bulloni da roccia, hanno sostituito i vecchi sostegni in legname e il rivestimento definitivo in calcestruzzo gettato in opera è stato adottato al posto del rivestimento tradizionale in muratura. Inoltre, l'uso standardizzato di membrane e tessuti sintetici ha migliorato significativamente la qualità delle gallerie in termini di impermeabilizzazione.

Le Committenze con esperienza nella progettazione e costruzione di gallerie insieme con le Imprese specializzate hanno messo a punto una procedura decisionale in loco, basata su un approccio osservazionale, che è entrata nella pratica comune austriaca di costruzione delle gallerie. Questo approccio spesso è stato criticato in quanto non segue le procedure generalmente utilizzate per le opere civili, che si avvalgono di un progetto più o meno dettagliato e difficilmente richiedono decisioni da prendere in situ. Inoltre, i criteri da seguire per le decisioni da prendere in situ spesso non sono stati descritti con chiarezza in anticipo e non sono il risultato di un progetto razionale e dettagliato, ma sono fortemente dipendenti dall'esperienza del personale in cantiere.

Negli ultimi decenni, avendo molti ingegneri e imprese di costruzione austriache lavorato al di fuori dell'Austria, dove dovevano essere soddisfatte una gran quantità di esigenze diverse in fatto di progettazione di gallerie, è apparso evidente che anche in Austria il processo di progettazione delle gallerie avrebbe dovuto seguire delle regole chiaramente definite. Tali regole sono state definite nelle "Linee guida per la progettazione geomeccanica di gallerie", che ora sono alla base della progettazione delle gallerie in Austria.

2. APPROCCIO GENERALE

La progettazione moderna di gallerie generalmente parte dal principio che il terreno al contorno dello scavo agisce non solo come un peso, ma, se le sue capacità di resistenza sono sufficienti, anche come elemento portante. Tipicamente, scavo e sostegni sono continuamente adeguati alle condizioni del terreno, sulla base di criteri definiti nel corso del processo di progettazione. Una questione importante è l'osservazione della reazione dell'ammasso (deformazione) e il confronto con quella prevista. Se i limiti di deformazione di un certo tipo di sostegno, definiti in fase di progettazione, vengono raggiunti, si devono cambiare il tipo e/o l'intensità del sostegno e/o le modalità di scavo.

I requisiti di uno specifico sostegno sono determinati in funzione delle condizioni del progetto (ad esempio, galleria poco profonda in terreno soffice, galleria profonda in roccia) e

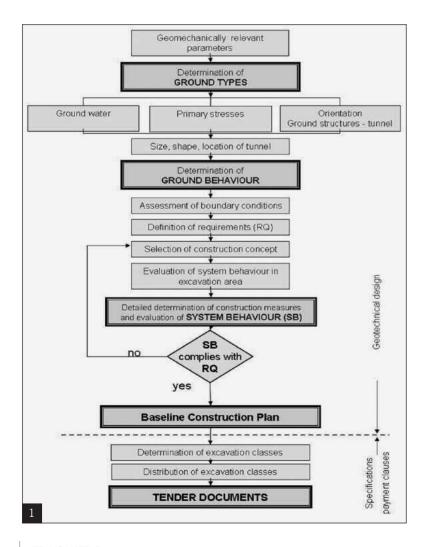
1. FASI DI PROGETTO

2. TIPICO DIAGRAMMA DEI TIPI DI TERRENO (GROUND TYPE CHART) dei risultati delle misurazioni geotecniche. Gli accordi contrattuali devono essere flessibili per garantire che sia utilizzato il tipo e la quantità più economica di elementi di sostegno. Tipici elementi di sostegno sono lo spritz-beton e i bulloni da roccia. Le centine d'acciaio o le nervature reticolari sono in grado di fornire un supporto iniziale limitato in attesa che lo spritz-beton indurisca e sia in grado di garantire la corretta geometria del profilo. Se le condizioni richiedono d'intervenire al fronte o in avanzamento, vengono messi in opera bullonatura del fronte, spritz-beton, marciavanti o infilaggi. La parzializzazione del fronte di scavo in avanzamento di calotta, scavo dello strozzo e scavo dell'arco rovescio dipende sia dalle condizioni del terreno, sia dalle esigenze logistiche per facilitare l'uso di impianti e macchinari standard.

3. FASE DI PROGETTO

3.1. Procedura di progettazione geotecnica

Il compito principale della progettazione geotecnica è l'ottimizzazione economica della costruzione considerando le condizioni del terreno, nonché i requisiti di sicurezza, stabilità a lungo termine, ed ambientali. A fronte di tutte le incertezze nella descrizione delle condizioni del terreno, l'ingegneria del sotterraneo necessita di una strategia, che con-



Kriterien	Ger	Dirgsart GA IQP-4QP-3C	40D 20			
Criterio	Tipo dell'ammasso roccioso GA IQP-4QP-3c					
Lithologie	Quarzphyllit, Chloritphyllit, Quarzitschiefer, Quarzit, Einschaltungen vo					
	Schwarzschiefer, Eisendol					
Litologia	Filade quarziteria					
Schieferung: Orientierung/Abstand	s 160 - 210/20 - 60 oder 31	10 - 355/25 - 60	6 - 20 cm			
Scistosità: Orientamento/Distanza	RTF 7s: 160 - 180/65 - 10 (oder 320 - 350/65 - 90	0 - 6 cm			
Trennflächenorientierung	RTF 2e: 085 - 110/45 - 80 RTF 1b: 135 - 150/50 - 90 F		RTF 2w,sb: 240 - 280			
Orientamento della discontinuità	RTF 2w: 230 - 290/40 - 70	RTF 6: 020 - 040/60 - 90	/45 - 70			
Trennflächenabstände	RTF 2e: 0 - 0,5 m	RTF 1b: 0,5 - 2,0 m	RTF 2w,sb: 6 - 20 cm			
Distanza della discontinuità	RTF 2w: 0,5 - 5 m	RTF 6: 0,5 - 2,0 m				
Trennflächenlänge	RTF 2e: 0 - 0,5 m	RTF 1b: 0,5 - 2 m	RTF 2w,sb: 0,5 - 2 m			
Lunghezza di discontinuità	RTF 2w: 2 - 5 m	RTF 6: 0,5 - 2 m				
Trennflächenöffnung	RTF 2e: 0	RTF 1b: 0	RTF 2w,sb: 1 mm			
Apertura della discontinuità	RTF 2w: 0	RTF 6: 0				
Trennflächenbeschaffenheit	RTF 2e: 2	RTF 1b: 3 - 4	RTF 2w,sb: 2			
Caratterizzatione	RTF 2w: 1 - 2	RTF 6: 3 - 4				
della discontinuità						
Gesteinskennwerte	Mittelwert	Standardabweichung	Versuchsanzahl			
Parametri dell' roccia	Valori medio	deviazione standard	Numero dello prove			
UCS [Mpa]	30		15			
mi [-] (Hoek&Brown)	13		16			
E [Gpa]	40		14			
ν [-]	0,18		9			
CAI [-]	4,4		4			
Quellpotential	keines					
Potenziale di swelling	niente					
Quelldaten (Labor) [MPa]/%						
Dati di swelling						
Trennflächenkennwerte		Bandbreite				
Parametri dell' discontinuità		Range				
Reibungswinkel [*]		30 - 40°				
l'angolo di attrito [*]		30 - 40				
Kohäsion [Mpa]		0,10 - 0,50				
Coesione [Mpa]		0,10-0,30				
Gebirgskennwerte	Mittelwert	E	Bandbreite			
Parametri dell' amasso roccioso	Valori medio		Range			
RQD (ISRM)	70		60 - 90			
GSI [-] (Hoek)	40		35 - 45			
RMR (Bieniawski, 1999)	65					
UCS [MPa] (Hoek&Brown)	1,0					
c [MPa] (Mohr - Coulomb)	1,8 (H=1000m)				
φ[*] (Mohr - Coulomb)	27° (H=1000m)					
E [MPa] (Hoek 2005 / 2002)	4.000 / 3.100					
E [MPa] (Serafim / Boyd)	23.700/22.000					
E [MPa] BLA	15.000	9.0	000 - 35.000			
E [MPa] empfohlen/raccomandati	3.000					
c [Mpa] (Mohr - Coulomb) empf./rac						
φ [*] (Mohr - Coulomb) empf./rac.	30					
		Shuft.				
Hinweise	keine Bohrung, kein Aufscl					
Annotazioni	keine Bohrung, kein Aufscl grenznah zu Strukurbereich nessun sondaggio, nessu	h 3b, daher kein ausgepräg	ster Unterschied			

senta una procedura progettuale coerente e consistente, che sia tracciabile attraverso l'intero progetto, e che permetta l'adeguamento della costruzione alle condizioni di terreno incontrate realmente in sito.

La fase di progettazione comprende la previsione delle proprietà del terreno, la classificazione in tipi di terreno (Ground Types - GT) - corrispondente alla fase conoscitiva secondo l'approccio ADECO-RS, la valutazione del comportamento del terreno e la sua classificazione in classi di comportamento del terreno (Ground Behaviour Types - BT) corrispondente alla fase di diagnosi, così come la determinazione delle modalità di costruzione del sostegno in funzione del comportamento del terreno, corrispondente alla fase di terapia dell'approccio ADECO-RS. Su questa base si prevede il comportamento del sistema (System Behaviour).

Per tener conto della variabilità e dell'incertezza dei parametri chiave e dei fattori influenti si dovrebbero utilizzare metodi statistici e/o probabilistici.

Vengono quindi determinate le classi di scavo secondo le norme austriache ONORM B2203-1. I risultati di tutte le fasi della progettazione geotecnica sono sintetizzati in una relazione geotecnica che include un piano base di costruzione, che deve illustrare chiaramente su quali condizioni di terreno, condizioni al contorno, e altre ipotesi è basato il progetto. Inoltre, la relazione deve contenere chiari criteri di applicazione dei sostegni.

3. CATEGORIE FONDAMENTALI
DI COMPORTAMENTO
DEL TERRENO

3.2. Fasi di progetto

Individuazione dei tipi di terreno (Ground Types - GT)

Il processo di progettazione inizia con la definizione dei tipi di terreno, vale a dire le tratte con caratteristiche geotecniche simili. Queste proprietà sono derivate dalle investigazioni, dalla letteratura, da progetti simili e in più stimati con giudizio ingegneristico e geologico. La qualità e l'accuratezza richiesta per le proprietà dipende dalla fase di progettazione (progettazione concettuale, progettazione preliminare, progettazione di gara e progettazione di dettaglio).

Determinazione del comportamento del terreno (Ground Behaviour – GB)

In questa fase viene derivato il comportamento potenziale di ciascun tipo di terreno considerando le dimensioni dello scavo, l'orientamento relativo delle discontinuità, le condizioni dell'acqua sotterranea, le condizioni di tensione primarie, ecc. Tale comportamento è valutato per l'intera sezione trasversale, senza considerare alcun sostegno o altri mezzi ausiliari. I comportamenti del terreno specifici del progetto sono riferiti a Classi di comportamento fondamentali (vedasi tabella sottostante). Le specifiche condizioni del progetto possono richiedere un'ulteriore suddivisione di tipi di comportamento del terreno.

Basic Types	categories of Behaviour s (BT)	Description of potential failure modes/mechanisms during excavation of the unsupported ground				
1	Stable	Stable ground with the potential for localised gravity in- duced falling or sliding of small blocks				
2	Potential of discontinuity controlled block fall	Discontinuity controlled, gravity induced falling and sliding of blocks in large volumes, occasional local shear failure on discontinuities				
3	Shallow failure	Shallow stress induced failure in combination with discontinuity and gravity controlled failure				
4	Voluminous stress induced failure	Stress induced failure involving large ground volumes and large deformation				
5	Rock burst	Sudden and violent failure of the rock mass, caused by highly stressed brittle rocks and the rapid release of accu- mulated strain energy				
6	Buckling	Buckling of rocks with a narrowly spaced discontinuity set, frequently associated with shear failure				
7	Crown failure	Overbreak in the crown of large volumes with progressive shear failure				
8	Ravelling ground	Flow of dry or moist, intensely fractured, poorly interlocked rocks or soil with low cohesion				
9	Flowing ground	Flow of intensely fractured, poorly interlocked rocks or soil with high water content				
10	Swelling ground	Time dependent volume increase of the ground caused by physical-chemical reaction of rock and water in combina- tion with stress relief, leading to inward movement of the tunnel perimeter				
11	Ground with frequently changing deformation characteristics	Combination of several behaviours with strong local varia- tions of stresses and deformations over longer sections due to heterogeneous ground (i.e. in heterogeneous fault zones, block-in-matrix rock, tectonic melanges)				

30 ANNI DI ROCKSOIL



Il progetto comprende una descrizione del comportamento previsto per ciascun tipo di terreno.

Individuazione del comportamento del sistema (System Behaviour - SB)

In questa fase viene scelto un sistema costruttivo comprendente metodo di scavo, sequenza di scavo e misure di sostegno. Applicando diversi approcci di analisi (analitici, numerici) viene analizzato il comportamento del terreno e dei sostegni (il comportamento del sistema) e confrontato con i requisiti definiti. Tali requisiti, in generale, riguardano la stabilità strutturale e la funzionalità della struttura sotterranea, la limitazione dei cedimenti in superficie, ma anche aspetti quali le vibrazioni e il rumore. Se il comportamento del sistema non soddisfa i requisiti, la procedura di scavo e le misure di sostegno vengono modificate fino a quando il comportamento dello stesso diventa conforme alle esigenze.

Relazione Geotecnica - Piano base di costruzione

Sulla base delle procedure di cui sopra, il tracciato è suddiviso in tratte richiedenti analoghe misure di scavo e di sostegno. Il piano base di costruzione indica le modalità di scavo e di sostegno applicabili per ogni sezione, e contiene limiti e criteri per eventuali variazioni o modifiche in loco.

4. TIPICA CARTA DEI TIPI DI COMPORTAMENTO DEL TERRENO

Determinazione delle classi di scavo

Nella fase finale del processo progettuale vengono definite le classi di scavo, sulla base della valutazione delle misure di scavo e di sostegno. Le classi di scavo costituiscono una base per le clausole di compenso nei documenti di gara. In Austria la valutazione delle classi di scavo si basa sulle norme del codice austriaco ONORM B2203-1.

4. COSTRUZIONE

4.1. Generalità

Durante la costruzione, i parametri geotecnici rilevanti del terreno devono essere raccolti, registrati e valutati per individuare il tipo di terreno e il comportamento del sistema in accordo alle specifiche progettuali. I metodi di scavo e di sostegno devono essere scelti sulla base dei criteri definiti nella relazione geotecnica e nel piano di gestione della sicurezza. La progettazione geotecnica e il piano base di costruzione devono essere costantemente aggiornati in funzione delle osservazioni in loco.

Il miglioramento della qualità del modello geotecnico permette di ottimizzare la costruzione, osservando tutti i requisiti di sicurezza e ambientali. I dati pertinenti e le assunzioni fatte per tutte le decisioni prese in fase di progettazione e di costruzione devono essere registrati. Informazioni importanti connesse con le proprietà del terreno, col comportamento dello stesso e del sistema devono essere raccolte in modo che sia possibile una revisione del processo decisionale.

4.2. Valutazione geotecnica durante la costruzione

Individuazione del tipo di terreno e di comportamento incontrati

Per essere in grado di determinare il tipo di terreno incontrato, la documentazione geologica durante la costruzione è destinata a raccogliere e registrare i parametri rilevanti

specificati nel progetto. Osservazioni aggiuntive, come indicazioni di sollecitazioni eccessive, deformazione e meccanismi di rottura, così come i risultati ottenuti dai sondaggi in avanzamento e la valutazione del monitoraggio geotecnico sono utilizzati per determinare il tipo di comportamento del terreno.

Individuazione del sistema di scavo e di sostegno adeguati

Per individuare il sistema di scavo e di sostegno adeguati devono essere seguiti i criteri previsti nel piano base di costruzione. Di conseguenza, si deve verificare se le reali condizioni del terreno (tipo di terreno, tipo di

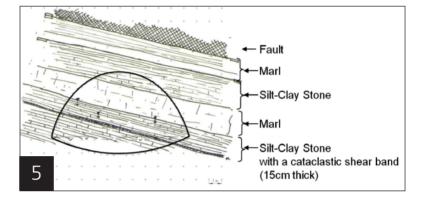
comportamento del terreno) sono conformi alle previsioni. L'obiettivo è perseguire una costruzione della galleria economica e sicura. Il sistema di comportamento dev'essere previsto per la tratta di scavo successiva, considerando le condizioni del terreno e le misure di costruzione scelte. Le registrazioni effettuate in tale processo devono essere conservate. Nota: sia le modalità di scavo che di sostegno, per quanto possibile devono essere determinate prima d'iniziare a scavare. A scavo iniziato sono possibili solo modifiche minori, come

l'aggiunta di bulloni. Questo fatto rende importante l'effettuazione di una continua previsione a breve termine.

Determination of GROUND TYPE Stresses, kinematic conditions, ground water (quantity / pressure) Refinement of ground model, short term prediction Assessment of System Behaviour in excavated section Comparison with baseline construction plan Determination of Excavation and Support Refined prediction of System Behaviour in supported section (SB_p) Check SYSTEM BEHAVIOUR (SB_o) Analyse additional measures if required AND check / modify parameters and criteria yes Continue

Verifica del comportamento del sistema

Tramite il monitoraggio del comportamento del sistema si controlla che la rispondenza dei requisiti e dei criteri definiti nel piano geotecnico di gestione della sicurezza (vedi punto 7) sia soddisfatta. Quando si riscontrano differenze tra il comportamento osservato e quello previsto, i parametri e i criteri utilizzati durante gli scavi per la determinazione del tipo di terreno, di scavo e di sostegno devono essere rivisti. Quando le deformazioni o le necessità di sostegno sono più importanti del previsto, dev'essere condotta un'indagine approfondita sulle ragioni del diverso comportamento del sistema e, se necessario, devono essere ordinate le misure correttive (es.: incremento del sostegno). Le ragioni devono essere analizzate anche se il comportamento del sistema è più favorevole del previsto e, se opportuno, devono essere modificati i parametri utilizzati. Questo permette il continuo miglioramento e perfezionamento del metodo di scavo e di sostegno.



5. ESEMPIO DI MAPPATURA DEL FRONTE CON ESTRAPOLAZIONE DEL TERRENO CIRCOSTANTE

6. DIAGRAMMA DI FLUSSO

CHE SCHEMATIZZA LA
PROCEDURA COSTRUTTIVA
(SBP=PREDICTED SYSTEM BEHAVIOUR=
COMPORTAMENTO DEL SISTEMA
PREVISTO; SBO-OBSERVED SYSTEM
BEHAVIOUR= COMPORTAMENTO DEL
SISTEMA OSSERVATO)

5. GESTIONE DELLA SICUREZZA GEOTECNICA

La stabilità della struttura sotterranea è un problema fondamentale in fase di progettazione e costruzione. Le misure adottate per garantirla varieranno in funzione delle condizioni geotecniche e di altre condizioni al contorno. Nella progettazione di strutture in sotterraneo, le condizioni geotecniche, il sistema strutturale e la capacità portante del terreno e del sostegno possono essere molto variabili. In quanto tale, la progettazione di strutture in sotterraneo non può essere paragonata alla progettazione strutturale degli edifici, dove i carichi e le proprietà del materiale sono ben noti.

Le incertezze nel modello geotecnico aumentano i rischi associati alla costruzione in sotterraneo. Per ridurre al minimo tali rischi, dev'essere attuato un sistema di gestione della sicurezza che consideri i seguenti argomenti:

- ▶ i requisiti di progettazione per lo scavo e il sostegno e i criteri per la valutazione della stabilità durante la costruzione;
- ▶ il piano di monitoraggio che deve includere tutte le misure tecniche ed organizzative per consentire il confronto continuo tra le condizioni previste e quelle reali;
- ▶ il piano di gestione per trattare le deviazioni oltre l'accettabile del comportamento del sistema dal comportamento previsto.

Il piano di gestione della sicurezza deve includere i seguenti elementi:

- ▶ definizione del comportamento del sistema previsto durante la costruzione;
- ▶ definizione dei parametri rilevanti da misurare;
- definizione dei risultati delle misure attesi e delle deviazioni accettabili (valori di soglia, livelli di allarme);
- ▶ determinazione dei metodi di valutazione dei dati di monitoraggio;
- ▶ gestione del processo di valutazione dei dati (raccolta di dati, valutazione, interpretazione e comunicazione tra le parti);
- ▶ provvedimenti contingenti in caso di deviazione inaccettabile del comportamento del sistema dal quello previsto;
- ▶ procedura da seguire nel caso in cui i valori di soglia o i livelli di allarme siano superati (definizione di linee di rapporto e di comando).

6. MONITORAGGIO – VALUTAZIONE DEI DATI

6.1. Generalità

Il monitoraggio sistematico è una componente importante di questo approccio. Il monitoraggio è necessario per verificare l'adeguatezza del metodo di scavo e di sostegno applicato per assicurare la stabilità della galleria. Il monitoraggio è realizzato utilizzando misurazioni ottiche di spostamento 3D combinate con sofisticati metodi di elaborazione dati e visualizzazione.

Oltre al monitoraggio ottico sono utilizzati i seguenti strumenti geotecnici:

- ▶ estensimetri;
- sliding micrometers (estrusometri);
- ▶ inclinometri;
- celle di carico (forze di ancoraggio);
- deformometri;
- ▶ piezometri.

July

15 21 27 02 08 14 20 26 02 08 14

June

expected

behaviour

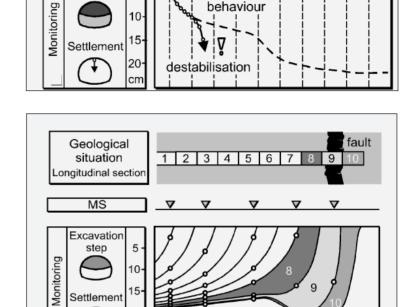
6.2. Diagrammi tempo-spostamento

I diagrammi di spostamento nel tempo sono utilizzati per presentare le componenti di spostamento verticale, orizzontale e longitudinale in funzione del tempo. Sullo stesso diagramma sono riportate le fasi della costruzione, in modo che le attività costruttive possono essere correlate con le tendenze deformative.

6.3. Diagrammi di stato (Curve d'influenza)

I diagrammi di stato sono costruiti riportando gli spostamenti misurati in una posizione obiettivo, in istanti successivi dello svolgersi di un particolare evento. I risultati sono presentati su un diagramma.

Sovrapponendo diverse curve d'influenza sullo stesso diagramma, è possibile confrontare gli spostamenti lungo la galleria. Sono fornite informazioni sull'estensione della deformazione in gallerie in senso longitudinale. Possono essere verificate le tendenze di decremento o incremento relativo della rigidezza dell'ammasso roccioso.



10 m

Date

Excavation

step

Settlement

20

10-

6.4. Vector Plots

I vector plot valutati per un sezione trasversale di mo-

nitoraggio vengono usati per mo-

strare la direzione degli spostamenti nonché il loro evolversi nel tempo

Gli orientamenti del vettore spostamento in una sezione trasversale di monitoraggio forniscono ulteriori informazioni per aiutare nella identificazione delle zone di debolezza esterne allo scavo della galleria.

Displacement scale [mm] 20 40 60 80 scale [m] 10

7. CONCLUSIONI

Le linee guida austriache per la progettazione geomeccanica delle strutture in sotterraneo, pubblicate originariamente nel 2001, sono state utilizzate sino ad oggi

per circa 8 anni, soprattutto in Austria, ma anche in altri paesi.

Esse hanno introdotto nell'approccio austriaco alla progettazione di gallerie delle regole imprescindibili che inducono il progettista, la direzione lavori e il costruttore a seguire un percorso definito. Nondimeno ogni progetto di galleria è unico e costituisce un compito impegnativo per amministrazioni, progettisti e costruttori.

BIBLIOGRAFIA

AUSTRIAN SOCIETY FOR GEOMECHANICS

Division "Tunnelling"

Working Group "Conventional Tunnelling" The Austrian Practice of Conventional Tunnelling

Design and Construction of Tunnels - Analysis of Controlled Deformation in Rock and Soils (ADECO-RS)

7. DIAGRAMMA TEMPO-SPOSTAMENTO CHE MOSTRA IL COMPORTAMENTO PREVISTO ED EVIDENZIA LA TENDENZA ALL'INSTABILITÀ

8. CURVE D'INFLUENZA DEL CEDIMENTO IN CALOTTA ALL'AVVICINARSI DEL FRONTE A UNA FAGLIA

9. VECTOR PLOT



Juan J. Schmitter

TUNNELLING NEL SOTTOSUOLO ARGILLOSO SOFFICE DI CITTÀ DEL MESSICO



La prima galleria nel sottosuolo argilloso molto soffice di Città del Messico fu costruita cinque anni fa. Oggi, vi sono state costruite più di 100 km di gallerie e quasi 70 km ancora sono attualmente in costruzione. Per scavare nella zona sono state realizzate nel tempo diverse macchine scudate. La progettazione deve affrontare due importanti incertezze di carattere geotecnico, ricoducibili ai "fenomeni di subsidenza generale" e all"improvvisa comparsa di fratture di trazione".

1. INTRODUZIONE

La ricerca e l'utilizzo dello spazio sotterraneo sono sempre stati presenti nelle menti di tutte le autorità cittadine, soprattutto nelle città affollate e in rapida crescita.

Città del Messico non fa eccezione, ma in questo caso il sottosuolo argilloso molto soffice, su cui è fondata gran parte della città, ha ritardato per molto tempo la possibilità di trarre beneficio da tale uso strategico.

PROF. ING. JUAN JACOBO SCHMITTER, INGENIEROS CIVILES ASOCIADOS (I.C.A.), CONSULENTE GEOTECNICO



JUAN J. SCHMITTER

Nei primi anni sessanta del secolo scorso, quando i principali corsi di drenaggio delle acque erano risolti mediante canali aperti, la necessità di realizzare condotte di drenaggio più profonde costrinse le autorità a ricercare nuovi sistemi costruttivi e come risultato, dopo un breve periodo di ricerca, è stato "scoperto" il concetto dello scudo per il tunnelling, e diversi scudi progettati e costruiti localmente furono messi in funzione con successo.

Probabilmente le prime esperienze di tunneling a Città del Messico risalgono al 1960, quando un canale aperto di drenaggio fu sostituito, per una tratta urbana, con una condotta sotterranea assai più sicura e rispettosa dell'ambiente.

Da allora, numerosi grandi progetti di gallerie, come il Sistema di Drenaggio Profondo (Deep Drainage System - DDS) e le prime linee della metropolitana, sono stati realizzati con successo in questo ambiente di argille da soffici a molto soffici, per di più fortemente influenzate dall'attività sismica tipica della zona.

2. IL SOTTOSUOLO ARGILLOSO DI CITTÀ DEL MESSICO

Come descritto da Mooser (1978), le emissioni vulcaniche depositate in un ambiente lacustre, hanno costituito nel tempo quel singolare materiale molto soffice, noto a livello mondiale come Argilla di Città del Messico.

Durante il decennio degli anni quaranta del secolo scorso, due eminenti ricercatori di geotecnica, Leonardo Zeevaert e Raul J. Marsal, indagarono sistematicamente il sottosuolo di Città del Messico, estraendo campioni di terreno indisturbati ed eseguendo numerose prove di laboratorio per individuare le proprietà statiche e dinamiche dell'argilla.

Il Dr. Leonardo Zeevaert è stato coinvolto principalmente nell'analisi e nella progettazione degli edifici alti della città, che includeva come dato di input molto importante l'attività sismica nella zona. Egli ha scritto molti articoli e libri tecnici, uno dei più noti dei quali è:"Foudation Engineering for Difficult Subsoil Conditions" (1972).

Anche il Dr. Raul J. Marsal (†) ha scritto molti articoli tecnici, e un libro "classico" molto completo dal titolo: "El Subsuelo de la Ciudad de México", che riporta molte proprietà statistiche del sottosuolo di Città del Messico, così come molte esperienze interessanti sul comportamento degli edifici.

TABELLA 1. STRATIGRAFIA SEMPLIFICATA DEL SOTTOSUOLO DI CITTÀ DEL MESSICO

Strato	Profondità	Breve descrizione	Contenuto naturale di acqua	Resistenza alla compressione monoassiale	Peso di volume medio	Modulo di deformazione
•	-	m	%	kPa	kN/m³	MPa
Crosta superficiale	Suoli siltosi, con tracce di sabbia e talvolta di argilla	0 ÷ 5	92	87	13,1	5,7
Deposito argilloso superiore	Argilla bentonitica soffice e molto soffice, altamente compressibile	5 ÷ 30	281	72	11,5	3,0
Primo strato duro	Siltite sabbiosa molto dura e sabbia siltosa da densa a mediamente densa, poco compressibile	30 ÷ 33	64	131	14,4	6,5
Deposito argilloso inferiore	Argilla bentonitica soffice, altamente compressibile	33 ÷ 41	192	153	12,0	6,6
Depositi profondi	Siltite sabbiosa molto dura e sabbia siltosa densa	Sotto 41	63	176	13,6	9,1

2.1 Stratigrafia semplificata di Città del Messico

In accordo con Marsal e Mazari (1959), una stratigrafia semplificata del sottosuolo Città del Messico, nella cosiddetta "lake zone", può essere descritta come in tabella 1. Nei paragrafi seguenti, si descrivono brevemente tre peculiari caratteristiche geotecniche del sottosuolo argilloso di Città del Messico. Esse giocano un ruolo importante nell'analisi e nella progettazione di gallerie, influenzandone le procedure costruttive.

2.2 Contenuto di acqua molto elevato

Come mostrato in tabella 1, una delle caratteristiche fisiche più notevoli del suolo argilloso di Città del Messico è il suo naturale alto contenuto d'acqua, con un valore medio di circa il 281%, e con valori massimi, per il Deposito Argilloso Superiore, intorno al 600%. Né meno sorprendente è il valore numerico del suo limite liquido, che di solito è praticamente pari al contenuto naturale di acqua. Ne consegue che, tecnicamente parlando, il sottosuolo argilloso di Città del Messico, è un "liquido".

Naturalmente, grazie alla sua struttura interna, che gli conferisce un rapporto medio di sensibilità pari a 8, e un evidente comportamento elastico, il sottosuolo di Città del Messico non si comporta come un liquido, anche durante il verificarsi di forti movimenti causati dall'attività sismica.

Nondimeno, qualsiasi imprenditore esperto di scavi profondi o tunnelling sa che se non applica una procedura regolare e giudiziosa, nella massa argillosa possono prodursi grandi deformazioni, tali da distruggerne la struttura interna e quindi trasformare tale massa in un liquido reale, con le nefaste conseguenze insite in un tale cambiamento.

2.3 Fenomeni di subsidenza generale

Come sottolineato da Marsal e Mazari (1959), l'estrazione intensiva mediante pompaggio di acqua sotterranea entro il perimetro della città, a scopi di approvvigionamento, sta provocando, dall'inizio del secolo scorso, un fenomeno di subsidenza generale, che si riflette sulla superficie della Città sotto forma di cedimento continuo, che annualmente fa registrare da 10 a 40 o più centimetri.

Questo fenomeno interessa proporzionalmente anche gli strati intermedi del sottosuolo comprimibile, influenzando così il comportamento degli edifici alti che poggiano su fondazioni profonde, nonché quello delle gallerie scavate entro gli strati comprimibili.

E noto che questo fenomeno molto sfavorevole ha invertito storicamente il gradiente idraulico dei principali corsi d'acqua di drenaggio, che di solito lavorano per gravità. Di conseguenza, nel decennio degli anni quaranta del secolo scorso in alcune zone basse della città si sono verificate continue inondazioni e la necessità di intervenire con intense azioni di pompaggio.

Per risolvere questo problema, le autorità hanno studiato, progettato, costruito e finalmente messo in esercizio il Deep Drainage System (DDS), di quasi 143 km di sviluppo, che consiste in una rete di profondi tunnel intercettori di 500 centimetri di diametro interno, collocati sotto la città e connessi ad uno Scarico Centrale di 650 cm di diametro, che porta le acque di servizio e piovane all'esterno di essa.

La costruzione di tale Deep Drainage System ebbe inizio già nel decennio degli anni sessanta e da allora si è ampliato di continuo, come necessario.

2.4 L'improvvisa comparsa di fratture di trazione

Un altro fenomeno importante che spesso colpisce il Deposito Argilloso Superiore, soprattutto quando la Crosta Superficiale è praticamente inesistente, è l'improvvisa comparsa di fratture di trazione.

Come spiegato da Badillo Juarez (1959), queste lunghe e relativamente profonde incrinature appaiono all'improvviso in aree non urbanizzate o quasi, dove non esistono molte superfici pavimentate, né sistemi di drenaggio superficiali. Queste crepe di solito appaiono dopo un periodo di intensa evaporazione superficiale dell'acqua contenuta nel terreno, seguito dall'inizio della stagione annuale delle piogge che forma lunghe pozze d'acqua.

Tali fessure possono misurare più di 100 m di lunghezza, e mostrare aperture in superficie dell'ordine di 0,1-1,0 metri. Esse possono raggiungere i 10-30 m di profondità, a seconda dell'ubicazione della falda, e delle proprietà di resistenza del sottosuolo argilloso.

3. RECENTI ESPERIENZE DI TUNNELLING A CITTÀ DEL MESSICO

Quando, nel decennio degli anni Sessanta, le autorità della città hanno deciso di "conquistare" lo spazio sotterraneo, non c'era alcuna esperienza riguardo al tunnelling in terreno soffice e non esisteva nemmeno il concetto di scudo.

Perciò, il primo contraente scelto per tale compito applicò una metodologia di scavo convenzionale, mettendo in opera un rivestimento primario costituito da centine d'acciaio e marciavanti all'interno di una sezione a foma di portale, senza precauzioni particolari di fondazione al piede delle centine d'acciaio. Sorprendentemente, con tale inappropriato metodo fu possibile scavare pochi metri del tunnel, fino a quando lo stato di tensione raggiunse il limite e il rivestimento di prima fase collassò, probabilmente a partire dal basso e poi procedendo verso l'alto per finalmente terminare con la completa chiusura dello scavo. Fortunatamente non si ebbero feriti in quanto l'incidente accadde durante un fine settimana.

Dopo questo crollo davvero eclatante, i costruttori di quel tempo cominciarono a considerare l'uso del concetto di scudo spinto da martinetti, e la messa in opera di piccoli conci di calcestruzzo come rivestimento di prima fase.

Come conseguenza, furono progettati e costruiti localmente diversi scudi, utilizzando martinetti d'autocarro a cassone ribaltabile, i quali hanno operato con successo nella co-

struzione della galleria, di più di due chilometri di lunghezza e quattro metri di diametro esterno, che ha sostituito il prolungamento meridionale del Great Chanel, il drenaggio fluviale all'aperto della Città.

3.1 Il "Grid Shield"

Uno dei progetti di scudo più semplici, che hanno lavorato con successo nel sottosuolo argilloso di Città del Messico, è il Grid Shield (figura 1), progettato da Cravioto e Villareal (1969). Mentre questo scudo "tagliabiscotti" avanzava nel sottosuolo naturale, si formavano blocchi prismatici di terreno argilloso che entravano nel corpo dello stesso. Allora un miscelatore meccanico rimodellava e trasformava quei blocchi in un fango liquido e, con l'aggiunta di quantità extra di acqua, tutto il terreno scavato e l'acqua supplementare venivano allontanati mediante una pompa a centrifuga.

1. GRID SHIELD PROGETTATO DA CRAVIOTO E VILLAREAL (1969)



JUAN J. SCHMITTER

2. CITTÀ DEL MESSICO, METRO LINEA 1

3. SCUDO A FRONTE APERTO (DIAMETRO ESTERNO 624 CENTIMETRI) UTILIZZATO NEL DEEP DRAINAGE SYSTEM DI CITTÀ DEL MESSICO L'azione di spinta dello scudo stabilizzava il fronte di scavo, grazie alle forze di attrito che si sviluppavano tra il terreno e le piastre d'acciaio della griglia.

Dietro la griglia, c'era uno schermo mobile, che in caso di instabilità inaspettate poteva essere chiuso per proteggere il tunnel contro le intrusioni.

Il rivestimento di prima fase per uno scudo di questo tipo di 400 centimetri di diametro comprendeva quattordici blocchi di calcestruzzo per anello, di 40 cm di larghezza e 20 cm di spessore, nonché un blocco chiave di legno.

Tra gli anni 1961 e 1975, questo tipo di scudi, con diametri compresi tra 200 e 400 cm, hanno scavato quasi 10 chilometri di gallerie, soprattutto di drenaggio. La produzione raggiunta è stata di quasi 200 m/mese.

3.2 Scudi a fronte aperto con martinetti frontali

Durante il decennio degli anni settanta, un consulente di tunneling americano, A. Chase (1973), progettò per il sottosuolo di Città del Messico due scudi a fronte aperto, che in-

cludevano martinetti frontali per pressurizzare / stabilizzare il fronte mentre veniva spinta la macchina.

Il progetto del primo scudo, avente un diametro esterno di 915 cm, fu utilizzato per la costruzione di un tunnel, di quasi 1,2 km di lunghezza, per una tratta della linea n. 1 della Metropolitana di Città del Messico, in una zona non argillosa. Come rivestimento di prima fase e finale vennero messi in opera per ciascun anello tre conci di calcestruzzo espanso di 80 cm di larghezza e 25 cm di spessore (figura 2). Il diametro esterno del rivestimento era di 900 cm.

Il progetto del secondo scudo, avente un diametro esterno di 624 cm (figura 3), fu utilizzato per lo scavo

di alcuni tratti della condotta di drenaggio "Central Interceptor" di Città del Messico, totalizzando quasi 16 km.

Per tale operazione, furono fabbricati localmente una mezza dozzina di questi scudi, e poi messi in funzione con successo. Il rivestimento di prima fase per quelle gallerie misurava 610 cm di diametro esterno e comprendeva undici conci, più un concio di chiave per anello di 75 cm di larghezza e 25 cm di spessore. Il rivestimento finale di cemento armato

di 30 cm di spessore era gettato in opera. Si lasciava così libero un diametro interno di 500 cm.

Tali scudi lavorarono sia in zone argillose sia in zone non argillose. Per stabilizzare il fronte nelle zone argillose, veniva utilizzato un sistema ausiliario di aria compressa (figura 4).

Il sistema ad aria compressa applicava pressioni massime di circa 127 kPa (considerato un valore limite per Città del Messico) e comprendeva due blocchi (uno per il personale e uno per lo smarino), montati su una paratia di pressione montata all'interno della galleria, e un impianto di aria compressa respirabile posto in superficie, vicino all'ingresso del pozzo.





Tali scudi a fronte aperto fornivano un modo molto interessante per vedere in dettaglio il profilo stratigrafico dei terreni argillosi lacustri, dove talvolta si sono ritrovate ossa di elefanti estinti così come pezzi di tronchi o rami d'albero. Un campione prelevato a 22 m sotto la superficie, somigliante a un ramo d'albero, fu inviato al Laboratorio di Isotopi Teledyne (1980), e con la tecnica del radiocarbonio si determinò per esso un'età di 25.280 +/-750 anni.

Tra gli anni 1972 e 1986, questo tipo di scudi, con diametro di 624 cm, hanno scavato circa 15,7 km di gallerie per il DDS, il 55% dei quali in terreni argillosi soffici, utilizzando aria compressa per stabilizzare il fronte. La produzione media mensile raggiunse i 116 m senza aria compressa, e i 98 m utilizzando questo sistema ausiliario.



4. ESPERIENZE ATTUALI

Poiché la resistenza alla compressione monoassiale del sottosuolo argilloso ha valori piuttosto bassi in alcune zone della Città, ad esempio meno di 50 kPa, il valore della pressione dell'aria necessaria per la stabilizzazione, supera i 127 kPa, che è considerato un valore limite sia dal punto di vista della salute umana sia dal punto di vista economico. Quindi, per costruire gallerie in tali zone di argilla molto soffice fu intrapresa una ricerca per nuove modalità di tunnelling e, alla fine del decennio degli anni Settanta, un gruppo di progettisti internazionale, integrato da aziende americane, messicane e giapponesi, progettò uno scudo a fanghi bentonitici da 624 cm di diametro, adatto per lavorare nei terreni argillosi da soffici a molto soffici di Città del Messico.

4. SISTEMA AD ARIA COMPRESSA USATO A CITTÀ DEL MESSICO

5. SCUDO A FANGHI (DIAMETRO ESTERNO 400 CM)

4.1 Gli scudi a fanghi

A seguito delle esperienze molto interessanti ottenute nel corso del progetto sopra menzionato, nel 1984, uno scudo a fanghi di 400 centimetri di diametro esterno (figura 5), pro-

dotto in Giappone dalla società Okumura, compì con grande successo la sua prima prestazione di tunneling: una galleria fognaria di $5,3\,\mathrm{km}$ di lunghezza ad una profondità intermedia di $12\,\mathrm{m}$.

Il rivestimento di prima fase per quel tunnel fu concepito secondo il concetto degli anelli costituiti da conci di calcestruzzo normali e correttivi. Esso aveva un diametro esterno di 385 cm. Ciascun anello, di 100 cm di larghezza e 17,5 cm di spessore, era costituito da cinque conci, più un concio di chiave. Il rivestimento finale era costituito da cemento armato gettato in posto di 15 cm di spessore, che lasciava così libero un diametro interno finale di 320 cm. Vale la pena dire che il suolo argilloso bentonitico naturale di Città del Messico fu utilizzato per costituire il fango necessario per il sistema di circolazione. A tal fine si dovette aggiungere

acqua per un tasso in peso di una parte per ogni parte di terra scavata. La rimozione del fango veniva effettuata mediante pompa a centrifuga.

A seguito di questa esperienza di grande successo, le autorità cittadine nel 1987 acquistarono due ulteriori scudi a fanghi di 624 cm di diametro, pure essi prodotti in Giappone dalla ditta Okumura, allo scopo di scavare il resto dei tunnel intercettori del DDS di Città del Mes-



174 | 30 A

30 ANNI DI ROCKSOIL

6. SCUDO EPB (DIAMETRO ESTERNO 630 CENTIMETRI)

sico, nelle zone delle argille più soffici. Ancora, il rivestimento di prima fase fu progettato secondo il concetto degli anelli di conci di calcestruzzo normale e correttivo, di 610 cm di diametro. Ciascun anello, di 100 cm di larghezza e 25 cm di spessore, era costituito da cinque conci, più un concio chiave. Il rivestimento finale era costituito da cemento armato gettato in posto di 30 cm di spessore, che lasciava libero un diametro finale interno di 500 cm. Tra gli anni 1984 e 2006, quegli scudi a fanghi, con diametri di 400 e 624 centimetri, hanno scavato quasi 60 km di gallerie, principalmente per il DDS. La produzione media mensile ha quasi raggiunto i 360 m.

4.2 Gli scudi EPB

Un sottoprodotto sfavorevole degli scudi a fanghi è il liquido / effluente fangoso che deve essere riciclato in impianti di trattamento e separazione di grandi dimensioni, prima di essere inviato a un sito di smaltimento.

Gli scudi EPB, producono un effluente più "solido", che non ha bisogno di impianti di trattamento di grandi dimensioni, ed è più rispettoso dell'ambiente.

Per questo motivo, quando nel 2007 si rese indispensabile realizzare una nuova condotta sotterranea di drenaggio lunga 6,7 km, in sostituzione di un canale aperto in superficie, per eseguire lo scavo fu scelto uno scudo EPB di 630 centimetri di diametro esterno (figura 6), prodotto dalla società tedesca Herrenknecht. Il rivestimento di prima fase per quel tunnel fu concepito secondo il concetto dell'anello universale di 610 cm di diametro esterno. Ciascun anello, di 150 cm di larghezza e 25 cm di spessore, era costituito da cinque conci, più un concio chiave. Il rivestimento finale era costituito da cemento armato gettato in posto di 30 cm di spessore, che lasciava libero un diametro finale interno di 500 cm.

Final to the state of the state

La rimozione del marino argilloso veniva effettuata da due pompe a pistoni che espellevano il materiale scavato direttamente in superficie, dove veniva caricato su camion e inviato all'area di smaltimento.

L'alto contenuto d'acqua del terreno argilloso non è sufficiente per renderlo "pompabile a pistoni", quindi una piccola quantità di acqua, circa un decimo del peso del terreno, veniva aggiunta a tale scopo.

Tra gli anni 2007 e 2009 quello scudo ha scavato i 6,7 km della galleria di drenaggio in una zona molto complessa dal punto di vista geotecnico, il che causò forti ritardi sulla realizzazione del progetto. Tuttavia, la produzione massima mensile, in una zona dal punto di vista geotecnico più favorevole, raggiunse i 685 m.

5. LE LEZIONI APPRESE

Durante i quasi 50 anni di esperienza di tunnelling sviluppata nel sottosuolo argilloso molto soffice di Città del Messico e zone circostanti, sono state apprese molte lezioni, che progressivamente hanno migliorato il modo di scavare le gallerie nella zona, migliorando sicurezza e velocità.

Numerose incertezze, riguardanti le caratteristiche geotecniche del sottosuolo di Città del Messico e il suo comportamento particolare, hanno richiesto di essere individuate, studiate e risolte per ottenere soluzioni adeguate per i futuri progetti.

Sono presenti anche alcuni fattori vantaggiosi, come la natura bentonitica del terreno argilloso con alto contenuto di acqua, che sono stati favorevolmente messi a frutto operando con gli scudi a fanghi e il condizionamento relativamente facile del terreno argilloso naturale, con l'aggiunta di una piccola quantità di acqua per renderlo pompabile a pistoni.

Nei paragrafi seguenti, si presentano le principali incertezze associate alle opere di tunnel nel sottosuolo argilloso soffice di Città del Messico.

7. AUMENTO DELLA PRESSIONE VERTICALE SUL RIVESTIMENTO CAUSATA DAI FENOMENI DI SUBSIDENZA GENERALE

8. DECOMPRESSIONE DEL RIVESTIMENTO, CAUSATA DALLA IMPROVVISA COMPARSA DI INCRINATURE

5.1 Fenomeni di subsidenza generale

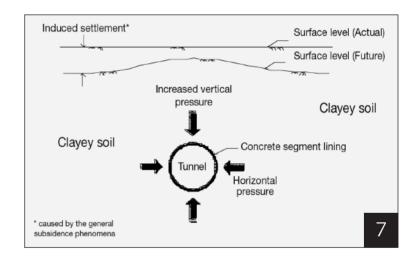
Questo fenomeno sfavorevole, che causa un progressivo cedimento della superficie della città (figura 7), può indurre anche spostamenti differenziali tra gli strati intermedi. Questi devono essere presi in considerazione durante l'analisi e la progettazione dei rivestimenti di prima fase e definitivo di una galleria che debba attraversarli.

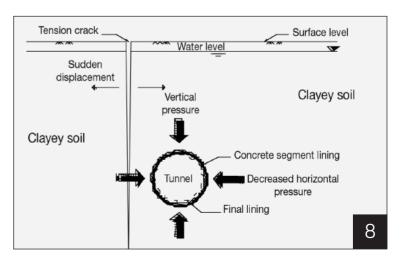
In alcuni casi, il rivestimento di prima fase, formato da conci di calcestruzzo, riceverà l'aiuto favorevole di un rivestimento definitivo, per resistere alle sollecitazioni indotte da detti spostamenti differenziali. Se il rivestimento di prima fase è anche quello finale, il problema del rafforzamento è più difficile da risolvere. In entrambi i casi, il progetto dovrebbe prendere in considerazione l'ammontare complessivo degli spostamenti differenziali che possono verificarsi durante il periodo di vita della galleria.

5.2 L'improvvisa comparsa di fratture di trazione

Questo fenomeno, che si verifica all'interno delle zone non urbanizzate che circondano Città del Messico (figura 8), può provocare un'indesiderata decompressione laterale progressiva del rivestimento di prima fase, tale da indurre ampie deformazioni diametrali, dell'ordine del 3% o più del diametro originale della galleria.

Per risolvere questo problema, è necessario aumentare la rigidità dei segmenti di cemento, e le loro arti-





JUAN J. SCHMITTER

176 30 ANNI DI ROCKSOIL

colazioni corrispondenti. Per arrestare l'indesiderabile deformazione progressiva del rivestimento si può progettare la posa di un rivestimento finale.

6. PROGETTI DI TUNNELLING IN CORSO

Oggi, sono attualmente in costruzione in Città del Messico e dintorni due grandi progetti di gallerie mediante scudo: l'Eastern Outfall, che prevede un tunnel lungo quasi 62 km avente un diametro interno finale di 700 cm, e la tratta sotterranea della linea 12 della metropolitana di Città del Messico, di 7,7 chilometri di lunghezza, che avrà un diametro interno utile di 911 cm.

6.1. Eastern Outfall

Per lo scavo del tunnel saranno utilizzati sei scudi EPB, tre del costruttore tedesco Herrenknecht e tre di quello americano/giapponese Robbins/Mitsubishi. Ogni scudo scaverà quasi 10 km. Per lo scavo di questa galleria sarà necessario costruire ventitrè pozzi e un portale. La profondità del tunnel in corrispondenza dell'asse sarà dell'ordine di 19 m presso il pozzo d'ingresso e di più di 100 m presso il portale di uscita.

Nella zona poco profonda, il rivestimento di prima fase per il tunnel lungo è stato progettato secondo il concetto dell'anello universale, ed avrà un diametro esterno di 840 cm. Ogni anello sarà costituito da sei conci più il concio chiave, di 150 cm di larghezza e 35 cm di spessore. Il rivestimento finale sarà di cemento armato gettato in opera, di 35 cm di spessore, che lascerà un diametro interno utile di 700 cm. Nelle zone più profonde della galleria lo spessore dei conci di calcestruzzo sarà di 40 cm.

6.2. Tratta sotterranea della linea 12 della metropolitana

Per lo scavo di questo tunnel lungo 7,7 km sarà utilizzato uno scudo EPB di 1019 cm di diametro esterno, realizzato dal produttore tedesco Herrenknecht.

La profondità media del tunnel in corrispondenza dell'asse sarà dell'ordine di 14 m. Il rivestimento di prima fase è stato progettato secondo il concetto dell'anello universale. Avrà un diametro esterno di 991 cm e sarà costituito da sette conci per anello più il concio chiave, ciascuno di 150 cm di larghezza e 35 cm di spessore. In alcune zone il rivestimento di prima fase sarà anche definitivo.

BIBLIOGRAFIA

CHASE, A., 1973. Diverse comunicazioni orali e scritte.

CRAVIOTO, M. & VILLAREAL, E., 1969. Recent experience in the construction of tunnels and shafts in the city of Mexico. Contributo al 7° Congresso ICSMFE. México, D.F.

JUÁREZ BADILLO, E. 1959. Teoría de grietas en tensión. Primer Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. México, D.F.

MARSAL, R.J. AND MAZARI, M. 1959. El subsuelo de la Ciudad de México. Contributo dell'Instituto de ingeniería de la UNAM, al Primer Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. México., D.F.

MOOSER, F., 1978. Geología del relleno cuaternario de la cuenca de México. El subsuelo y la Ingeniería de Cimentaciones en el área urbana del Valle de México, p, 9-13. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. México.

TELEDYNE ISOTOPES, NEW JERSEY. 1980. Sample number 1-11, 788. Determination of age, by the Radiocarbon method.

SCHMITTER, J.J. 1992. Compressed air and slurry shield tunneling, at Mexico City. Proceedings of the International Congress, Towards New Worlds in Tunneling, A.A Balkema / Rotterdam / Brookfield.

ZEEVAERT, L. 1972. Foundation engineering for difficult subsoil conditions. Van Nostrand Reinhold Company.



È un enorme piacere aver potuto trascorrere un'intera giornata insieme ad amici e colleghi per celebrare i 30 anni di Rocksoil. Vi sarete certamente accorti che non è stata una semplice festa organizzata per prendere atto del tempo trascorso, ma è stata una giornata dedicata ad una riflessione tecnico-scientifica sul reale apporto del nostro Studio di ingegneria in tema di approccio progettuale delle opere in sotterraneo rife-



ribile all'ultimo trentennio. Avere assistito oggi ad una serie di interventi dei più importanti rappresentanti del mondo del tunnelling mi ha nuovamente confermato come l'approccio progettuale da noi sviluppato in questi anni sia realmente all'avanquardia e come possa rappresentare materiale di studio per gli addetti ai lavori di tutto il mondo. Il nostro patrimonio culturale è il frutto di 30 anni di lavoro con più di 800 km di gallerie progettate in ogni condizione tenso-deformativa, grazie alla specializzazione ed al lavoro di tutti noi! A questo proposito tengo a sottolineare che quando in Rocksoil si parla di km di gallerie progettate, questi km sono sempre riferiti a lavori realizzati poi con successo anche nelle situazioni tenso-deformative più estreme, quindi in definitiva si parla di sostanza e non di studi di fattibilità o progetti preliminari che rimangono dei semplici tracciolini sulla carta. I nostri progetti infatti, che nascono per tenere conto delle esigenze del cantiere e delle amministrazioni, sono frutto della nostra professionalità tecnico-scientifica che si basa sullo studio e sul rispetto degli equilibri presenti in natura. Questo modo di operare ci contraddistingue da ogni altro studio di ingegneria operante nel settore ed è il motivo per cui ancora oggi i nostri Clienti preferiscono chiamarci per studiare, con il nostro supporto, le più importanti opere di ingegneria che si realizzano in Italia e nel mondo.

Sono convinto che proprio questo nostro patrimonio ci permetterà di essere qui per altri 30 anni, nella speranza con tutti voi e con molti altri futuri collaboratori, che potrebbero essere anche i vostri figli... di festeggiare il 60mo compleanno!

Giuseppe Lunardi

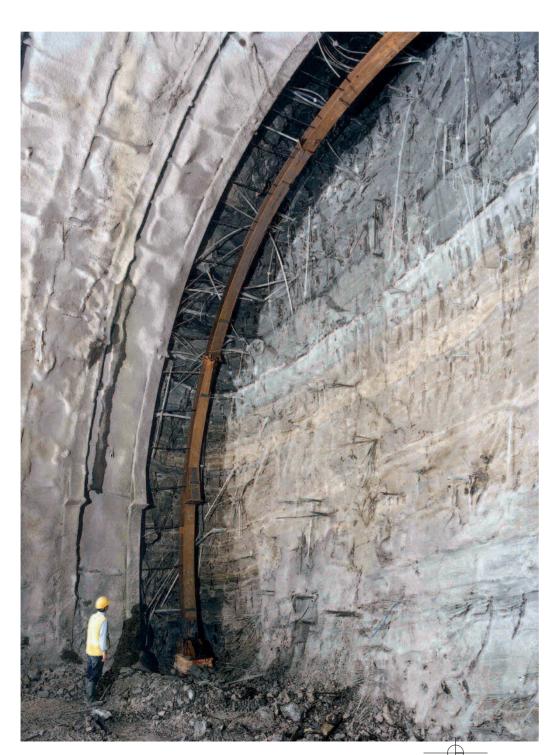


- JET-GROUTING sub-orizzontale e sub-verticale
- PRETAGLIO MECCANICO a piena sezione
- "METODO RS" del cunicolo pilota
- RINFORZO DEL NUCLEO-FRONTE con armature di vetroresina
- ARCO CELLULARE
- PROTESI per gallerie corticali
- METODO "NAZZANO" per allargare le gallerie senza interruzione di traffico

2° PARTE LETECNOLOGIE

INTRODUZIONE

Le nuove tecnologie messe a punto dalla Rocksoil S.p.A. nell'ambito dell'approccio progettuale e costrutivo dell'Analisi delle Deformazioni Controllate nelle Rocce e nei Suoli (ADECO-RS)



Come ha notato il Prof. Fulvio Tonon nella relazione pubblicata nella prima parte di questo libro, le nuove tecnologie ideate e progettate dal Prof. Ing. Pietro Lunardi e introdotte dalla Rocksoil S.p.A. nel mondo del tunnelling hanno dato attuazione al sogno di Rabcewicz: scavare le gallerie sempre a piena sezione, anche e soprattutto nelle condizioni tensodeformative più difficili.

Ma quali sono queste tecnologie?

Si tratta delle tecnologie dette "di precontenimento del cavo", concepite e messe a punto in Italia, nei primi anni 1980 come naturale conseguenza di un'approfondita ricerca teorica e sperimentale sviluppata dalla Rocksoil S.p.A. sotto la guida del Prof. Ing. Pietro Lunardi. Al contrario di come era stato esclusivamente considerato sino a quel momento, la ricerca aveva focalizzato per la prima volta l'attenzione sulla risposta deformativa che si sviluppa in galleria in tutte le sue componenti (estrusione, preconvergenza e convergenza) e non solo in quella nel piano trasversale alla direzione dell'avanzamento (convergenza).

L'ADECO-RS, attraverso l'impiego di tali tecnologie d'intervento operate entro un coerente quadro teorico-sperimentale, ha mostrato di poter superare le

SCORCIO DEL FRONTE CONSOLIDATO CON ARMATURE DI VETRORESINA GALLERIA TARTAIGUILLE - FRANCIA $\varnothing = \backsim 15.30 \text{ M}$ TERRENO: ARGILLA COPERTURA MAX: $\backsim 110 \text{ M}$

limitazioni degli approcci precedenti rendendo finalmente possibile l'industrializzazione degli scavi (prevedibilità di tempi e costi di costruzione) indipendentemente dai tipi di terreno e di situazioni tenso-deformative da affrontare. Ciò ha prodotto, nel campo del tunnelling, un salto scientifico e tecnologico simile a quello che si verificò agli inizi del 1900 con l'introduzione delle tecniche di semplice contenimento del cavo quali lo spritz-beton, le centine e gli ancoraggi d'acciaio, consentendo di affrontare con successo situazioni di scavo tradizionale che prima sarebbero risultate proibitive.

L'esperienza maturata dalla Rocksoil S.p.A. con la realizzazione, avvenuta nel sostanziale rispetto dei

tempi e dei costi preventivati, di importanti opere, tra cui quella eccezionale, qual è stata per vastità, eterogeneità e difficoltà di situazioni affrontate l'attraversamento appenninico della nuova linea ferroviaria ad alta velocità/capacità tra Bologna e Firenze, dimostra infatti che l'obiettivo dell'industrializzazione del tunnelling è finalmente possibile anche in condizioni tenso-deformative difficili e anche allorquando non sia possibile ricorrere alle TBM. Occorre però che le nuove tecnologie che Rabcewicz sognava siano utilizzate e applicate in maniera adeguata, nel quadro di approcci progettuali e costruttivi come l'ADECO-RS, coerenti con i principi da cui trassero la loro origine.

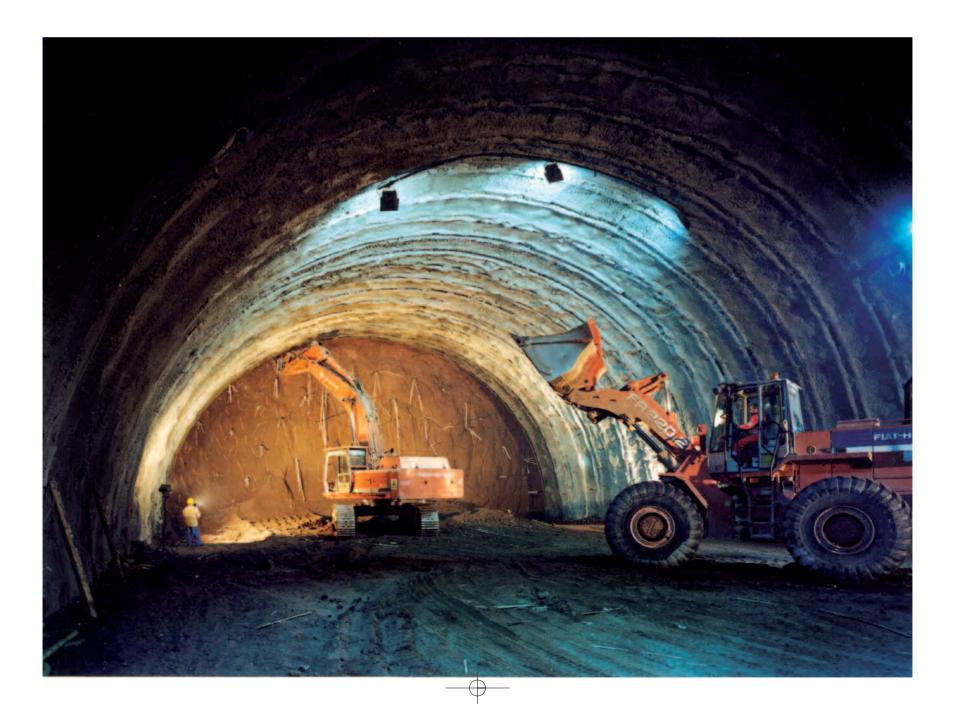
GALLERIA APPIA ANTICA

ROMA, GRANDE RACCORDO ANULARE

Ø = 20,65 M

TERRENO: PIROCLASTITI GRANULARI
COPERTURA:

✓ 4 M





GALLERIA APPIA ANTICA

ROMA, GRANDE RACCORDO ANULARE $\emptyset = 20,65 \text{ M}$ TERRENO: PIROCLASTITI GRANULARI

COPERTURA: $\backsim 4 \text{ M}$

Solo in questo modo è possibile trattare in maniera programmata tutte quelle situazioni di scavo in galleria non affrontabili, o affrontabili con grande difficoltà, con i modi di procedere tradizionali, a causa degli ingenti fenomeni deformativi che s'innescherebbero al fronte e al contorno del cavo.

Sulla base di queste considerazioni, si è ritenuto adeguato dedicare la seconda parte di questo libro

alle nuove tecnologie di precontenimento proposte nell'arco degli anni dal Prof. Ing. Pietro Lunardi, evidenziando il loro corretto inquadramento nell'ambito dell'approccio ADECO-RS.

Il precontenimento del cavo, infatti, può essere realizzato mediante diversi tipi d'interventi, in funzione del tipo di terreno (consistenza naturale), degli stati tensionali in gioco, della presenza di acqua.





Per l'azione ch'essi svolgono a monte del fronte di scavo (mirata a impedire il detensionamento dell'ammasso e a conservare la tensione principale minore σ_3 su valori maggiori di zero) tali interventi sono detti anche "interventi conservativi", e in particolare:

- ▶ interventi conservativi di protezione del nucleofronte, quando producono la canalizzazione delle tensioni all'esterno del nucleo d'avanzamento stesso, svolgendo appunto un'azione protettiva, che ne garantisce la conservazione delle caratteristiche naturali di resistenza e deformabilità (es.: gusci di terreno consolidato mediante jet-grouting sub-orizzontale, gusci di betoncino fibrorinforzato o calcestruzzo ottenuti in avanzamento rispettivamente mediante pretaglio meccanico o pretunnel, protesi, ecc.);
- ▶ interventi conservativi di rinforzo del nucleo-fronte, quando agiscono direttamente sulla consistenza del nucleo d'avanzamento stesso migliorandone le caratteristiche naturali di resistenza al taglio e deformabilità attraverso opportune tecniche di consolidamento (es.: consolidamento del nucleo mediante elementi strutturali di vetroresina, jet-grouting orizzontale nel nucleo-fronte, ecc.).

È importante tener conto che questi interventi sono e devono essere considerati complementari agli interventi tradizionali di semplice contenimento del fronte e del cavo, in quanto la loro efficacia è subordinata alla continuità e regolarità del passaggio che si realizza dall'azione di precontenimento del cavo (a monte del fronte di scavo) a quella di contenimento del cavo (a valle del fronte di scavo). In particolare, essi si accompagnano sempre col getto dell'arco rovescio al fronte di scavo e alla sagomatura concava del fronte stesso.

Di ciascuna tecnologia, dopo averne descritto le caratteristiche e le fasi di messa in opera, si illustreranno i principali lavori in cui ha trovato applicazione, mostrando fotografie, schemi progettuali e sezioni tipo adottate. Si fornirà quindi una bibliografia di riferimento utile per chiunque desideri approfondire l'argomento.

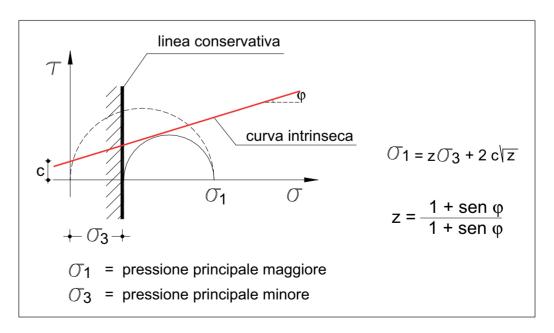
METROPOLITANA DI GENOVA

IMBOCCO GALLERIA LATO BRIGNOLE E FRONTE DI SCAVO GALLERIA DI STAZIONE "CORVETTO"

 \varnothing LINEA = \backsim 9 M \varnothing STAZIONE = \backsim 17 M TERRENO: MARNE COPERTURA: \backsim 10 M

LINEA CONSERVATIVA

L'AZIONE PRODOTTA SUL MEZZO DAGLI INTERVENTI "CONSERVATIVI" È RAPPRESENTATA SUL PIANO DI MOHR DALLA "LINEA CONSERVATIVA"



184

30 ANNI DI ROCKSOIL

1982

JET-GROUTING

La tecnologia jet-grouting interpretata e valorizzata da Rocksoil

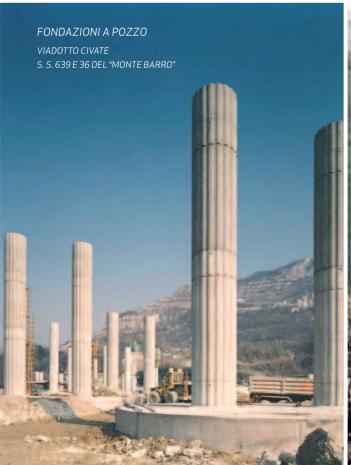
Applicata per la prima volta in campo civile in Pakistan dalla Soc. Cementation nel 1950 circa e successivamente ripresa dai giapponesi, il jet-grouting ha riscosso rapidamente grande successo a partire dagli anni 1980, trovando largo impiego in molti campi dell'ingegneria civile.

Gran parte del merito della travolgente affermazione è attribuibile senza ombra di dubbio all'intensa ricerca intrapresa e portata avanti a partire dal 1982 dal Prof. Ing. Pietro Lunardi, che avendone intuite le enormi potenzialità, introdusse attraverso la Rocksoil la nuova

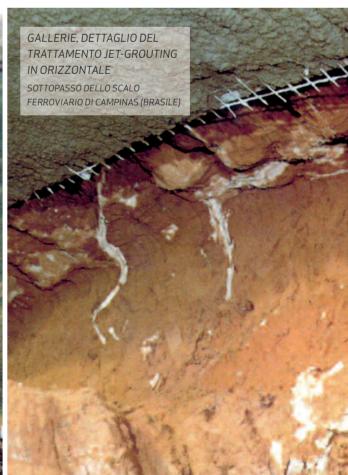
tecnologia in Italia impegnandosi intensamente nello studio e nella messa a punto di schemi progettuali atti a valorizzarne le caratteristiche peculiari e applicabili ai diversi tipi di opere d'ingegneria civile.

In particolare ci si impegnò sia dal lato della messa a punto delle attrezzature e delle tecniche d'iniezione, sviluppando una proficua collaborazione con alcune piccole imprese specializzate allora emergenti, sia dal lato dello sviluppo di schemi progettuali specifici per opere di fondazione, opere di contenimento e di stabilizzazione dei versanti, opere in sotterraneo, ecc.

APPLICAZIONI DEL JET-GROUTING









Particolare attenzione fu dedicata anche allo sviluppo di metodologie di calcolo applicabili al dimensionamento e alla verifica delle strutture di terreno consolidato ottenibili con la nuova tecnologia, nonché alla messa a punto dei controlli indispensabili per poter riscontrare efficacemente la rispondenza di quanto realizzato alle assunzioni progettuali. Il jet-grouting, che consiste nell'iniettare nel terreno

da trattare, attraverso ugelli di sezione opportuna, volumi controllati di miscela cementizia ad altissima pressione (da 300 a 600 bar), può essere eseguito con tre diverse metodologie, le prime due perfezionate in Italia, la terza di origine giapponese:

- ▶ iniezione di sola miscela (sistema monofluido);
- ▶ iniezione di aria e miscela (sistema bifluido);
- ▶ iniezione di aria, acqua e miscela (sistema trifluido).

I CAMPI PROVA JET-GROUTING
IL PRODOTTO DEL CONSOLIDAMENTO

JET-GROUNTING

1. FASI D'ESECUZIONE **DEL JET-GROUTING**

A differenza delle iniezioni tradizionali, che si basano principalmente sulla permeazione e impregnazione di fluidi e quindi limitate dalla capacità del terreno di assorbire e talvolta operativamente difficili da controllare, il jet-grouting si basa principalmente sull'idrofratturazione (claquage), la quale, disgregando il terreno grazie all'azione meccanica del getto del fluido ad altissima pressione e velocità, lo mescola, lo compatta e lo consolida in un intorno ben definito.

Le operazioni necessarie per l'esecuzione del jetgrouting monofluido e bifluido, che sono i sistemi più largamente usati, si articolano principalmente in due fasi (figura 1):

▶ fase di andata o perforazione, in cui s'inserisce nel terreno la batteria d'aste, munita della valvola porta ugelli, fino alla profondità di trattamento richiesta dal progetto;

▶ fase di ritorno o di estrazione, in cui la batteria Fase di andata: Fase di ritorno: perforazione estrazione con iniezione

d'aste viene estratta a velocità di risalita e angolare programmate mentre nel contempo si effettua l'iniezione della miscela attraverso gli ugelli.

Operando sui parametri pressione, velocità di risalita e di rotazione della batteria di aste, nonché sul numero e sezione degli ugelli, è possibile ottenere volumi di terreno consolidato della forma e delle dimensioni volute.

A seguito del trattamento, le caratteristiche meccaniche del terreno interessato risultano incrementate fino a raggiungere valori di permeabilità e resistenza confrontabili con quelli di un calcestruzzo.

LA RICERCA E LA SPERIMENTAZIONE

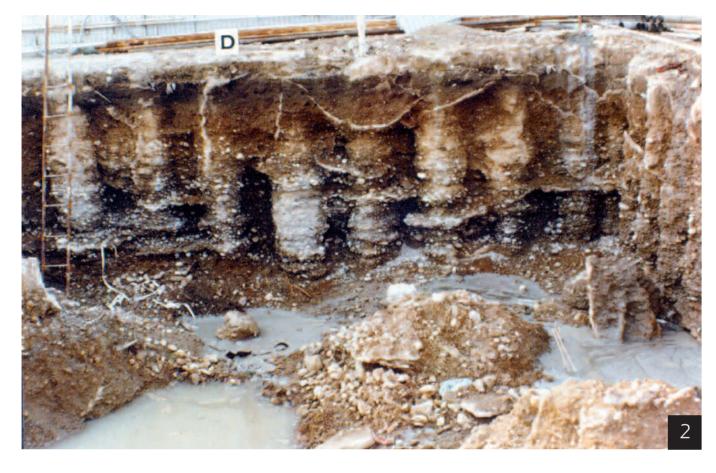
Ouando la Rocksoil la introdusse in Italia, non erano chiare le reali potenzialità della tecnologia jet-grouting. Le incertezze riguardavano soprattutto:

- ▶ i tipi di terreno in cui poteva essere realmente applicata con buoni risultati;
- le caratteristiche geometriche e geomeccaniche dei volumi di terreno trattato ottenibili in funzione dei diversi parametri operativi;
- ▶ l'affidabilità del trattamento e le possibilità di verifica della sua omogeneità.

A questo si aggiungeva la totale mancanza di esperienze, schemi progettuali, parametri e modelli di calcolo cui riferirsi per progettare gli interventi da realizzare con essa.

Per dare risposta alle incertezze e colmare le lacune, la Rocksoil s'impegnò in un'intensa attività di ricerca sviluppata su più livelli:

- ▶ un livello a carattere più sperimentale, per individuare quali indagini preliminari eseguire sul terreno per valutare la fattibilità del trattamento jet grouting e orientare la scelta del tipo di miscela e dei parametri operativi da utilizzare;
- ▶ un livello a carattere più teorico, per la messa a punto di modelli di calcolo matematico adatti allo studio dell'evoluzione tensionale e deformativa all'interno dei volumi di terreno trattato e nel terreno naturale circostante:
- ▶ un livello essenzialmente pratico per individuare i sistemi di controllo più adeguati a garantire l'avvenuta buona esecuzione del trattamento di consolidamento:



2. I CAMPI PROVA JET-GROUTING

METROPOLITANA DI MILANO, LINEA 1 POZZO SAN GIOVANNI, 1980

3. PROVE DI CONTROLLO MEDIANTE CAROTAGGIO SONICO

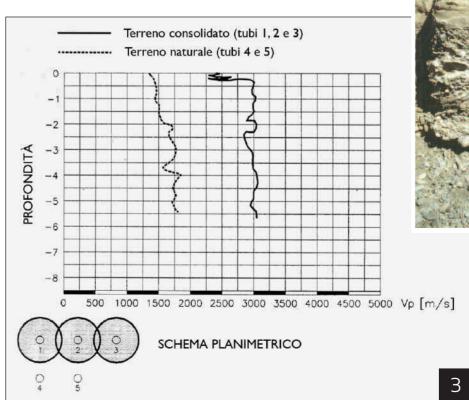
PONTE TARO (PR), 1982

▶ un livello prettamente ingegneristico per concepire e mettere a punto schemi progettuali originali, atti a trarre i massimi vantaggi dalle caratteristiche peculiari del sistema.

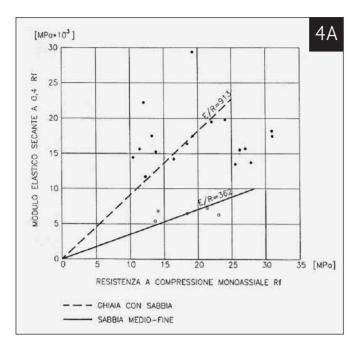
I CAMPI PROVA

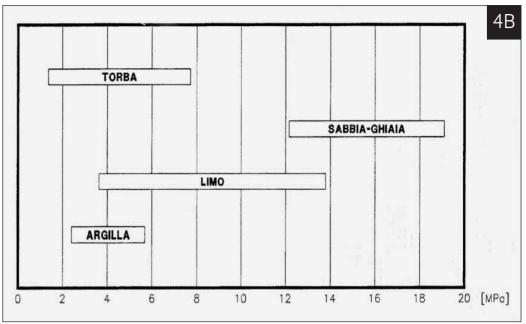
Nell'ambito della ricerca e della sperimentazione vale la pena ricordare l'importanza che hanno avuto i campi prova.

Eseguiti in siti adatti, generalmente adiacenti a quello dove si sarebbero realizzati gli interventi, non solo si sono rivelati insostituibili per trarre indicazioni pratiche e immediatamente spendibili ai fini della scelta del tipo di miscela e dei parametri operativi da adottare, ma hanno costituito sicuramente il più valido strumento conoscitivo della nuova tecnologia, contribuendo ad eliminare progressivamente le incertezze e le lacune che ancora si avevano al riguardo.



JET-GROUNTING





4A E 4B. RESISTENZE A
COMPRESSIONE
MONOASSIALE DEL JETGROUTING APPLICATO NEI
DIVERSI TIPI DI TERRENO

Essi consistevano nell'esecuzione di un certo numero di trattamenti di prova, disposti secondo geometrie scelte in funzione di quelle previste dal progetto di consolidamento da realizzare (figura 2). Per ogni trattamento o gruppo di trattamenti, si variavano i parametri operativi in modo da poter scegliere in seguito le combinazioni più appropriate in funzione dei risultati ottenuti.

A prove ultimate sul terreno trattato si eseguivano: • prove di controllo mediante carotaggio sonico (figura 3), per valutare, livello per livello, la qualità meccanica del terreno consolidato;

- ▶ esami diretti del prodotto del trattamento, previa scopertura e messa a nudo dello stesso, per verificarne visivamente le dimensioni geometriche, la continuità strutturale e l'eventuale compenetrazione;
- ▶ prove distruttive su carote prelevate nel materiale trattato, in diverse direzioni, per valutare con prove di laboratorio i parametri geomeccanici (resistenza e deformabilità) ottenuti.

Dall'analisi dei risultati osservati in innumerevoli campi prova realizzati stato possibile caratterizzare attendibilmente la nuova tecnologia sia per quanto riguarda l'applicabilità nei diversi tipi di terreno, sia per quanto attiene alle caratteristiche geomeccaniche ottenibili col trattamento (figura 4).

INNOVAZIONI

Nel corso degli anni sono stati compiuti notevoli progressi nell'uso della tecnologia jet-grouting. Questi progressi si sono registrati sia in fatto di attrezzature, di tecnica esecutiva e di studi sulle miscele, sia nella messa a punto di schemi progettuali originali, adatti ad essa.

Per quanto riguarda i progressi tecnologici, la ricerca si è concentrata principalmente sulla meccanica pompante, sulla sperimentazione di circuiti ad alta pressione e sullo studio di geometrie di ugelli idonee per:

- ▶ aumentare il potere dirompente del getto al fine di ottenere raggi d'azione più elevati;
- ► consentire l'aggiunta d'inerte sabbioso nella miscela consolidante al fine di ottenere strutture consolidate più resistenti;
- ▶ consentire l'esecuzione dell'iniezione contemporaneamente alla perforazione;
- ridurre o eliminare gli effetti di riflessione che normalmente si verificano per ridotte velocità di estrazione e rotazione delle aste.

A questo proposito si segnala l'odierna possibilità di ottenere, con un'unica perforazione, volumi di trattamento non solo di forma colonnare, ma anche veri e propri diaframmi di terreno consolidato in posto.

Meritano una menzione anche i risultati ottenuti in

alcune applicazioni in roccia, per creare schermi impermeabili laddove le tradizionali iniezioni a bassa pressione risultano scarsamente efficaci a causa della tendenza della miscela iniettata a sfuggire attraverso le discontinuità senza riempirle sufficientemente.

Per quanto riguarda invece gli schemi progettuali, si distinguerà, per chiarezza espositiva, tra applicazioni di jet-grouting in verticale e applicazioni di jet grouting in orizzontale.

IL JET-GROUTING IN VERTICALE

Dal punto di vista storico, le prime applicazioni della tecnologia jet-grouting, forse anche a causa della forma colonnare del trattamento che richiama quella del palo, sono state quelle in verticale per l'esecuzione di opere di fondazione, sottomurazione e ripristino.

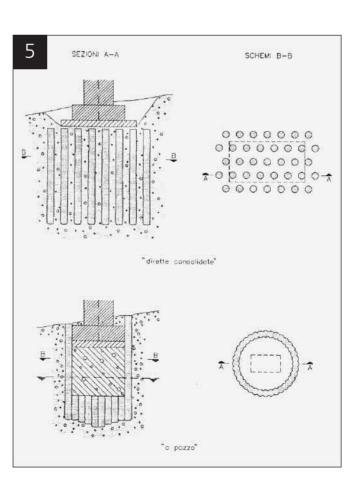
Per quanto riguarda le opere di fondazione, l'apporto della Rocksoil è stato notevole soprattutto per lo studio e la messa a punto di due tipologie innovative di fondazione, basate sulla tecnologia jetgrouting (figura 5):

- ▶ le fondazioni "dirette consolidate", che consistono nel realizzare mediante jet-grouting una serie di colonne di terreno consolidato di diametro e lunghezza appropriati, opportunamente distribuite sotto l'area d'impronta del futuro plinto di fondazione. Si tratta di una tipologia particolarmente idonea in zona sismica, poiché il trasferimento delle sollecitazioni dalla struttura al terreno è assicurato attraverso un graduale passaggio di rigidezze crescenti. Fondazioni di questo tipo furono utilizzate per la prima volta per la realizzazione di alcuni viadotti, presso Bardonecchia (Superstrada del Frejus);
- ▶ le famose fondazioni "a pozzo", largamente impiegate per costruzioni da realizzare su versanti o entro alvei fluviali, in cui la tecnologia jet-grouting è vantaggiosamente impiegata per realizzare una coronella continua sul perimetro del futuro pozzo ed un tappo di fondo, costituiti da colonne compenetrate di terreno consolidato. Il pozzo può così essere scavato lavorando all'asciutto, sotto la protezione della coronella, sino a raggiungere il tappo di fondo e quindi

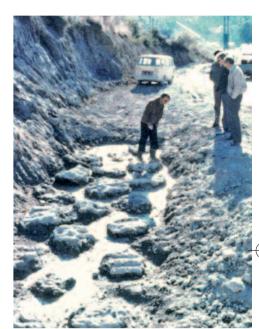
riempito di calcestruzzo sino al piano d'imposta del plinto di fondazione. La prima realizzazione di una fondazione a pozzo sotto falda operata con questo sistema avvenne in Carnia nel 1983, per la costruzione delle fondazioni del ponte ferroviario entro l'alveo alluvionale del Fiume Fella (linea F.S. Udine-Tarvisio). In tema di sottomurazioni e ripristini le soluzioni mediante jet-grouting proposte e realizzate dalla Rocksoil hanno fatto scuola.

La figura 6 mostra lo schema d'intervento utilizzato per la Banca del Monte a Parma nel 1982. In situazioni come queste, in cui si è costretti ad operare a ridosso di antichi edifici in muratura, il jet-grouting, permettendo di controllare il raggio d'azione del getto attraverso i parametri operativi, se correttamente operato consente d'iniettare e consolidare il terreno senza provocare pericolosi sollevamenti delle fondazioni esistenti.

In tema di ripristini, fu eclatante l'intervento di ripristino delle fondazioni in alveo del ponte sul Fiume

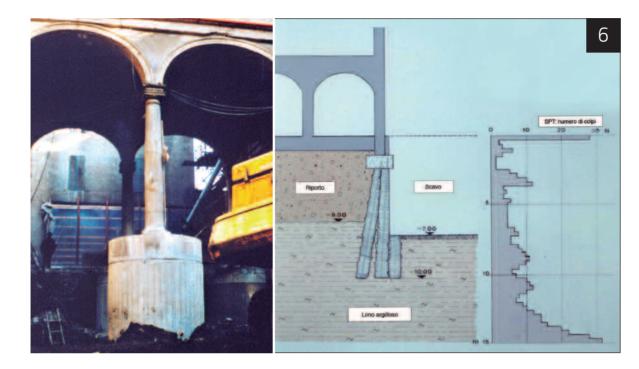


5. JET-GROUTING VERTICALE FONDAZIONI "DIRETTE CONSOLIDATE" E "A POZZO"



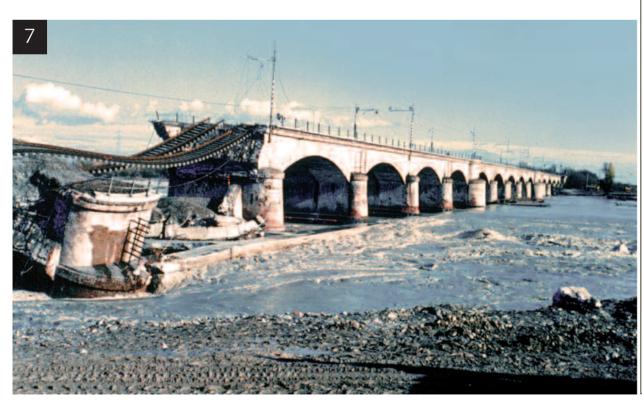


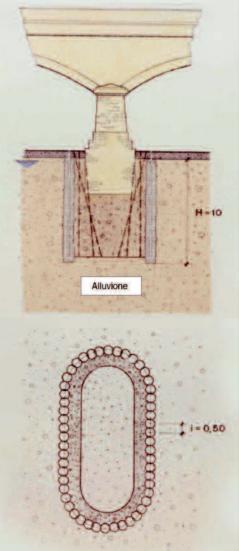
JET-GROUNTING



6. SOTTOFONDAZIONE MEDIANTE JET-GROUTING EDIFICIO DELLA BANCA DEL MONTE DI PARMA

7. INTERVENTO DI RIPRISTINO MEDIANTE JET-GROUTING FONDAZIONI DEL PONTE FERROVIARIO SUL FIUME TARO A PARMA





JET-GROUNTING

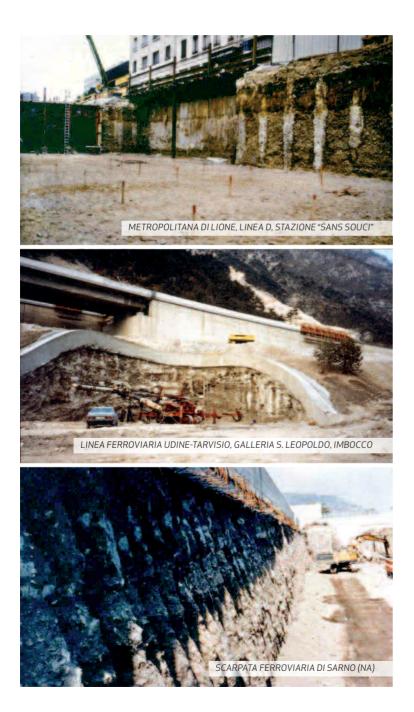
Taro, danneggiate dalla piena eccezionale che nel novembre 1982 aveva provocato il crollo parziale del ponte (figura 7). L'intervento di consolidamento mediante jet-grouting progettato dalla Rocksoil S.p.A. fu duplice, essendo consistito:

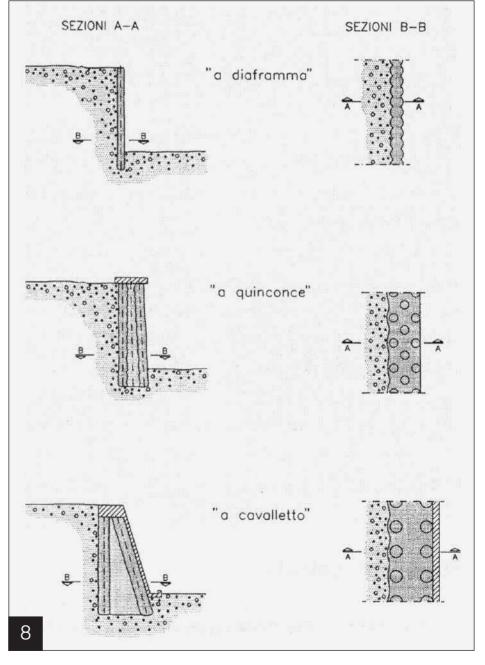
1. nell'esecuzione, al contorno delle fondazioni di ogni pila, di una cintura protettiva continua di colonne jetgrouting di spessore e profondità sufficienti a garantire sia un'efficace azione di contrasto a quella di

scalzamento esercitata dalle acque correnti in alveo e subalveo, sia una significativa azione di contenimento dei fenomeni di decompressione laterale del terreno di fondazione, fondamentale per garantire la conservazione della capacità portante del terreno;

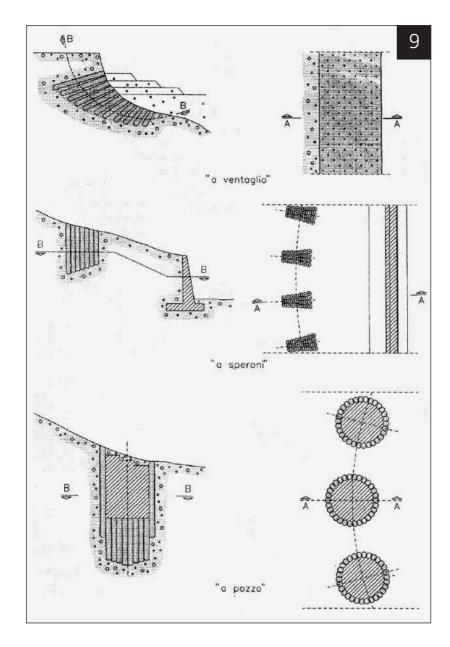
2. nell'esecuzione di un trattamento del terreno, mediante iniezioni tradizionali, all'interno della cintura protettiva, onde ridurne la permeabilità e aumentarne la portanza.

8. JET-GROUTING IN VERTICALE TIPOLOGIE PER OPERE DI SOSTEGNO





JET-GROUNTING



9. JET-GROUTING IN VERTICALE TIPOLOGIE PER LA STABILIZZAZIONE DI VERSANTI

Le opere di contenimento e stabilizzazione di scavi a cielo aperto e trincee sono un altro campo in cui la ricerca della Rocksoil ha prodotto una notevole evoluzione di schemi progettuali (figura 8).

Le prime geometrie realizzate consistevano praticamente in una fila di colonne di terreno consolidato più o meno accostate, eseguite lungo il contorno del futuro scavo. Un tale schema fu proposto dalla Rocksoil e poi utilizzato, ad esempio, a Milano nel 1980 per la costruzione del pozzo di Sesto San Giovanni per l'omonima stazione della linea 1 della metropolitana (prima applicazione assoluta in Italia) e

successivamente a Lione in Francia per proteggere gli scavi a cielo aperto della stazione "Sans Souci" della linea D (nella foto a pag. 191).

Geometrie di questo tipo, pur efficaci per il contenimento provvisiorio di scavi in terreni alluvionali o coesivi, di discrete caratteristiche geomeccaniche, non apparivano però sufficientemente affidabili per protezioni definitive. A tal scopo si misero a punto schemi più complessi, che prevedevano più ordini di colonne disposte a quinconce.

Questa nuova soluzione, grazie agli eccellenti risultati forniti e alla facilità e rapidità realizzaziva, si impose rapidamente soppiantando le tecnologie più tradizionali. Basti ricordare il successo che ha avuto, in accoppiamento con la tecnologia del jet-grouting in orizzontale, nella realizzazione di imbocchi di gallerie in terreni incoerenti o semicoerenti dove, grazie alle ridotte coperture richieste per attaccare la galleria naturale, è possibile minimizzare i volumi di scavo riducendo il rischio d'instabilizzare il versante e ottenendo notevoli vantaggi dal punto di vista paesaggistico-ambientale.

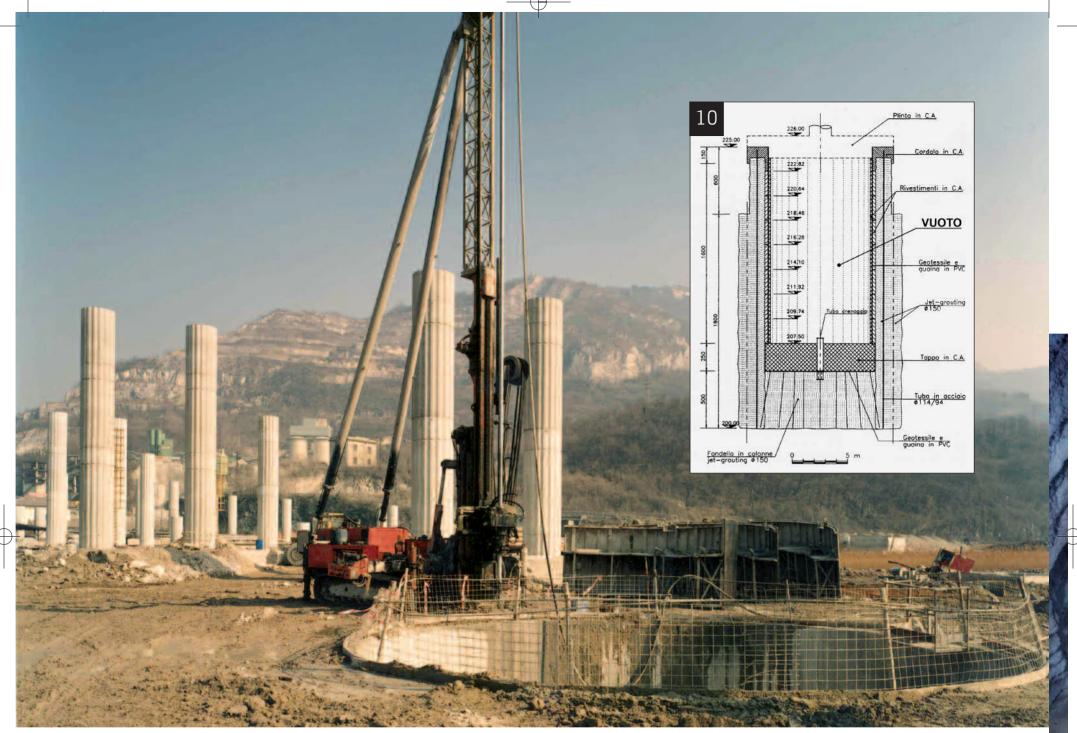
La prima applicazione mondiale per la realizzazione di opere d'imbocco di gallerie avvenne nel 1985 in Carnia, per la realizzazione dell'imbocco T1, lato Pontebba, della galleria S. Leopoldo, sulla linea ferroviaria Udine-Tarvisio (nella foto a pag. 191).

La figura 8 mostra infine lo schema "a cavalletto" che fu adottato a Napoli nel 1986 lungo la scarpata ferroviaria di Sarno.

Esso ha il pregio di far collaborare alla stabilità del sistema anche il terreno imprigionato tra i due ordini di colonne jet-grouting, che in tal modo, oltre a essere consolidato per *claquage*, si trova sempre in condizioni di sollecitazione triassiali.

L'eredità lasciata da Rocksoil con le esperienze maturate in tema di stabilizzazione dei versanti è ricca di soluzioni realizzate impiegando la tecnologia jet-grouting: la figura 9 riassume alcune tipologie caratteristiche. Si va da quella "a ventaglio" al contenimento "a speroni" di terreno consolidato disposti planimetricamente in senso radiale su un arco di circonferenza, per finire con la tipologia "a pozzo", sempre molto efficace.





10. FONDAZIONI A POZZO VIADOTTO CIVATE S. S. 639 E 36 DEL "MONTE BARRO"

La prima fu applicata per la prima volta dalla Rocksoil S.p.A. nel 1982 a Gela, in combinazione con dreni sub-orizzontali. La frana, infatti era innescata dall'erosione prodotta al piede della scarpata naturale dall'acqua di percolazione al contatto col substrato impermeabile. Mentre con i dreni si eliminava la causa del problema, con il consolidamento del terreno ottenuto mediante jet-grouting si raggiunse lo scopo di assicurare un adeguato coefficiente di sicurezza alla stabilità della scarpata, sulla cui sommità erano fondati alcuni edifici.

La tipologia "a speroni" fu adottata per la prima volta dalla Rocksoil S.p.A. nel 1984 in Val Topina, per contenere la frana di una coltre detritica limosa che si era prodotta durante i lavori di costruzione di una piazzola di sosta lungo la S.S. n. 3 "Flaminia".

L'adozione del sistema jet-grouting permise in particolare di:

- ▶ evitare l'asporto di materiali e quindi provocare ulteriori decompressioni del pendio;
- ▶ evitare, in fase d'intervento, qualsiasi vibrazione che potesse innescare nuove frane;

▶ non sovraccaricare il pendio con attrezzature pesanti; ▶ realizzare un completo *claquage* del terreno in posto. La tipologia "a pozzo", infine, fu adottata in numerose opere, tra cui le fondazioni a pozzi vuoti galleggianti, vedasi schema in figura 10, realizzate per alcuni viadotti delle SS. SS. 639 e 36 del "Monte Barro" presso Civate, dove la pessima qualità geotecnica dei terreni (torbe altamente compressibili) e la falda a quota prossima al piano campagna rendevano impraticabili le soluzioni tradizionali.

IL JET-GROUTING IN ORIZZONTALE

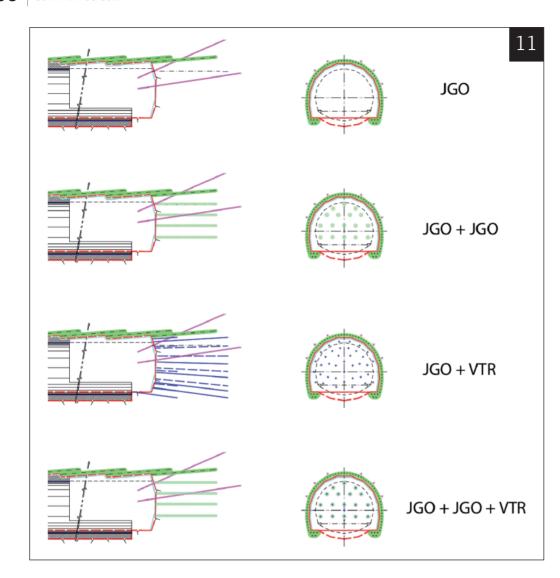
Il jet-grouting in orizzontale si annovera tra le tecnologie di maggior successo e portata innovativa ideate dal Prof. Ing. Pietro Lunardi e messe a punto dalla Rocksoil, avendo permesso di superare in un sol colpo tutte le difficoltà connesse con l'avanzamento di una galleria in terreni privi di coesione. Il famoso trattamento "a ombrello tronco-conico" lanciato in avanzamento, con cui si innesca nel terreno un "effetto arco" in anticipo sullo scavo, fu attenta-

FASE DI CONSOLIDAMENTO DEL NUCLEO-FRONTE E DEL CONTORNO DEL CAVO

GALLERIA VASTO, LINEA F.S. ANCORA-BARI

 \emptyset = 12 M TERRENO: SABBIE LIMOSE E LIMI SABBIOSI COPERTURA: \backsim 50 M





11. JET-GROUTING IN ORIZZONTALE (JGO) LE PRINCIPALI TIPOLOGIE D'INTERVENTO

TABELLA 1. A CIASCUNA
DELLE PRINCIPALI TIPOLOGIE
È POSSIBILE FAR
CORRISPONDERE UN
PROGETTO DI RIFERIMENTO,
NELL'AMBITO DEL QUALE LA
TIPOLOGIA È STATA
SPERIMENTATA

mente studiato in funzione delle caratteristiche del terreno trattato con la nuova tecnologia, per far lavorare il materiale consolidato prevalentemente a compressione e taglio e garantire in ogni fase dello scavo una buona trasmissione di sollecitazioni dall'arco di terreno consolidato al terreno naturale.

Gli ombrelli tronco-conici costituiti dall'accostamento di colonne sub-orizzontali parzialmente compenetrate di terreno consolidato mediante jet-grouting sono realizzati in avanzamento al contorno del futuro scavo in modo da costituire una prevolta resistente capace di produrre un'efficace azione di precontenimento sull'ammasso al contorno della futura cavità.

La deviazione delle tensioni prodotta dalla presenza, oltre il fronte, di un arco resistente artificiale (guscio di terreno consolidato), consente infatti di alleggerire e proteggere il nucleo-fronte e di evitare, o almeno limitare, il detensionamento dell'ammasso a seguito dello scavo, contrastando l'annullamento della tensione principale minore σ_3 . Nell'ambito dell'approccio ADECO-RS, la tecnologia del jet-grouting in orizzontale s'inquadra perciò tra gli interventi di precontenimento del cavo. Essa può essere operata in combinazione con altri interventi di consolidamento in avanzamento secondo quattro tipologie principali, da scegliere in funzione dei tipi di terreno da attraversare e delle situazioni tenso-deformative da affrontare (figura 11):

- **1.** (JGO): semplice protezione del nucleo-fronte attraverso la realizzazione di prevolte di terreno consolidato al contorno mediante jet-grouting in orizzontale (intervento conservativo diretto);
- **2.** (JGO+JGO): consolidamento del nucleo-fronte mediante l'esecuzione di trattamenti colonnari mediante jet-grouting in orizzontale e contemporanea protezione dello stesso attraverso la realizzazione

Progetto di riferimento		Lunghezza	Tipo di terreno	Copertura	Diametro	Tipologia Intervento
Lavoro	Galleria	galleria [m]	ripo di terreno	max [m]	[m]	di consolidamento
Linea F.S. Carnia-Tarvisio [1983]	Campiolo	1840	Detrito di falda	350	12	JGO
Sottopasso stradale di via Cristoforo Colombo a Roma [1989]	Capitan Bavastro	100	Terreno di riporto su deposito di limo argilloso	4	12,50	JGO+JGO
Linea F.S. Ancona-Bari [1993]	Vasto	6800	Argille siltose	135	12	JGO+VTR
Linea A.V./A.C. Bologna-Firenze [1996]	Firenzuola	14340	Sabbie siltose con inter- calazioni ghiaiose	560	13,5	JGO+JGO+VTR

di prevolte di terreno consolidato al contorno, ancora mediante jet-grouting in orizzontale (intervento conservativo misto);

- **3.** (JGO+VTR): rinforzo del nucleo-fronte mediante armature di vetroresina e contemporanea protezione dello stesso attraverso la realizzazione di prevolte di terreno consolidato al contorno mediante jet-grouting in orizzontale (intervento conservativo misto);
- **4.** (JGO+JGO+VTR): consolidamento del nucleofronte mediante l'esecuzione di una serie di micro colonne orizzontali di terreno consolidato mediante micro-jet-grouting armate con l'inserimento di barre di vetroresina e contemporanea protezione dello stesso attraverso la realizzazione di prevolte di terreno consolidato al contorno mediante jet-grouting in orizzontale (intervento conservativo misto).

A ciascuna di queste tipologie è possibile far corrispondere un progetto di riferimento (vedasi tabella 1), nell'ambito del quale essa è stata sperimentata per la prima volta.

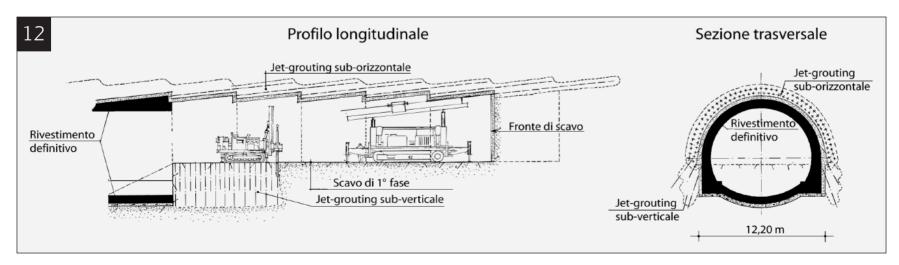
LA PRIMA APPLICAZIONE A CAMPIOLO (1983)

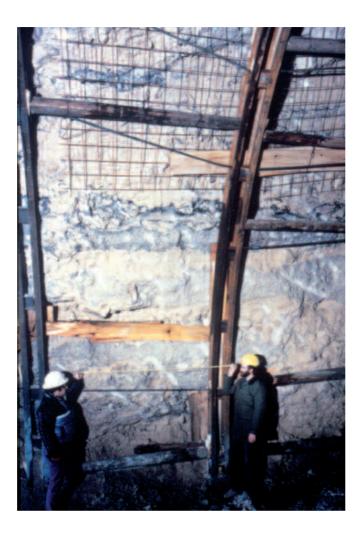
La realizzazione della galleria "Campiolo", per la linea ferroviaria a doppio binario Udine-Tarvisio, comportava di dover scavare un primo tratto di circa 170 m di tunnel, a partire dall'imbocco lato Udine, entro detriti di falda con blocchi lapidei, anche di grosse dimensioni, dispersi in matrice limoso-sabbiosa, sotto copertura variabile da 0 a 70 m.

Fino ad allora l'avanzamento entro materiali di questo tipo aveva sempre presentato notevoli difficoltà connesse all'instabilità del fronte di scavo e veniva generalmente affrontato a sezione pluriparzializzata o in presenza di nucleo al fronte (naso), cercando di "sostenere" il terreno al contorno del profilo di scavo con marciavanti e centine. Questa maniera di procedere, oltre a non escludere affatto la possibilità di sfornellamenti, non era in grado di garantire nem-

12. L'APPLICAZIONE IN
ORIZZONTALE DEL SISTEMA
DI CONSOLIDAMENTO
JET-GROUTING
GALLERIA "CAMPIOLO",
LINEA F.S. UDINE-TARVISIO
Ø = 12,20 M
TERRENO: DETRITO DI FALDA
COPERTURA MAX: 70 M







meno un'adeguata sicurezza alle maestranze. D'altra parte, l'alternativa era consolidare il terreno in avanzamento mediante iniezioni tradizionali, ma ciò risultava spesso economicamente oneroso e i risultati rimanevano incerti per la difficoltà a controllare la reale diffusione della miscela nel terreno.

È in questo contesto che, nel 1983, si fece strada l'idea di sperimentare una nuova tecnologia d'attacco, studiata nell'ambito delle ricerche in corso per la messa a punto dei cosiddetti interventi "conservativi", capaci cioè di esercitare azioni controllate di precontenimento del cavo, agendo in maniera adeguata sulla rigidezza del nucleo d'avanzamento. A Campiolo, per la prima volta al mondo, fu quindi sperimentata la tecnologia oggi nota come "jetgrouting in orizzonale", con la quale si crea in avanzamento sul fronte della galleria, in corrispondenza al profilo del futuro scavo, un guscio di terreno con-

solidato di resistenza sufficiente a garantire la necessaria protezione al terreno costituente il nucleo d'avanzamento e quindi la formazione di un effetto arco trasversale assai vicino al profilo di scavo.

La geometria che fu adottata per il trattamento, che in tale storica occasione si preferì eseguire a mezza sezione, ritenendo troppo audace applicare la nuova tecnologia immediatamente a piena sezione, è riportata nella figura 12.

I risultati che si ottennero furono confortanti sia dal lato tecnico sia da quello economico: i fenomeni deformativi misurati erano praticamente nulli sia in termini di estrusione che di convergenza, in più la nuova tecnologia, oltre a garantire produzioni per quei tempi elevatissime in relazione al contesto geotecnico affrontato (mediamente 1,7 m/g di galleria finita), dimostrava un'eccellente programmabilità delle lavorazioni e grande sicurezza operativa. La scelta del sistema jet-grouting per consolidare il terreno si confermava vincente anche per superare i problemi d'inquinamento e permeazione, dipendenti dalla granulometria del materiale da trattare, tipici delle iniezioni cementizie tradizionali.

A oltre vent'anni di distanza il sistema mostra anche superiori doti di durabilità.

DIFFUSIONE ED EVOLUZIONE DELLA TECNOLOGIA

Il successo conseguito a Campiolo determinò una vera e propria rivoluzione nel mondo del tunnelling, che per la prima volta poteva contare su una tecnologia in grado di affrontare efficacemente i terreni privi di coesione. Dopo Campiolo non ci sarà scavo di galleria in terreni sciolti che non sia affrontato con il jet-grouting in orizzontale.

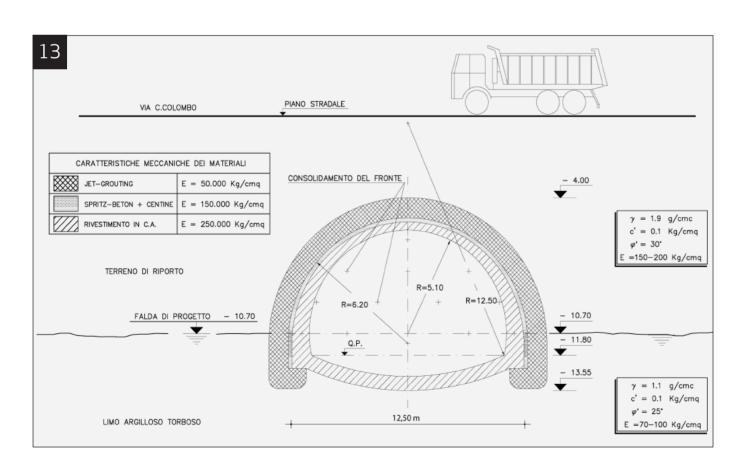
L'esperienza maturata attraverso le innumerevoli applicazioni realizzate da allora ad oggi ha portato a una continua evoluzione della tecnologia, le cui tappe possono essere riassunte attraverso l'esame dei progetti di riferimento (tabella 1):

▶ la galleria "Capitan Bavastro" (100 m di lunghezza e 12,5 m di diametro di scavo) per il sottopasso di via Cristoforo Colombo a Roma, il cui progetto introdusse per la prima volta l'applicazione della tecnologia a piena sezione, secondo la tipologia JGO+JGO e la geometria indicata in figura 13. Le problematiche erano quelle tipiche dello scavo di una galleria naturale in terreni di riporto, parzialmente sotto falda, con valori di copertura dell'ordine di 4 m e sotto l'azione di pericolosi carichi dinamici indotti dai flussi veicolare soprastanti. Tale soluzione proposta da Rocksoil permise di risolvere efficacemente i problemi statici e di stabilità dell'opera, che fu portata a termine in tempi rapidissimi e con costi nettamente inferiori a quelli previsti dal progetto originario (scavo a cielo aperto tra diaframmi previa interruzione del traffico veicolare soprastante) evitando tutti i problemi di viabilità, ma anche di spostamento dei sottoservizi presenti, che la rendevano impraticabile;

▶ la galleria "Vasto" per la linea ferroviaria Ancona-Bari, in argille siltose, il cui scavo con i sistemi tradizionali (sezione parzializzata e stabilizzazione di prima fase mediante centine, bulloni radiali e spritzbeton) aveva dato luogo a incontrollabili fenomeni di estrusione del nucleo-fronte. L'avanzamento, ripreso sulla base del progetto completamente rifatto da Rocksoil S.p.A. secondo i principi dell'approccio ADECO-RS, adottando per la prima volta la tipologia JGO+VTR (jet-grouting in orizzontale in avanzamento al contorno del cavo + armature di vetroresina cementate nel nucleofronte, vedasi figura 14) permise ci completare la galleria a una velocità media di circa 50 m/mese. In tabella 1 sono riportati i parametri caratteristici dell'intervento di consolidamento:

▶ la galleria Firenzuola della nuova linea ferroviaria AV/AC Milano-Roma-Napoli nella tratta tra Bologna e Firenze, di circa 13,50 m di diametro di scavo, realizzata sotto oltre 500 m di copertura in terreni costituiti da sabbie siltose con intercalazioni ghiaiose (vedasi figura 15), dove fu adottata per la prima volta la tipologia JGO+JGO+VTR.

Quella riportata a pag. 202 è una lista delle più importanti opere che sono state realizzate su progetto Rocksoil utilizzando la tecnologia jet-grouting.



13. SOTTOPASSO DI VIA CRISTOFORO COLOMBO

GALLERIA "CAPITAN BAVASTRO" ROMA

 \emptyset = 12,50 M TERRENO: RIPORTO COPERTURA: 4 M

14. INTERVENTO DI CONSOLIDAMENTO TIPO JGO+VTR, REALIZZATO CON 55 ARMATURE TUBOLARI DI VETRORESINA DI 18 M DI LUNGHEZZA

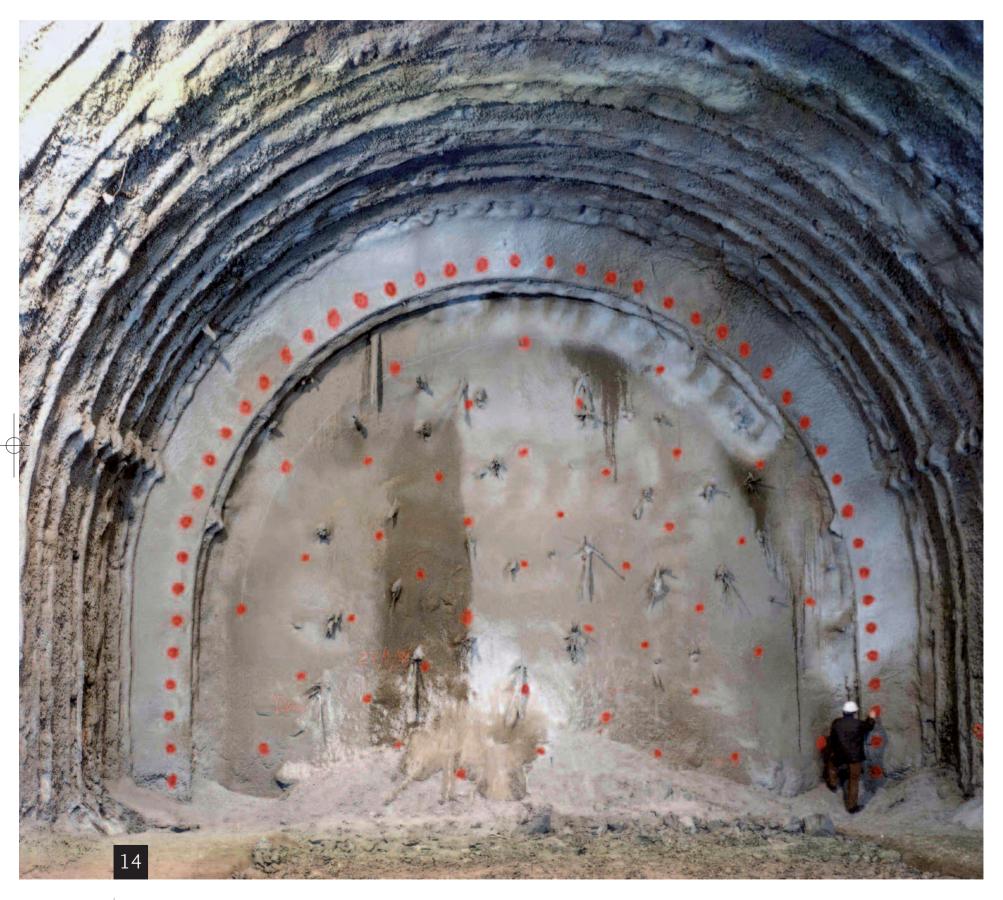
GALLERIA "VASTO" LINEA F.S. ANCONA-BARI

 $\varnothing = 12\,\mathrm{M};$ TERRENO: LIMI ARGILLOSI E ARGILLE SILTOSE COPERTURA MAX: $\backsim 110\,\mathrm{M}$

15. INTERVENTO DI CONSOLIDAMENTO TIPO JGO+JGO+VTR

GALLERIA "FIRENZUOLA" LINEA F.S. AV/AC MILANO-ROMA-NAPOLI TRATTA BOLOGNA-FIRENZE

 $\varnothing = 13.5 \, \mathrm{M}$ TERRENO: SABBIE SILTOSE CON INTERCALAZIONI GHIAIOSE COPERTURA MAX: $\backsim 500 \, \mathrm{M}$



JET-GROUNTING



JET-GROUNTING

Inizio	Fine	Lavoro	Cliente	Terreno	Copertura max [m]	Luce [m]	Lunghezza [m]	Interventi speciali
2009	In corso	Pedemontana Lombarda: galleria Solbiate Olona / galleria Grandate / galleria Morazzone	Pedelombarda S.p.A.	Sabbie ghiaiose, conglomerati / Depositi fluvio-glaciali, arenarie / Depositi morenici, arenarie marnose	15 / 40 / 70	18 / 16 / 16	2x460 / 2x400 / 2x2050	J.G.V., J.G.O. / J.G.O., VTR / J.G.O. VTR
2009	In corso	Nodo di Palermo - Galleria Passante	SIS S.p.A.	Sabbie e calcareniti	15	8	1700	1700m J.G.O., VTR
2008	In corso	Quadrilatero delle Marche - 14 gallerie	C.M.C. Glf Strabag	Depositi sciolti, calcari, calcari marnosi, marne	350	14	30.000	BU, J.G.O., VTR
2008	In corso	Collegamento autostradale Asti-Cuneo: gallerie Alba e Verduno	Sina S.p.A.	Arenarie e gessi	95	15	2x3400	J.G.V., J.G.O., VTR
1991	In corso	Autostrada A1 Milano- Napoli: gallerie nella tratta Bologna-Firenze	Toto S.p.A. Todini S.p.A. Baldassini Tognozzi Pontello S.p.A. Impresa S.p.A.	Sabbie, argille, argille scagliose, flysch	400	14.5	2x45000	VTR, J.G.O., BU
2008	2009	Quadrilatero delle Marche - 14 gallerie	Sina S.p.A.	Depositi sciolti, calcari, calcari marnosi, marne	350	14	30.000	BU, J.G.O., VTR
2000	2006	Raccordo autostradale tra l'autostrada A4 e la Valtrompia: gallerie naturali	Autostrada BS VR VI PD S.p.A.	Calcari		12	1700	
1996	2006	Nuova Linea ferroviaria ad Alta Velocità BO-FI: galleria Pianoro	Maire Engineering	Argille scagliose, marne, limi, conglomerati	160	13.5	10706	9126 m VTR, 311 m J.G.O.
1996	2006	Nuova Linea ferroviaria ad Alta Velocità BO-FI: camerone di Pianoro	Maire Engineering	Marne, argille scagliose	105	30	418	
1996	2006	Nuova Linea ferroviaria ad Alta Velocità BO-FI: galleria Raticosa	Maire Engineering	Argille scagliose, marne e arenarie	515	13.5	10380	6109 m VTR, 40 m J.G.O., BU
2002	2005	S.P. n. 169-166: galleria Parscera	Locatelli			12	1700	
1996	2005	Nuova Linea ferroviaria ad Alta Velocità BO-FI: galleria Monte Bibele	Maire Engineering	Marne e arenarie	285	13.5	9118	2327 m VTR, 62 m J.G.O., BU
1996	2005	Nuova Linea ferroviaria ad Alta Velocità BO-FI: galleria Vaglia	Maire Engineering	Argilliti, calcari marnosi, arenarie	500	13.5	18647	7342 m VTR, 525 J.G.O., BU
2001	2004	Viabilità Roma: Galleria per il collegamento tra Via del Foro Italico e Via Pineta Sacchetti	Astaldi	Sabbie e limi argillosi	35	14.7	2500	VTR, J.G.O.
1996	2004	Nuova Linea ferroviaria ad Alta Velocità BO-FI: galleria Sadurano	Maire Engineering	Conglomerati, arenarie siltose	240	13.5	3778	877 VTR, 65 J.G.O., PROTESI
2002	2003	Autostrada Catania-Siracusa: 5 gallerie	Metropolitana Milanese S.p.A.			12	2x6500	
2000	2003	Collegamento anulare aeroporto di Bologna: gallerie artificiali	COOP Costruttori/CCC	Limi, sabbie e ghiaie	5	11	1900	
1999	2003	Superstrada Salerno-Reggio Calabria: gallerie Vetrano 1 e 2	Toto	Conglomerati	30	16	2x1000	

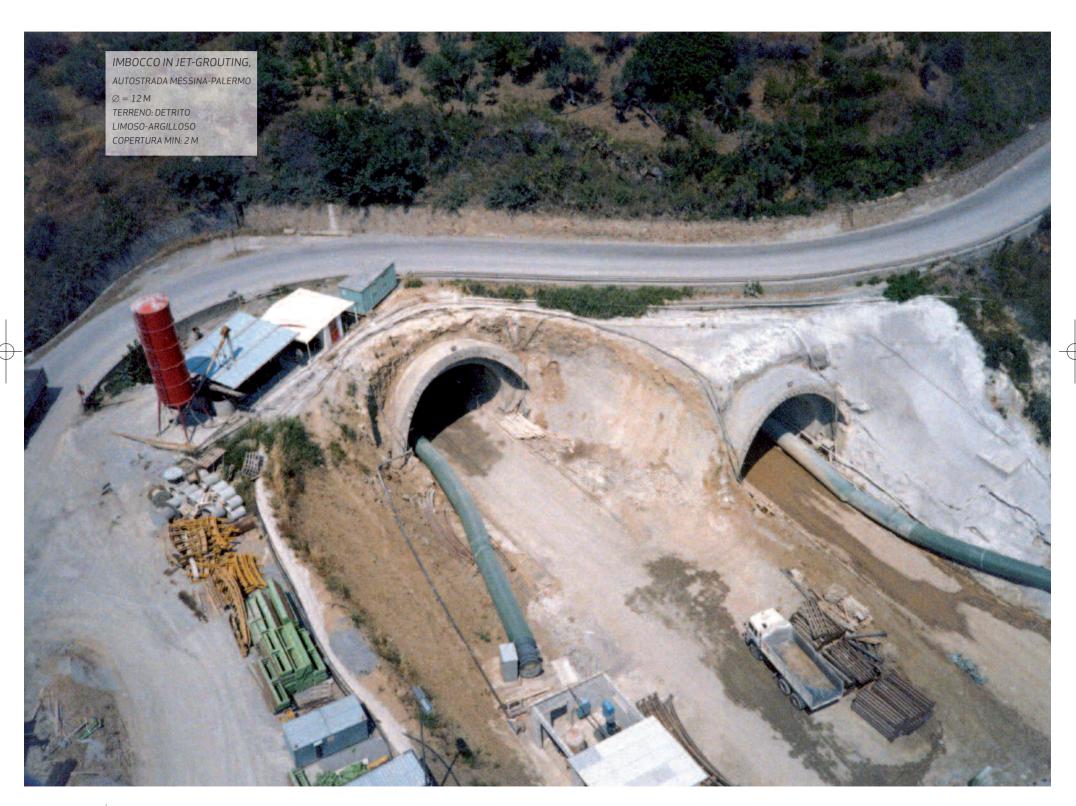
Inizio	Fine	Lavoro	Cliente	Terreno	Copertura max [m]	Luce [m]	Lunghezza [m]	Interventi speciali
1998	2003	S.S. 42, tratta Darlo-Edolo: galleria Capo di Ponte	Grandi Lavori Fincosit	Arenarie e siltiti	90	12,5	800	
1996	2003	Nuova Linea ferroviaria ad Alta Velocità BO-FI: camerone di Fiorenzuola	Maire Engineering	Formazione marnoso arenacea	120	30	734	
2000	2002	Nuovo Canale Viola: gallerie idrauliche e opere di presa	Impregilo Valviola	Dolomie, filladi	800	4	14000	
1998	2002	S. S. 1 "Aurelia": galleria Marinasco	San Benedetto	Arenarie e argilliti	25	12	2x500	
1990	2002	S.S. 1 "Aurelia": galleria Montenero	Impregilo	Argille scagliose	50	11	2x5000	2x150 m J.G.O., 2x2350 m VTR
1999	2001	Variante S.S. 1 Aurelia all'abitato di Savona: 4 gallerie	Bonifica	Calcari	20	13	6000	
1998	2001	Variante S.S. 1 Aurelia all'abitato di La Spezia: 5 gallerie	Bonifica	Argilliti	60	13	10000	
1998	2001	Autostrada Aosta-Monte Bianco: galleria Pre Saint Didier	Spea	Depositi quaternari, flysch di Tarantasia, arenarie, scisti e calcescisti	660	12	2x2650	2x250 m J.G.O.
1997	2001	Autostrada Aosta-Monte Bianco: galleria Morgex	R.A.V.	Scisti, calcescisti e flysch di Tarantasia	350	12	2x2300	2x450 m J.G.O.
1996	2001	Nuova Linea ferroviaria ad Alta Velocità BO-FI: galleria Borgo Rinzelli	Maire Engineering	Argille	10	13.5	455	160 m J.G.O., 295 m PT, 295 m VTR, PROTESI
1996	2001	Nuova Linea ferroviaria ad Alta Velocità BO-FI: galleria Morticine	Maire Engineering	Siltiti marnose arenacee	10	13.5	273	193 m VTR, 80 m J.G.O., PROTESI
1996	2001	Scalo ferroviario Ravone (B0): galleria di sottopasso Ravone	CMC Adanti	Sabbie e ghiaie limose	14	18	2x900	2x900 m J.G.O.
1994	2001	Nuova linea ferroviaria ad Alta Velocità ROMA-NA: galleria Collatina	Iricav Uno	Piroclastiti	8	13.5	55	
1994	2001	Nuova linea ferroviaria ad Alta Velocità ROMA-NA: galleria Massimo	Iricav Uno	Piroclastiti, lave	34	13.5	1139	120 m VTR
1994	2001	Nuova linea ferroviaria ad Alta Velocità ROMA-NA: galleria Colli Albani	Iricav Uno	Vulcaniti dei Colli Albani	75	13.5	6357	353 mJ.G.O., 90 mVTR
1994	2001	Nuova linea ferroviaria ad Alta Velocità ROMA-NA: galleria Sgurgola	Iricav Uno	Formazione calcarea	114	13.5	2237	VTR
1994	2001	Nuova linea ferroviaria ad Alta Velocità ROMA-NA: galleria Macchia Piana 1	Iricav Uno	Vulcaniti della Valle del Sacco	43	13.5	970	103 m VTR
1994	2001	Nuova linea ferroviaria ad Alta Velocità ROMA-NA: galleria Macchia Piana 2	Iricav Uno	Piroclastiti	15	13.5	480	480 m VTR
1994	2001	Nuova linea ferroviaria ad Alta Velocità ROMA-NA: galleria La Botte	Iricav Uno	Piroclastiti, lave, argille	52	13.5	1185	498 m VTR
1994	2001	Nuova linea ferroviaria ad Alta Velocità ROMA-NA: galleria Castellona	Iricav Uno	Argille	60	13,5	469	119 m VTR

Inizio	Fine	Lavoro	Cliente	Terreno	Copertura max [m]	Luce [m]	Lunghezza [m]	Interventi speciali
1994	2001	Nuova linea ferroviaria ad Alta Velocità ROMA-NA: galleria S. Arcangelo	Iricav Uno	Piroclastiti, marne	48	13.5	580	
1994	2001	Nuova linea ferroviaria ad Alta Velocità ROMA-NA: galleria Selva Piana	Iricav Uno	Piroclastti	14	13.5	132	34 m J.G.O., 98 m VTR
1994	2001	Nuova linea ferroviaria ad Alta Velocità ROMA-NA: galleria Collevento	Iricav Uno	Piroclastiti, argille	19	13.5	380	380 m VTR
1994	2001	Nuova linea ferroviaria ad Alta Velocità ROMA-NA: galleria Selvotta	Iricav Uno	Argille	11	13.5	163	65 m J.G.O., 48 VTR
1994	2001	Nuova linea ferroviaria ad Alta Velocità ROMA-NA: galleria Colle Pece	Iricav Uno	Argille scagliose	33	13.5	873	J.G.O., VTR
1994	2001	Nuova linea ferroviaria ad Alta Velocità ROMA-NA: galleria Campo Zillone 1	Iricav Uno	Vulcaniti di Rocca Monfina	48	13.5	2616	VTR, J.G.O.
1994	2001	Nuova linea ferroviaria ad Alta Velocità ROMA-NA: galleria Campo Zillone 2	Iricav Uno	Piroclastiti	25	13.5	350	17 m J.G.O.
1994	2001	Nuova linea ferroviaria ad Alta Velocità ROMA-NA: galleria Lompari	Iricav Uno	Argille	13	13.5	200	46 m J.G.O., PROTESI
1994	2001	Nuova linea ferroviaria ad Alta Velocità ROMA-NA: galleria Caianello	Iricav Uno	Piroclastiti	10	13.5	830	42 m J.G.O., PROTESI
1994	2001	Nuova linea ferroviaria ad Alta Velocità ROMA-NA: galleria Briccelle	Iricav Uno	Compl. marnoso-arenaceo, form. calcarea e form. dell'ignimbrite	78	13.5	1033	4 m J.G.O., 288 m VTR
1998	2000	Galleria urbana (asse di scorrimento P.te Mammolo-Via della Bufalotta: galleria Capo di Ponte)	Comune di Roma					
1993	1999	Linea F.S. Ancona-Bari: galleria Vasto	Fioroni	Argille-limose	135	12	5000	2260 m J.G.O., 2600 m PT, 4970 m VTR
1987	1999	Linea F.S. Udine-Tarvisio: galleria Camporosso	Carnia	Alluvioni e depositi lacustri		12		650 m J.G.O.
1985	1999	F.S. Sibari-Cosenza: gallerie 1, 2, 3, 4	Asfalti Sintex	Formazione pliocenica calabriana	115	10	53714148	1300 m J.G.O., 2300 m PT, 2300 m VTR
1986	1998	Linea F.S. Udine-Tarvisio: galleria Malborghetto	Carnia	Dolomie, argilliti, arenarie, calcari, detrito di falda	800	12	8000	150 m J.G.O.
1985	1998	Ammodernamento della linea ferroviaria Udine-Tarvisio: galleria S. Leopoldo	Carnia	Calcari, dolomie, detrito di falda	600	12	5900	50 m J.G.O.
1984	1998	Autostrada Messina-Palermo: galleria S. Elia	Costruzioni Callisto Pontello S.p.A.	Flysch di Reitano	150	12	2x1100	2x150 m J.G.O.
1987	1997	Linea F.S. Firenze-Empoli: gallerie S. Vito e Bellosguardo	Firem	Marne di Le Piatre, caotico in facies calcareo-marnosa, Arenarie di M. Modino	160	12	3510	255 m J.G.O., 1600 m VTR

Inizio	Fine	Lavoro	Cliente	Terreno	Copertura max [m]	Luce [m]	Lunghezza [m]	Interventi speciali
1992	1996	E 45 - Orte-Ravenna: galleria Quarto	Toto	Arenarie marne e limi sabbiosi	150	11	2500	2 x 100 m J.G., 2 x 200 m VTR
1991	1996	Linea F.S. Caserta-Foggia: galleria San Vitale	San Vitale Scarl	Argille varicolori, calcari argilliti	100	12	2500	300 m PT, 1300 m VTR
1991	1996	S.S. 639, SS 36 del Lago di Como e dello Spluga: traforo Monte Barro		Calcaree e dolomia principale	300	11	7000	2 x 100 m J.G.O.
1991	1996	S.S. 76 della Val d'Esino: gallerie Balzete, Mavaioli, Vetralla e Monticelli	Pizzarotti	Roccioso sedimentare	80	10	6000	BU
1990	1996	Autostrada Aosta-Monte Bianco: galleria Leverogne	RAV	Deposito morenico	300	12	1800	270 m x 2 J.G.O.
1990	1996	Autostrada Aosta-Monte Bianco: galleria Les Cretes	RAV	Deposito morenico	60	12	1300	450m x 2 J.G.O.
1990	1996	Autostrada Aosta-Monte Bianco: galleria Chabodey	R.A.V.					
1989	1996	Autostrada Aosta-Monte Bianco: galleria Avise	R.A.V.	Paragneis e calcescisti	400	12	2x2700	2x290 m di J.G.O.
1988	1996	Autostrada dei Trafori: gallerie Mottarone 1 e 2	Italstrade	Micascisti e materiale morenico		11	2900	J.G.O.
1991	1995	S.S. 470 della Val Brembana: galleria Lenna	Valbrembana	Calcare di Esnio	350	12	2150	30 m J.G.O.
1990	1994	Autostrada Livorno-Civitavecchia: galleria Pipistrello	Sotecni	Calcareniti e marne	50	10	2x700	
1990	1994	Autostrada Aosta-Monte Bianco: galleria Villaret	RAV	Deposito morenico	300	12	2700	240m x 2 J.G.O.
1989	1994	Autostrada Aosta-Monte Bianco: galleria Villeneuve	R.A.V.	Calcescisti, micascisti e paragneiss fratturati, detriti morenici			3600	275 m J.G.O.
1984	1994	Linea F.S. Udine-Tarvisio: galleria M. Palis	Cogefar	Dolomia principale, alternanza di calcari marnosi, dolomie gessifere	200	12	3734	200 m J.G.O., BU, DR
1984	1994	Ammodernamento della linea ferroviaria Udine-Tarvisio: gallerie Zuc del Bor e S. Rocco	Carnia	Dolomia principale, depositi morenici, calcari	1400	12	9200	J.G.O.
1983	1994	Linea F.S. Udine-Tarvisio: galleria Campiolo	Italstrade	Detriti di falda	350	12	3200	170 m J.G.O.
1989	1993	Autostrada Livorno-Civitavecchia: galleria Rimazzano	Sotecni	Sabbie e ghiaie con matrice limosa e argille plioceniche	20	12	1800	2x900 m J.G.O., 2x900 VTR
1988	1993	Discenderia mineraria Nuraxi Figus	Torno S.p.A.	Vulcaniti, formazione del cixerri, serie eocenica	460	8		150 m J.G.O., VTR
1991	1992	S.S. 45 Bis (Lotto 3): galleria Monte Covolo	Tormini	Calcaree	100	11	3500	J.G.O., IN
1991	1992	S.S. 510 "Sebina Orientale" - Lotto 5: gallerie Campiolo e Palis	Secol	Calcaree	150	11	4000	
1989	1992	Autostrada Livorno-Civitavecchia: galleria Malenchini	Eurocons	Sabbia fine debolmente limosa	20	12	2x900	2x900 m J.G.0.

Inizio	Fine	Lavoro	Cliente	Terreno	Copertura max [m]	Luce [m]	Lunghezza [m]	Interventi speciali
1989	1991	Acquedotto di Ofanto: opere di derivazione galleria "Pavoncelli"	Sidion	Formazione marnosa	100	5	4800	200 m VTR
1989	1991	Sottopasso via C.Colombo (Roma): galleria Capitan Bavastro	Comune di Roma	Limi sabbiosi	7	12.5	150	150 m J.G.O.
1988	1991	Autostrada Roma-L'Aquila Teramo - Lotto 4: galleria Colledara	Colledara	Marne e depositi lacustri	50	10	1600	
1987	1991	Autostrada dei Trafori - Tratta Gattico-Carpugnino: galleria Massino Visconti	Selp	Micascisti e materiale morenico	10	11	2800	J.G.O.
1987	1991	Linea Ferroviaria "Direttissima" Roma-Firenze: gallerie Talleto e Caprenne	Fespi	Limi sabbiosi	80	7	2700 +2700	2500 m J.G.O., 5500 m PT, 2700 m VTR
1987	1991	Linea Ferroviaria "Direttissima" Roma-Firenze: galleria Poggio Orlandi	Fespi	Limi sabbiosi	50	13.5	1200	250 m J.G.O.H32, 600 m VTR
1987	1991	Linea Ferroviaria "Direttissima" Roma-Firenze: galleria Crepacuore	Fespi	Limi sabbiosi	50	13.5	700	60 m J.G.O,, 120 m, VTR
1987	1991	Linea Ferroviaria "Direttissima" Roma-Firenze: galleria Tasso	Fespi	Limi sabbiosi	50	13.5	2000	150 m J.G.O., 1650 m VTR
1987	1991	Linea Ferroviaria "Direttissima" Roma-Firenze: galleria Terranova Le Ville	Fespi	Depositi lacustri	50	13.5	2600	200 m J.G.O., 1800 m PT, 2200 m VTR
1989	1989	S.S. 42 "del Tonale e della Mendola": galleria di Lovere	C.S.P.	Calcaree e dolomia principale	300	11	2800	200 m J.G.O.
1984	1989	Linea ferroviaria Mi-Chiasso: galleria M. Olimpino 2	Cogefar	Alluvioni, arenarie, marne		12	7200	800 m J.G.O., congelamento
1987	1988	Sottopasso scalo ferroviario di Campinas	Comune di Campinas (Brasile)	Sabbie	2,5÷4,0	12,5÷16,5	250	J.G.O.
1986	1988	Raddoppio della linea F.S. Bari - Taranto: galleria Madonna del Carmine	Bata	Argille plioceniche	60	12	4000	200 m J.G.O.
1986	1988	Raddoppio della linea F.S. Bari - Taranto: galleria S. Francesco	Bata	Argille plioceniche	50	12	2600	100 m J.G.O.
1984	1985	Linea F.S. Paola-Cosenza: galleria Santomarco	Gambogi	Filladi alterate	80	7	350	150 m J.G.O.
1983	1983	Sottopassi ferroviari in Barcellona (Spagna)		Riporto	2.5	8	700	J.G.O.
1994		S.S. 106 Roccella Jonica: galleria Le Grazie		Sabbie limose, limi argillosi	45	12	780	100 m J.G.O. 160 m
1993		S.S. 106 Roccella Jonica: galleria Lofiri		Argille, marne	35	12	350	250 m J.G.O.
1993		S.S. 106 Roccella Jonica: galleria Giulia		Sabbie granitiche e argille varicolori	40	12	780	500 m J.G.O., 280 m VTR

Inizio	Fine	Lavoro	Cliente	Terreno	Copertura max [m]	Luce [m]	Lunghezza [m]	Interventi speciali
1992		Autostrada A1 Milano-Roma: galleria Monte Mario		Argille-limose, sabbie	270	14.5	4600	1200 m PT, 25 m J.G.O., 350 m VTR, 150 m BU
1991		S.S. 510 "Sebina Orientale" - Lotto 6	Secol	Calcaree e dolomia principale	150	11	5000	900 m J.G.O., 400 m VTR
1991		S.S. 510 "Sebina Orientale" - Lotto 7	Secol	Calcaree Cerrucano lombardo, gesso e anidriti	150	11	5500	900 m J.G.O., 400 m VTR
1991		S.S. 237: galleria Sabbio				11		300 m J.G.O.
1990		S.S. 38: galleria Valmaggiore e Bolladore	Secol	Dioriti, gneiss, gabbri, filladi	300	12	2400	150 m J.G.O., VTR
1990		S.S. 38: galleria Mondadizza	Secol	Dioriti, gneiss, gabbri, filladi	300	12	1400	60 m J.G.O., VTR
1990		S.S. 38: gallerie Le Prese e Verzedo	Secol	Dioriti gneiss, gabbri, filladi	300	12	3100	100 m J.G.O., VTR
1990		S.S. 38: galleria Sant'Antonio	Secol	Dioriti gneiss, gabbri, filladi	300	12	2300	40 m J.G.O., BU
1990		S.S. 38: galleria Tola	Secol	Dioriti gneiss, gabbri, filladi	300	12	1500	80 m J.G.O, BU
1990		S.S. 38: galleria Cepina	Secol	Dioriti gneiss, gabbri, filladi	300	12	2900	70 m J.G.O., BU
1990		Autostrada dei trafori-Lotto 3: galleria Vevera	Autostrade	Sabbie	5	12	300	J.G.O.
1989		Tangenziale Est Catanzaro: galleria S. Giovanni		Argille marnose stratificate e sabbie giallastre alternate con limi sotto falda	40	12	400	
1988		Autostrada dei Trafori: galleria Valsesia		Morene	26	15	2x600	2x600 m J.G.O.
1988		Autostrada Roma-L'Aquila Teramo - Lotto 4: galleria Sodera		Marne e depositi lacustri		10		
1987		Linea F.S. Udine-Tarvisio: galleria Tarvisio	Carnia	Dolomie, chiaie sabbiose e limose	70	12		1000 m J.G.O.
1987		Linea F.S. Reggio Calabria C.Le-Metaponto: galleria Capo d'Armi		Calcari	70	12	1000	125 m J.G.O., 360 m VTR
1987		Autostrada dei Trafori - Tratta Gattico-Carpugnino: galleria Campiglia		Micascisti e materiale morenico		12	2x2900	J.G.O.
1987		Raddoppio Linea Ferroviaria Circumflegrea (Napoli): gallerie Varo Pecore, Astroni e Grotta del Sole		Formazioni tufacee	30	6	600	
1986		Gall. idraulica Sonico-Cedegolo, Val Camonica	Selm Montedison	Argille scagliose		4.5		
1985		Acquedotto della Campania Occidentale: galleria Cassino	Cogefar	Calcari dolomitici		4.5	3200	
1983		Tunnel del Cadì (Spagna)		Marne		11	5028	



BIBLIOGRAFIA

LUNARDI P., CASSANI G., GATTI M., 2008. Design Aspects of the construction of the new Apenninies crossing on the A1 Milan-Naples motorway: the Base Tunnel, Proceedings of the International Congress on "Le Souterrain: espace d'avenir", Monaco, Principato di Monaco, 6-8 ottobre 2008

LUNARDI P., 2008. Design and construction of tunnels - Analysis of Controlled Deformation in Rock and Soils (ADECO-RS), Ed. SPRINGER, 576 pagine, marzo 2008

LUNARDI P., CASSANI G., DE GIUDICI C., 2007.
Design and executive aspects of the construction of the line 1 of the Naples metro, Proceedings of the International Symposium on "Tunnelling for urban Development", Pattaya City, Thailand, 14-15 dicembre 2007

LUNARDI P., BINDI R., CASSANI G., 2007. From the ADECO-RS approach to the tunnelling industrialisation, Atti del Simposio Internazionale su "Tunnelling for urban development", Pattaya City (Thailand), 14 - 15 dicembre 2007

LUNARDI P., 2007. Progetto e costruzione di gallerie - Analisi delle deformazioni controllate nelle rocce e nei suoli (ADECO-RS), Ed. HOEPLI, 575 pagine, agosto 2007

LUNARDI P., VOZA A., 2007. L'assistenza tecnica in corso d'opera durante lo scavo delle gallerie Dolonne, Strade e Autostrade, 2-2007

DE GIUDICI C., ROTUNDI F., LAROSA I., 2006. Fermata "Quattro Venti". Le scelte costruttive e il monitoraggio, Gallerie e Grandi Opere Sotterranee, 1-2006

LUNARDI P., BINDI R., CASSANI G., 2006. Prime evidenze e risultati dell'impiego dell'approccio ADECO-RS per la realizzazione di oltre 73 Km di gallerie di linea, Strade e Autostrade, 1-2006

BINDI R., CASSANI G., 2004. New prospects for tunnelling with the ADECO-RS approach, Proceedings of EUROCK 2004 & 53th Geomechanics Colloquy - Salisburgo, 7-9 ottobre 2004

LUNARDI P., BINDI R., 2004. The evolution of reinforcement of the advance core using fibre glass elements for short and long term stability of tunnels under difficult stress-strain conditions: design, technologies and operating methods, Felsbau, 4-2004

LUNARDI P., CASSANI G., 2003. The Genoa Underground: construction of the Principe-Caricamento-Le Grazie stretch, Proceedings of the ITA-AITES World Tunnel Congress on "(Re)Claiming the underground space", Amsterdam, 12-17 aprile 2003

LUNARDI P., CASSANI G., 2002. La realizzazione del sottovia allo scalo ferroviario Ravone nella città di Bologna: aspetti progettuali e costruttivi, Strade & Autostrade, 3-2002

LUNARDI P., 2001. Attendibilità della progettazione: risultato dell'applicazione dell'approccio ADECO-RS per il progetto e la costruzione delle opere in sotterraneo della linea ferroviaria ad alta velocità Roma-Napoli. Confronto tra i progetti esecutivo, costruttivo ed "as built", Strade & Autostrade, 5-2001

LUNARDI P., 2001. The ADECO-RS approach in the design and construction of the underground works of Rome to Naples High Speed Railway Line: a comparison between final design specification, construction design and "as built", Atti del Congresso Internazionale su "Progress in Tunnelling after 2000", Milano, 10-13 giugno 2001

LUNARDI P., CASSANI G., 2001. Construction of an underpass at the Ravone railway yard in the city of Bologna: aspects of the design and construction, Atti del Congresso Internazionale su "Progress in Tunnelling after 2000", Milano, 10 -13 giugno 2001

LUNARDI P., BINDI R., 2001. The evolution of reinforcement of the advance core using fibre glass elements for short and long term stability of tunnels under difficult stress-strain conditions: design, technologies and operating methods, Atti del Congresso Internazionale su "Progress in Tunnelling after 2000", Milano, 10 - 13 giugno 2001

LUNARDI P., LEONI F., VALENTE A., 2001. Full scale test of grouting and freezing for new extension of Rome underground, line B1, Atti del Congresso Internazionale su "Progress in Tunnelling after 2000", Milano, 10-13 giugno 2001

LUNARDI P., 2001. Progetto e costruzione di gallerie – Approccio ADECO-RS, Quarry and Construction, maggio 2001

LUNARDI P., 2000. Aspetti progettuali e costruttivi della realizzazione di un viadotto ferroviario su terreni solubili ed aggressivi, Strade & Autostrade, 6-2000

LUNARDI P., PANTALEONE V., 2000. Problematiche affrontate nello scavo delle gallerie Bellosguardo e San Vito, Quarry and Construction, ottobre 2000.

LUNARDI P., 2000. Design & constructing tunnels – ADECO-RS approach, T&T International special supplement, May 2000

LUNARDI P., 2000. Tunnelling under the Via Appia Antica in Rome, Tunnels & Tunnelling International, aprile 2000

LUNARDI P., MINENNA M., 2000. La galleria di sottopasso della strada consolare romana "Appia Antica", Strade e autostrade, n. 2 anno 2000

LUNARDIP, 1999. L'influenza della rigidezza del nucleo d'avanzamento sulla stabilità degli scavi in galleria/ The influence of the rigidity of the advance core on the stability of tunnel excavations, Gallerie e grandi opere sotterranee, n. 59 anno 1999

LUNARDI P. E ALTRI, 1999. L'impiego di pozziprova nella realizzazione di opere in sotterraneo in area urbana, Atti del XX Convegno Nazionale di Geotecnica - Parma, 22 - 25 settembre 1999

LUNARDI P., 1997. L'influenza della rigidezza del nucleo d'avanzamento sulla sicurezza degli scavi in galleria, Gallerie e grandi opere sotterranee, n. 52 anno 1997

LUNARDI P. E ALTRI, 1997. Aspetti progettuali e costruttivi della galleria "Vasto", Quarry and Construction, agosto 1997

LUNARDI P., 1997. Ground improvement by means of jet-grouting, Ground improvement, vol. l, n. 2, aprile 1997

LUNARDI P., ARRIGONI E., 1997. Scavi profondi in zona urbana: opere di sottofondazione e di contenimento di scavi profondi sotto un edificio antico in Milano, Quarry and Construction, marzo 1997

LUNARDI P., POZZI V., 1996. Aspetti progettuali ed esecutivi della realizzazione della galleria Avise, Le Strade, marzo 1996

LUNARDI P., ARRIGONI E., 1995. Fondazioni di un viadotto stradale su terreni altamente compressibili, Quarry and Construction, ottobre 1995

LUNARDI P., AGOSTONI S., PRESBITERO M., 1995. Valtellina 1987, the Val Pola landslide: nature and cause of the phenomenon, first emergency interventions, final plan of interventions, 44th Geomechanics Colloquy - Salisburgo, 12-13 ottobre 1995

LUNARDI P., 1995. L'importanza del precontenimento del cavo in relazione ai nuovi orientamenti in tema di progetto e costruzione di gallerie, Gallerie e grandi opere in sotterraneo, n. 45 anno 1995

LUNARDI P., 1993. La stabilité du front de taille dans les ouvrages souterraines en terrain meuble: etudes et experiences sur le renforcement du noyau d'avancement, Symposium international "Renforcement des sols: experimentations en vraie grandeur des annes 80", Parigi, 18 novembre 1993

LUNARDI P., 1993. Evolution des technologies d'excavation en souterrain, dans des terrains meubles, Colloque chez le "Comité Marocain des Grands Barrages" - Rabat, 30 settembre 1993

LUNARDI P. E ALTRI, 1993. Tunnelling in soil: design, construction materials and monitoring, Seminario Russo-Italiano - Central Institute for Advanced Training of Construction Engineers (TSMIPKS), Mosca, 11 Marzo 1993

LUNARDI P., 1993. La Torre di Pisa - Note su una proposta d'intervento alternativa, Materiali e strutture, gennaio 1993

LUNARDI P. E ALTRI, 1992. Tunnel face reinforcement in soft ground design and controls during excavation, Convegno Internazionale su "Towards New Worlds in Tunnelling" - Acapulco 16-20 Maggio 1992

LUNARDI P., 1992. Il consolidamento del terrreno mediante jet-grouting, Quarry and Construction, marzo 1992

LUNARDI P., 1991. Le gallerie idrauliche di bypass nel progetto di regimazione del lago formato dalla frana di Val Pola, Convegno su "I grandi trasferimenti d'acqua. Sistemi integrati" - Cortina d'Ampezzo 17-19 luglio 1991 LUNARDI P. E ALTRI, 1991. Potenziamento linea a doppio binario Verona-Brennero: metodologia progettuale delle opere in sotterraneo, Quarry and Construction, giugno 1991

LUNARDI P., 1991. Aspetti progettuali e costruttivi nella realizzazione di gallerie in situazioni difficili: interventi di precontenimento del cavo, Convegno Internazionale su "Il consolidamento del suolo e delle rocce nelle realizzazioni in sotterraneo" - Milano 18-20 Marzo 1991

LUNARDI P., 1991. L'impiego del jet-grouting per l'attacco di gallerie in terreni soffici, Convegno Internazionale su "Il consolidamento del suolo e delle rocce nelle realizzazioni in sotterraneo" - Milano 18-20 Marzo 1991

GOLINELLI G., LUNARDI P., PERELLI CIPPO A., 1991. La prima applicazione del jet-grouting in orizzontale come precontenimento delle scavo di gallerie in terreni incoerenti, Convegno Internazionale su "Il consolidamento del suolo e delle rocce nelle realizzazioni in sotterraneo" - Milano 18-20 Marzo 1991

LUNARDI P. E ALTRI, 1991. Il preconsolidamento del terreno a mezzo di iniezioni jet-grouting per la galleria a tre binari "Tarvisio" della Linea F.S. Udine-Tarvisio, Convegno Internazionale su "Il consolidamento del suolo e delle rocce nelle realizzazioni in sotterraneo" - Milano 18-20 Marzo 1991

LUNARDI P. E ALTRI, 1991. Preconsolidamento del terreno mediante jet-grouting nel sottopasso della Tangenziale Est di Milano da parte della Linea 3 della metropolitana, Convegno Internazionale su "Il consolidamento del suolo e delle rocce nelle realizzazioni in sotterraneo" - Milano 18-20 Marzo 1991

LUNARDI P.E ALTRI, 1991. L'impiego del jet-grouting per lo scavo di una galleria urbana a debole profondità, Convegno Internazionale su "Il consolidamento del suolo e delle rocce nelle realizzazioni in sotterraneo" - Milano 18-20 Marzo 1991

BIAGI G., PELLEGRINI V., LUNARDI P., 1991. L'applicazione del sistema jet-grouting nel progetto e nella costruzione delle gallerie dell'autostrada Livorno-Civitavecchia, Convegno Internazionale su "Il consolidamento del suolo e delle rocce nelle realizzazioni in sotterraneo" - Milano 18-20 Marzo 1991

LUNARDI P. E ALTRI, 1991. Il ripristino di gallerie collassate sull'autostrada Messina-Palermo, lotto 33 bis, mediante armatura radiale del terreno, Convegno Internazionale su "Il consolidamento del suolo e delle rocce nelle realizzazioni in sotterraneo" - Milano 18-20 Marzo 1991

LUNARDI P. E ALTRI, 1990. Soft ground tunnelling in the Milan Metro and Milan Railway Link. Case histories, Soft Ground Tunnelling Course-Institution of Civil Engineers - Londra 10-12 Luglio 1990

LUNARDI P., AIELLO E., RIZZO S., MONGILARDI E., 1990. Una frana in terreni geologicamente e

strutturalmente complessi interessante l'abitato della Presura di Impruneta (Firenze), Quarry and Construction, n. 4 anno 1990

LUNARDI P. E ALTRI, 1989. Nouvelles orientations pour le project et la constru-ction des tunnels dans des terrains meubles. Etudes et experiences sur le preconfinement de la cavite et la preconsolidation du noyau au front, Colloque International "Tunnels et micro-tunnels en terrain meuble - Parigi 7-10 Febbraio 1989

LUNARDI P., 1988. La costruzione della galleria S. Elia lungo l'autostrada Messina-Palermo, Costruzioni, dicembre 1988

LUNARDI P., 1988. Emergenza Valtellina - frana di Val Pola - gallerie idrauliche di by-pass, Quarry and Construction, n. 11 anno 1988

CAMARGO GUAZZELLI J.L., LUNARDI P., 1988. Tunel de Campinas: evolucion del diseno y problemas de operacion, Atti del Congresso Internazionale su "Le gallerie e l'Acqua" - Madrid, 12-15 Giugno 1988

LUNARDI P., 1988. Emergence "Valtellina"; éboulement de la Val Pola; galeries hydrauliques de bypass, Atti del Congresso Internazionale su "Le gallerie e l'Acqua" - Madrid, 12-15 Giugno 1988

LUNARDI P., MONGILARDI E., TORNAGHI R., 1986. Il preconsolidamento mediante jet-grouting nella realizzazione di opere in sotterraneo, Atti del Congresso Internazionale su "Grandi Opere Sotterranee" - Firenze 8-11 Giugno 1986

BALOSSI RESTELLIA., COLOMBO A., GERVASO F., LUNARDI P., 1986. Tecnologie speciali per il sostegno di scavi nelle alluvioni di Milano in occasione della costruzione della linea 3 della metropolitana milanese, Atti del Congresso Internazionale su "Grandi Opere Sotterranee" - Firenze 8-11 Giugno 1986

FAORO L., LUNARDI P., PASQUINI M., 1986. Il jet-grouting nel consolidamento di imbocchi di gallerie autostradali, Atti del Congresso Internazionale su "Grandi Opere Sotterranee" - Firenze 8-11 Giugno 1986

LOUIS C., LUNARDI P., 1984. Consolidation des sols par la technique de jet-grouting. Etat des connaissances et experiences, Colloque International "Renforcement en place des sols des roches". Parigi, Ottobre 1984.

LUNARDI P.LOUIS C., 1984. Méthodes de présouténèment et pré-étanchement pour les travaux en souterrain, Journèes d'études internationales -Lione, Novembre 1984

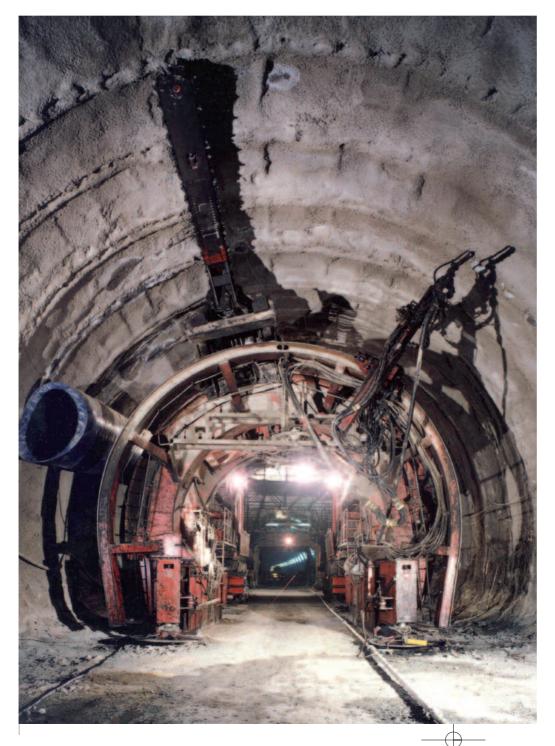
LUNARDI P., 1984. La piena del fiume Taro del novembre 1982. Danni, ripristino provvisorio, ricostruzione definitiva del ponte ferroviario distrutto dalla piena. Il Convegno di Idraulica Padana - Parma, Giugno 1984.

LUNARDI P., 1982. Nouvelle Mèthode de construction des écrans d'étanchéité dans les barrages en remblai, 14th International Congress on "Large Dam" - Rio de Janeiro, 6-7 Maggio 1982.

1985

PRETAGLIO MECCANICO

Il pretaglio meccanico portato alla piena sezione



Nel 1985 il Prof. Ing. Pietro Lunardi introduce in Italia il pretaglio meccanico e per la prima volta nelle applicazioni in galleria lo propone a piena sezione. Prima di allora i progettisti di gallerie non avevano a disposizione tecnologie d'intervento cui ricorrere per lo scavo in terreni coesivi soffici ed erano costretti a progettare avanzamenti a sezione pluriparzializzata, controllando i fenomeni deformativi con strumenti assai generici, quali le centine, i bulloni e lo spritz-beton. L'introduzione del pretaglio meccanico a piena sezione nel 1985 rappresenta quindi una vera e propria pietra miliare nella storia del tunnelling in condizioni tenso-deformative difficili.

La tecnologia consiste nel praticare un'incisione di spessore e lunghezza predeterminati sul fronte di scavo, lungo la traccia del profilo d'estradosso della futura galleria. L'incisione, ottenuta mediante una speciale macchina dotata di testa fresante a catena, movimentata su un portale a cremagliera che riproduce la sagoma del tunnel (figura 1), viene immediatamente riempita con calcestruzzo spruzzato fibrorinforzato, opportunamente additivato per ottenere eccellenti doti di resistenza in tempi brevi.

Si realizza così un "tegolo" di prerivestimento di forma tronco-conica ed elevate caratteristiche meccaniche, lanciato in avanzamento ben oltre il fronte di scavo, che

GALLERIA TERRANOVA LE VILLE

LINEA F.S. ROMA-FIRENZE

 $\varnothing = 13,50 \, \text{M}$ TERRENO: LIMI SABBIOSI COPERTURA: $\backsim 50 \, \text{M}$



permette di garantire un precontenimento radiale al terreno circostante, tale da impedirne l'allentamento. Grazie alla forma tronco-conica è possibile la realizzazione di tegoli successivi parzialmente sovrapposti (figura 2), alternando l'esecuzione di ciascuno con un adeguato sfondo d'avanzamento.

Si ottiene così una volta di rivestimento pressoché continua, che dopo il passaggio del fronte viene subito irrigidita chiudendola al piede col getto delle murette e dell'arco rovescio.

Il campo d'applicazione del sistema va dalle rocce

tenere ai terreni argillosi e a quelli limo-sabbiosi anche eterogenei ed acquiferi, purché consentano, magari con particolari artifici, di mantenere l'incisione aperta tutto il tempo necessario per riempirla. Prerogative importanti del metodo sono:

- ▶ l'eliminazione quasi totale dei fuori sagoma, con la conseguente sensibile riduzione della necessità d'iniezioni d'intasamento tra prerivestimento e terreno;
- ▶ la riduzione dell'incidenza delle opere di contenimento provvisorie, in quanto praticamente sostituite dal guscio del pretaglio;

1. LA PRIMA MACCHINA
PER L'ESECUZIONE
DEL PRETAGLIO MECCANICO
A PIENA SEZIONE
LINEA F.S. SIBARI-COSENZA







DETTAGLIO DELL'ESECUZIONE DEL PRETAGLIO E FASE DI CON CALCESTRUZZO PROIETTATO

IL NUCLEO-FRONTE

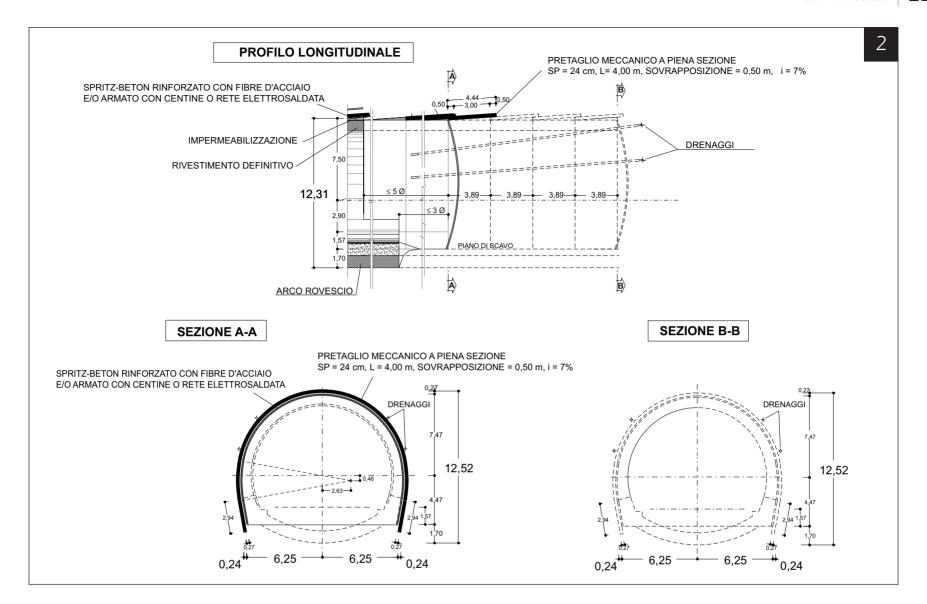
TERRENO: ARGILLA E LIMO COPERTURA: ∽ 110 M

GALLERIA N. 2 $\varnothing = \backsim 10 \,\mathrm{M}$

DI UNA GALLERIA PROTETTO DAL GUSCIO DI PRETAGLIO LINEA F.S. SIBARI-COSENZA

RIEMPIMENTO DELL'INCISIONE

PRETAGLIO MECCANICO



- ▶ la meccanizzazione spinta delle lavorazioni e la regolarizzazione delle cadenze d'avanzamento, con vantaggiose ripercussioni sull'economia del cantiere e delle produzioni ottenibili;
- ▶ la realizzazione d'un prerivestimento il più possibile collaborante alla statica del rivestimento definitivo, cosicché quest'ultimo, se il capitolato consente di considerare l'effetto di tale collaborazione, può essere convenientemente ridotto di spessore.

Un esempio di sezione tipo con pretaglio meccanico a piena sezione è riportato in figura 2, mentre la figura 3 mostra le fasi esecutive dell'avanzamento. Nell'ambito dell'approccio ADECO-RS, la tecnologia

s'inquadra tra gli interventi di precontenimento del

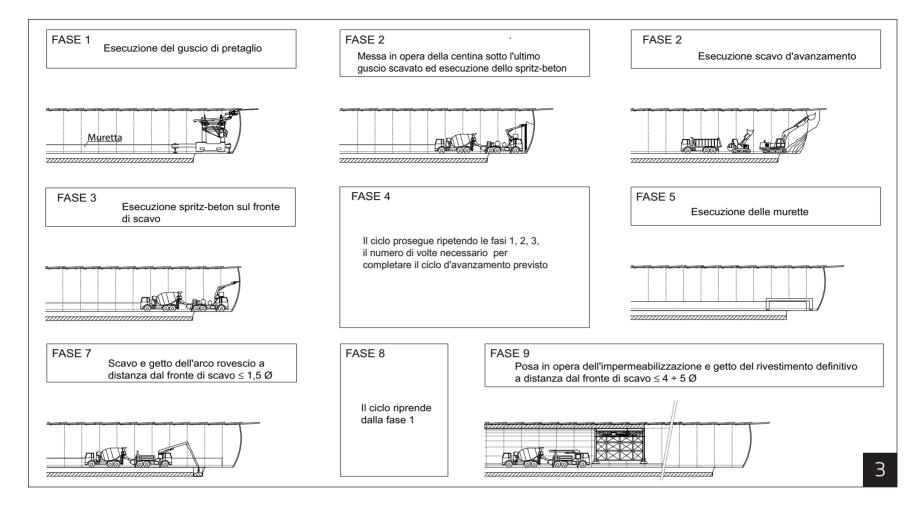
cavo e può essere operata in combinazione con altri interventi di consolidamento in avanzamento secondo due tipologie principali, da scegliere in funzione dei tipi di terreno da attraversare e delle situazioni tenso-deformative da affrontare (figura 4):

- **1.** (PT): semplice protezione del nucleo-fronte mediante prevolte di spritz-beton eseguite in avanzamento mediante pretaglio meccanico (intervento conservativo indiretto);
- **2.** (PT+VTR): rinforzo del nucleo-fronte mediante armature di vetroresina e contemporanea protezione dello stesso attraverso la realizzazione di prevolte di spritz-beton eseguite in avanzamento mediante pretaglio meccanico (intervento conservativo misto).

2. ESEMPIO DI SEZIONE TIPO CON PRETAGLIO MECCANICO A PIENA SEZIONE

214

30 ANNI DI ROCKSOIL



3. LE FASI ESECUTIVE DEL PRETAGLIO MECCANICO A PIENA SEZIONE

TABELLA 1. A CIASCUNA
DELLE TIPOLOGIE PRINCIPALI
È POSSIBILE FAR
CORRISPONDERE UN
PROGETTO DI RIFERIMENTO,
NELL'AMBITO DEL QUALE LA
TIPOLOGIA È STATA
SPERIMENTATA

Progetto di riferii	mento	Lunghezza Tipo di terreno		Copertura	Diametro	Tipologia Intervento	
Lavoro	Galleria	galleria [m]	ripo di terreno	max [m]	[m]	di consolidamento	
Linea F.S. Sibari-Cosenza [1983]	Galleria 1 e Galleria 2	2200	Limo sabbioso	115	10	PT	
Metropolitana di Roma Linea A [1997]	Baldo degli Ubaldi	120	Argille e limi argillosi	22	22	PT+VTR	
Autostrada A1 Roma-Milano	Nazzano	2x600	Sabbie	45	21	PT+VTR	

A ciascuna di queste tipologie è possibile far corrispondere un progetto di riferimento (tabella 1), nell'ambito del quale essa è stata sperimentata per la prima volta o ha subito una particolare evoluzione.

BREVE STORIA DELLA TECNOLOGIA

L'idea di realizzare per lo scavo di una galleria un guscio di pre-rivestimento in avanzamento riempiendo immediatamente con spritz beton un'incisione di spessore e profondità predeterminati, praticata mediante "predecoupage mecanique" sul fronte, lungo il profilo d'estradosso della galleria da realizzare, è stata concepita e sviluppata nel 1981 in Francia, dove fu sperimentata a mezza sezione durante la costruzione della metropolitana di Lille in un tratto costituito da argilliti consistenti.

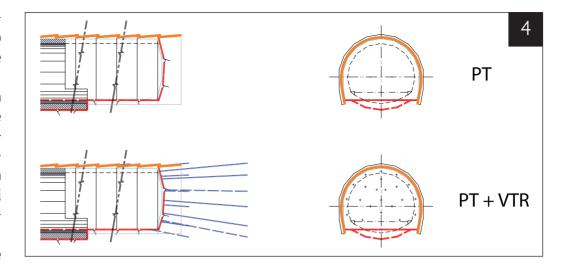
Il guscio di pre-rivestimento, realizzato prima di abbattere un tratto del nucleo d'avanzamento sottostante, evitava l'azzeramento del contenimento precedentemente garantito da quest'ultimo, mostrando di migliorare la sicurezza delle maestranze e ridurre sensibilmente i cedimenti in superficie.

L'esperienza francese suscitò molto interesse in Rocksoil, che a quell'epoca si accingeva a progettare alcune difficili gallerie per la linea ferroviaria Sibari-Cosenza, tra le stazioni di S. Marco Roggiano e Mongrassano-Cervicati. I terreni da attraversare, con coperture massime dell'ordine di 100 m, erano infatti costituiti da argille grigio-azzurre molto soffici, appartenenti alla formazione pliocenica-calabriana.

I calcoli svolti per valutare il comportamento delle gallerie durante lo scavo, in assenza d'interventi, pronosticavano condizioni di grave instabilità del fronte e del cavo. In situazioni analoghe, l'avanzamento con i sistemi tradizionali aveva sempre comportato serie difficoltà di pianificazione dei lavori, che venivano perpetrati, tra frequenti dissesti, in condizioni di sicurezza precarie, rendendo di fatto improbabile qualsiasi previsione riguardo a tempi e costi di costruzione. L'innesco d'ingenti fenomeni deformativi di tipo irreversibile che con tali sistemi non era possibile evitare, essenzialmente causato dall'azzeramento del contenimento esercitato dal nucleo di terreno al fronte, portava infatti frequentemente al crollo della galleria.

Dopo la positiva esperienza del "jet-grouting in orizzontale", maturata a Campiolo, era chiaro che l'unica maniera possibile per operare con successo sarebbe stato anticipare i fenomeni deformativi intervenendo, con adeguati sistemi di stabilizzazione, prima dell'arrivo del fronte di scavo. Si poneva dunque il problema di concepire un nuovo tipo d'intervento adatto alla natura prettamente coesiva del terreno in gioco, il quale, analogamente al jet-grouting in orizzontale, consentisse di anticipare i fenomeni deformativi sviluppando una continua ed efficace azione di precontenimento/contenimento del cavo prima, durante e dopo l'arrivo del fronte di scavo.

A questo scopo, il Prof. Ing. Pietro Lunardi diede l'input di rielaborare l'idea francese in modo da farne un intervento applicabile con efficacia in terreni coesivi assai più soffici di quelli di Lille. Poiché una delle fasi



più delicate dell'avanzamento di una galleria in terreni di scadente qualità è quella del ribasso dalla mezza alla piena sezione, si riprogettò completamente la tecnologia per poterla applicare direttamente a piena sezione. Questo richiese tra l'altro un accurato studio d'ottimizzazione della configurazione geometrica dei gusci di pretaglio e accorgimenti appropriati per assicurar loro una affidabile base d'appoggio.

L'efficacia della nuova tecnologia risultò immediatamente evidente: l'estrema regolarità dei tempi d'avanzamento, stabilizzatisi, nonostante la difficoltà dei terreni, su valori medi dell'ordine di 3,00 m/g, permetteva di pianificare interventi, tempi e costi di costruzione come non era mai stato possibile fare prima in materiali analoghi.

Le numerose misure eseguite in situ per studiare il comportamento dello scavo con la nuova tecnologia, confermavano le aspettative del progettista mostrando che i movimenti che solitamente si sviluppano nel terreno prima del passaggio del fronte erano praticamente annullati, mentre il massimo gradiente di deformazione veniva raggiunto durante l'escavazione dell'arco rovescio, il cui getto determinava comunque l'immediata stabilizzazione del cavo. Avendo il terreno conservato, grazie al precontenimento, gran parte delle proprie caratteristiche originarie, anche le spinte agenti a lungo termine sul rivestimento risultavano notevolmente ridotte in confronto a quelle attese nel caso di avanzamento con sistemi tradizionali.

4. PRETAGLIO MECCANICO A PIENZA SEZIONE
LE PRINCIPALI TIPOLOGIE
D'INTERVENTO

EVOLUZIONE DELLA TECNOLOGIA

Dai tempi delle prime applicazioni, le possibilità del pretaglio meccanico sono notevolmente aumentate. Le moderne tecnologie di taglio del terreno e riempimento dell'incisione consentono di realizzare tegoli di oltre 4,5 m di profondità e 24 cm di spessore, mentre per quanto riguarda il diametro della galleria, il sistema è già stato applicato con successo fino a luci dell'ordine di 21,5 m (Stazione Baldo degli Ubaldi della Linea A della Metropolitana di Roma).

Un'applicazione particolare del pretaglio meccanico messa a punto e sperimentata recentemente è quella nell'ambito del metodo "Nazzano" (vedasi pag. 280), col quale è possibile allargare in sede una galleria esistente senza interromperne l'esercizio.

Quella che segue è una lista delle più importanti opere che sono state realizzate su progetto Rocksoil utilizzando la tecnologia del pretaglio meccanico a piena sezione:

Inizio	Fine	Lavoro	Cliente	Terreno	Copertura max [m]	Luce [m]	Lunghezza [m]	Interventi speciali	Type of task
2006	2007	Autostrada A14 - 4 nuove gallerie e allargamento a tre corsie per ciascuna direzione della galleria Monte Domini con il "metodo Nazzano"	Spea Ingegneria Europea S.P.A.	Argille	-	16	-	Sistema brevettato per l'esecuzione del lavoro senza interompere il traffico	F
2000	2007	Autostrada A1 Milano-Napoli: allargamento galleria Nazzano in presenza di traffico	Autostrade per l'italia S.p.A.	Sabbie	45	21	1200	Sistema brevettato per l'esecuzione del lavoro senza interompere il traffico	D
1996	2001	Nuova Linea ferroviaria ad Alta Velocità BO-FI: galleria Borgo Rinzelli	Maire Engineering	Argille	10	13,5	455	160 m J.G.O., 295 m PT, 295 m VTR, PROTESI	D
1993	1999	Linea F.S. Ancona-Bari: galleria Vasto	Fioroni	Argille-limose	135	12	5000	2260 m J.G.O., 2600 m PT, 4970 m VTR	D
1985	1999	F.S. Sibari-Cosenza: gallerie 1, 2, 3, 4	Asfalti Sintex	Formazione pliocenica calabriana	115	10	53714148	1300 m J.G.O., 2300 m PT, 2300 m VTR	P D
1989	1998	Linea F.S.Dorsale Sarda: galleria Campeda	Cofesar	Vulcanico	300	12	3800	400 m PT, 400 m VTR	D
1991	1996	Linea F.S. Caserta-Foggia: galleria San Vitale	San Vitale Scarl	Argille varicolori, calcari argilliti	100	12	2500	300 m PT, 1300 m VTR	D
1987	1991	Linea Ferroviaria "Direttissima" Roma-Firenze: gallerie Talleto e Caprenne	Fespi	Limi sabbiosi	80	7	2700 +2700	2500 m J.G.O., 5500 m PT, 2700 m VTR	D
1987	1991	Linea Ferroviaria "Direttissima" Roma-Firenze: galleria Terranova Le Ville	Fespi	Depositi lacustri	50	13,5	2600	200 m J.G.O., 1800 m PT, 2200 m VTR	D
1992		Autostrada A1 Milano-Roma: galleria Monte Mario		Argille-limose, sabbie	270	14,5	4600	1200 m PT, 25 m J.G.O., 350 m VTR, 150 m BU	D
1989		Tangenziale Est Catanzaro: galleria S. Giovanni	Sincat Scarl	Argille marnose stratificate e sabbie giallastre alternate con limi sotto falda	40	12	400		D
1989		Linea F.S. Bicocca-Siracusa: galleria Targia	Collini S.p.A.	laloclastiti	30	12	3300	1000 m PT, 1000 m VTR	D
1987		Raddoppio Linea Ferroviaria Circumflegrea (Napoli): gallerie Varo Pecore, Astroni e Grotta del Sole		Formazioni tufacee	30	6	600		D



STAZIONE BALDO
DEGLI UBALDI
METROPOLITANA DI ROMA - LINEA "A"

BIBLIOGRAFIA

LUNARDI P., CASSANI G., GATTI M., 2008. De-

sign Aspects of the construction of the new Apenninies crossing on the A1 Milan-Naples motorway: the Base Tunnel, Proceedings of the International Congress on "Le Souterrain: espace d'avenir", Monaco, Principato di Monaco, 6-8 ottobre 2008

LUNARDI P., 2008. Design and construction of tunnels - Analysis of Controlled Deformation in Rock and Soils (ADECO-RS), Ed. SPRINGER, 576 pagine, marzo 2008

LUNARDI P., BINDI R., CASSANI G., 2007. From the ADECO-RS approach to the tunnelling industrialisation, Atti del Simposio Internazionale su "Tunnelling for urban development", Pattaya City (Thailand), 14-15 dicembre 2007

LUNARDI P., LUNARDI G., CASSANI G., 2007. Widening the Nazzano motorway tunnel from two to three lanes + an emergency lane without interrupting traffic, Atti del convegno Internazionale su "Tunnels, drivers of change", Madrid, 5-7 Novembre 2007

LUNARDI P., 2007. Progetto e costruzione di gallerie - Analisi delle deformazioni controllate nelle rocce e nei suoli (ADECO-RS), Ed. HOEPLI, 575 pagine, agosto 2007

LUNARDI P., BINDI R., CASSANI G., 2006. Prime evidenze e risultati dell'impiego dell'approccio ADECO-RS per la realizzazione di oltre 73 Km di gallerie di linea, Strade e Autostrade, 1-2006

LUNARDI P., 2003. Widening the load at Nazzano, Tunnels & Tunnelling International, Luglio 2003

LUNARDI P., 2003. Un metodo costruttivo innovativo per allargare gallerie stradali, autostradali o ferroviarie senza interrompere il traffico: l'applicazione alla galleria Nazzano sull'autostrada A1 Milano-Napoli, Strade & Autostrade, 2-2003

LUNARDI P.E ALTRI, 2001. Aspetti progettuali e costruttivi affrontati nell'ambito dei lavori per il raddoppio della linea ferroviaria Bicocca-Siracusa, tratto Targia-Siracusa, Atti del Congresso Internazionale su "Progress in Tunnelling after 2000", Milano, 10-13 giugno 2001

LUNARDI P., CALCERANO G., 2001. A new construction method for widening highway and railway tunnels, Atti del Congresso Internazionale su "Progress in Tunnelling after 2000", Milano, 10-13 giugno 2001

LUNARDI P., 2000. Progetto e costruzione di gallerie – Approccio ADECO-RS, Quarry and Construction, maggio 2001

LUNARDI P., 2000, The construction of largespan stations for underground railways, Tunnel, n. 8 (dicembre), anno 2000

LUNARDI P., PANTALEONE V., 2000. Problematiche affrontate nello scavo delle gallerie Bellosguardo e San Vito, Quarry and Construction, October 2000

LUNARDI P., 2000. Design & constructing tunnels – ADECO-RS approach, T&T International special supplement, May 2000

LUNARDIP, 1999. The influence of the rigidity of the advance core on the stability of tunnel excavations, Gallerie e grandi opere sotterranee, 59

LUNARDI, 1999. "Une methode de construction innovante pour elargir les tunnels routiers, autoroutiers et ferroviaires sans interrompre la circulation; son application au tunnel de Nazzano sur l'autoroute A1 Milan-Naples", Atti della Conferenza su "Instandsetzung von Tunneln" - Olten, 21 Ottobre 1999

LUNARDI P., 1999. Il preconsolidamento del terreno nelle opere in sotterraneo, Quaderno della 3° Sessione delle Conferenze Permanenti SIG sull'Alta Velocità, Bologna, 24 giugno 1999

LUNARDI P.,1999. Construction des stations de grandes portées pour métro, ETH-Tunnelbau-Symposium 99, Zurigo, 18 marzo 1999

LUNARDI P., 1998. Convergence-confinement ou extrusion-préconfinement?, Colloque "Mécanique et Géotechnique", Laboratoire de Mécanique des Solides - École Polytechnique, Paris 19 May 1998

LUNARDI P. E ALTRI, 1998. Design and construction of a station on the Rome metro, T&T International. March 1998

LUNARDI E ALTRI, 1998. Stazione "Baldo degli Ubaldi", Quarry and Construction, marzo 1998 LUNARDI P., 1997. L'influenza della rigidezza del nucleo d'avanzamento sulla sicurezza degli scavi in galleria, Gallerie e grandi opere sotterranee. n. 52 anno 1997

LUNARDI E ALTRI, 1995. Qualcosa di nuovo in galleria, Le strade, luglio-agosto 1995

LUNARDI P., 1995. L'importanza del precontenimento del cavo in relazione ai nuovi orienta-

menti in tema di progetto e costruzione di gallerie, Gallerie e grandi opere in sotterraneo, n. 45 anno 1995

LUNARDI P. E ALTRI, 1994. Pianificazione tecnico-economica delle opere in sotterraneo mediante l'approccio basato sull'analisi delle deformazioni controllate nelle rocce e nei suoli, Costruzioni, Settembre 1994

LUNARDI P.E ALTRI, 1994. Il metodo del pretaglio, I treni, Agosto 1994

LUNARDI P., 1993. Evolution des technologies d'excavation en souterrain, dans des terrains meubles, Colloque chez le "Comité Marocain des Grands Barrages" - Rabat, 30 settembre 1993

LUNARDI P. E ALTRI, 1993. Technical and financial planning of underground works: the "ADECO-RS" method, VI Forum Europeo di Ingegneria Economica - Università Bocconi - Milano, 13-14 Maggio 1993

LUNARDI P., 1993. Aspetti progettuali e costruttivi nella realizzazione di gallerie in situazioni difficili. Interventi di precontenimento del cavo, Le strade, marzo-aprile 1993

LUNARDI P. E ALTRI, 1993. Tunnelling in soil: design, construction materials and monitoring, Seminario Russo-Italiano - Central Institute for Advanced Training of Construction Engineers (TSMIPKS), Mosca, 11 Marzo 1993

LUNARDIP. E ALTRI, 1992. Shotcreting applied to shell construction in the precutting tunnelling method, Convegno Internazionale su "To-

wards New Worlds in Tunnelling" - Acapulco 16-20 Maggio 1992

LUNARDI P. E ALTRI, 1992. Tunnel face reinforcement in soft ground: design and controls during excavation, Convegno Internazionale su "Towards New Worlds in Tunnelling" - Acapulco 16-20 May 1992

MASSARO G., LUNARDI P., 1991. Costruire presto e bene, Ingegneria ferroviaria, settembre 1991

LUNARDI P., 1991. Aspetti progettuali e costruttivi nella realizzazione di gallerie in situazioni difficili: interventi di precontenimento del cavo, Convegno Internazionale su "Il consolidamento del suolo e delle rocce nelle realizzazioni in sotterraneo" - Milano 18-20 Marzo 1991

LUNARDI P. E ALTRI, 1991. La prima applicazione in Italia del pretaglio meccanico, Convegno Internazionale su "Il consolidamento del suolo e delle rocce nelle realizzazioni in sotterraneo" - Milano 18-20 Marzo 1991

LUNARDI P. E ALTRI, 1990. Soft ground tunnelling in the Milan Metro and Milan Railway Link. Case histories, Soft Ground Tunnelling Course-Institution of Civil Engineers - Londra 10-12 Luglio 1990

LUNARDI P. E ALTRI, 1989. Nouvelles orientations pour le projet et la construction des tunnels dans des terrains meubles. Etudes et experiences sur le preconfinement de la cavité et la préconsolidation du noyau au front, Colloquio Internazionale su "Tunnels et micro-tunnels en terrain meuble - Paris 7-10 February 1989

1986

"METODO RS" DEL CUNICOLO PILOTA

Il cunicolo pilota diventa un vero e proprio mezzo di progettazione integrato nell'approccio ADECO-RS

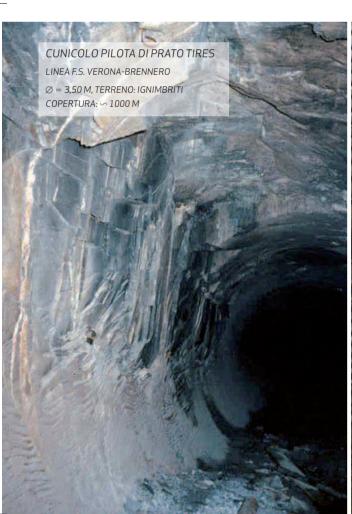
mento di progettazione delle gallerie che il Prof. Ing. Pietro Lunardi propose alla comunità scientifica nel 1986, al termine di approfonditi studi sviluppati dalla Rocksoil in collaborazione con l'Università degli Studi di Firenze, dopo averne verificato l'efficacia durante la costruzione della galleria "Prato Tires", nota anche come "Sciliar", di 13,2 Km di lunghezza, tra Prato Isarco e Ponte Gardena, facente

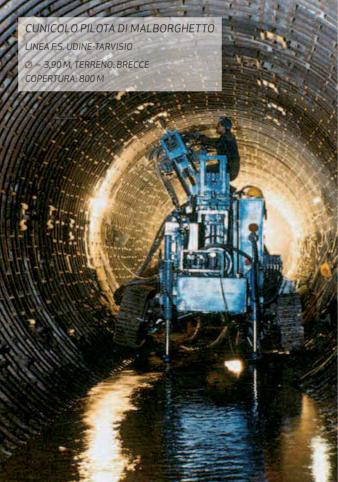
Il "Metodo RS" del cunicolo pilota è un potente stru-

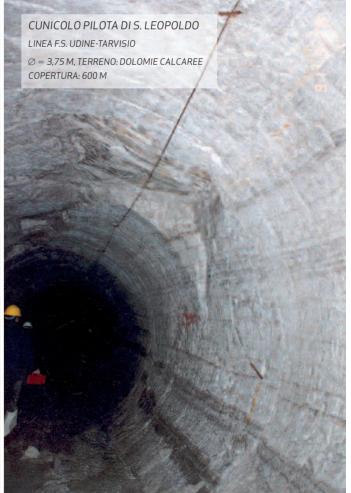
parte dei lavori di ammodernamento della linea ferroviaria Verona-Brennero.

Da allora le applicazioni del Metodo RS sono state assai numerose (vedasi tabella 1 a pag. 230), per cui possiamo certamente dire che si tratta di una tecnologia matura, di cui ben conosciamo pregi e difetti. Nell'ambito dell'approccio ADECO-RS essa si colloca tra le tecnologie d'indagine da prendere in considerazione durante la progettazione della fase conoscitiva.

ALCUNI CUNICOLI PILOTA IN ITALIA



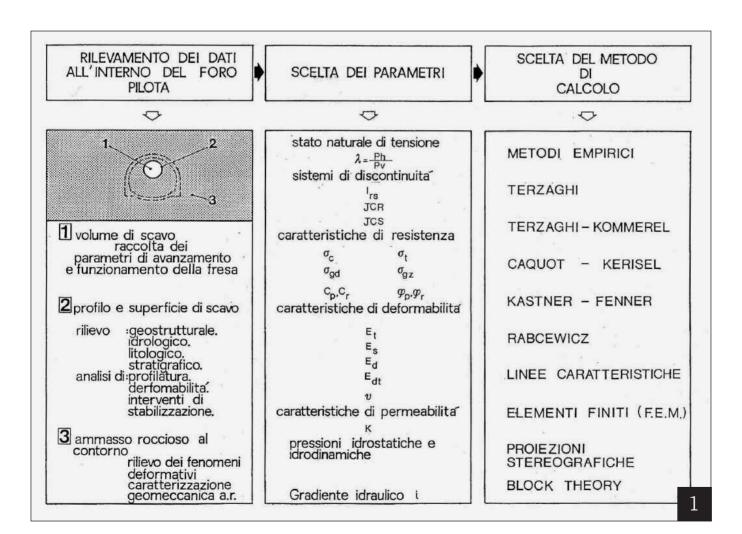




Allorché le complesse situazioni geologico-ambientali impongono, per il raggiungimento di conoscenze sufficienti a garantire una progettazione attendibile dell'opera da realizzare, costi troppo elevati per l'espletamento di un'adeguata campagna geognostica tradizionale o addirittura ne impediscono l'esecuzione, il "Metodo RS" del cunicolo pilota, nel suo insieme di procedure, rappresenta una vera e propria alternativa agli usuali metodi d'indagine finalizzati alla progettazione di gallerie. Il cunicolo, realizzato più o meno coassialmente alla galleria da scavare mediante una fresa ad attacco integrale di piccolo diametro (solitamente 3 ÷ 4 m), equivale a un sondaggio orizzontale eseguito a distruzione di nucleo dal quale è possibile rilevare direttamente e, poi, caratterizzare completamente, dal punto di vista litostratigrafico, strutturale, geomeccanico e idrogeologico, l'ammasso roccioso interessato. Si tratta di una pratica vantaggiosa per scavi di una certa lunghezza, in contesti eminentemente lapidei, dove non è importante, per lo scavo della galleria finale, poter contare sulla presenza di un nucleo d'avanzamento rigido. Presupposti indispensabili per una corretta applicazione del Metodo RS sono:

- ▶ il compimento di uno studio geognostico preliminare finalizzato ad accertare la fattibilità del cunicolo pilota. Solo a seguito di un tale studio è possibile prendere a ragion veduta qualsiasi decisione riguardo alla sua convenienza, al diametro ottimale e al tipo di macchina più adatta a realizzarlo;
- ▶ l'impiego di una fresa ad attacco integrale e continuo, opportunamente strumentata: solo in tal modo, infatti, si rendono perfettamente ispezionabili le pareti di scavo ed è poi possibile raccogliere, attra-

GLI OLTRE 100 KM DI GALLERIE ESEGUITE A TUTT'OGGI, PREVIO CUNICOLO PILOTA, NEL PIENO RISPETTO DEI TEMPI E DEI COSTI DI PREVENTIVO COSTITUISCONO LA DEFINITIVA CONSACRAZIONE DI QUESTO NUOVO SISTEMA DI PROGETTARE E COSTRUIRE TUNNELS



1. LA PROGETTAZIONE MEDIANTE CUNICOLO PILOTA

verso un apposito rilievo di dettaglio, tutte le informazioni di carattere geostrutturale pertinenti agli ammassi rocciosi intercettati:

▶ la realizzazione del cunicolo pilota, se la situazione geologica lo consente, lungo tutto lo sviluppo della galleria da scavare.

L'apertura del preforo, dati i mezzi e le modalità d'esecuzione, dà la possibilità di avere a disposizione una serie di metodologie di caratterizzazione (analisi del volume di scavo, del profilo/superficie di scavo e dell'ammasso roccioso al contorno) che, considerate nel loro insieme, forniscono un quadro globale esauriente di tutti gli elementi necessari alla successiva progettazione esecutiva dell'opera (figura 1):

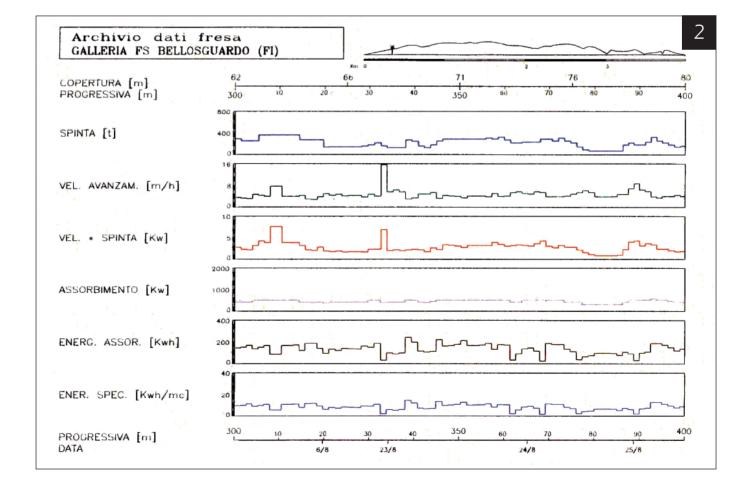
1. attraverso il rilievo dei parametri (spinta, velocità d'avanzamento, energia assorbita) di funzionamento della fresa, assimilata a un grande penetrometro, è possibile determinare l'enegia specifica impiegata per scavare un volume unitario di materiale (figura 2)

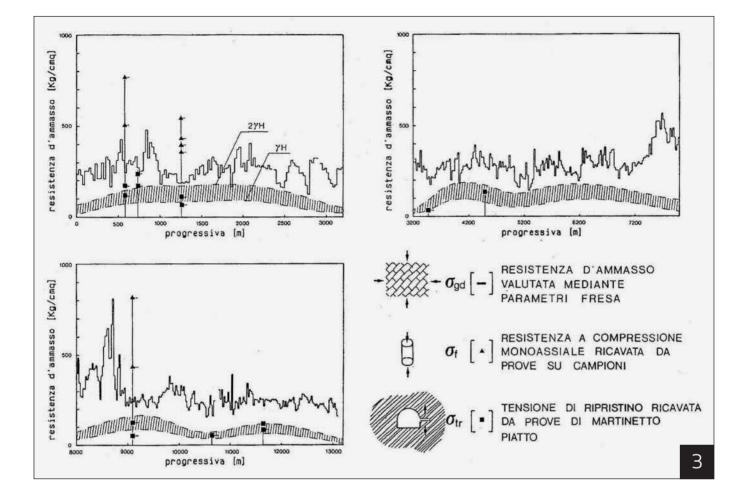
e da qui la resistenza d'ammasso (figura 3), ad essa direttamente correlata tramite un coefficiente di proporzionalità da valutare in situ con prove di martinetto piatto (analisi del volume di scavo);

2. la superficie perimetrale del cunicolo, grazie al ridotto disturbo prodotto dall'azione della fresa, è come un libro aperto a scala naturale su cui possono leggersi tutte le vicende stratigrafiche, litologiche, strutturali, tettoniche e idro-geologiche dell'ammasso roccioso. Il "Metodo RS" prevede la raccolta organica e l'archiviazione automatica di tutti questi dati che successivamente, attraverso un apposito software, possono essere elaborati e restituiti graficamente in qualunque forma desiderata (figura 4) (analisi del profilo/superficie di scavo);

3. all'interno del foro pilota è possibile eseguire facilmente innumerevoli tipi di indagini, prove e misure (sondaggi, prove di martinetto piatto e cilindrico, prospezioni geofisiche, censimento e analisi cinematica

2. ATTRAVERSO IL RILIEVO
DEI PARAMETRI (SPINTA,
VELOCITÀ D'AVANZAMENTO,
ENERGIA ASSORBITA)
DI FUNZIONAMENTO DELLA
FRESA, ASSIMILATA A UN
GRANDE PENETROMETRO,
È POSSIBILE DETERMINARE
L'ENEGIA SPECIFICA
IMPIEGATA PER SCAVARE
UN VOLUME UNITARIO
DI MATERIALE





3. RESISTENZA D'AMMASSO LINEA F.S. VERONA-BRENNERO GALLERIA PRATO TIRES -PONTE GARDENA

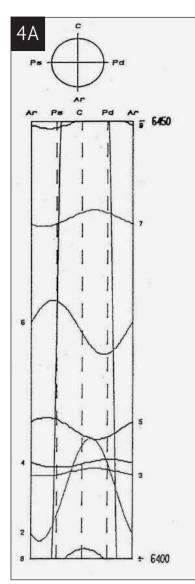
CUNICOLO PILOTA DI VILLENEUVE

AUTOSTRADA AOSTA-MONTE BIANCO $\emptyset = 3,90 \text{ M}$ TERRENO: CALCESCISTI E MICASCISTI CON LENTI DI CARNIOLE COPERTURA: 55 M



222

30 ANNI DI ROCKSOIL



4A. ANALISI CLINOGRAFICA DELLE DISCONTINUITÀ

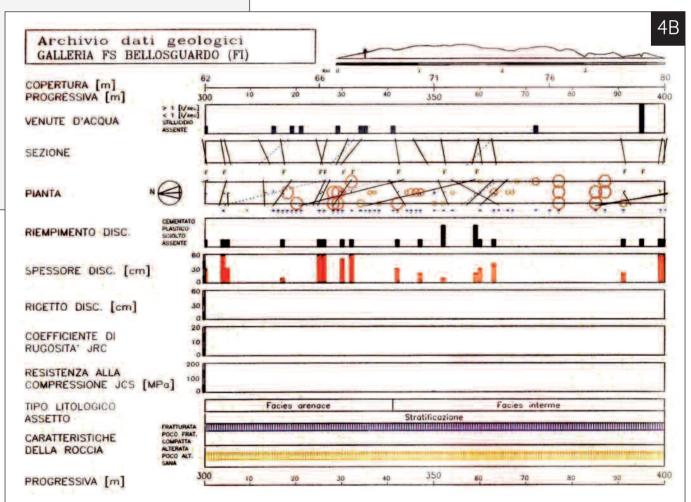
4B. ANALISI DEL PROFILO/ SUPERFICIE DI SCAVO





CUNICOLO PILOTA
DI ZUC DEL BOR
LINEA F.S. UDINE-TARVISIO

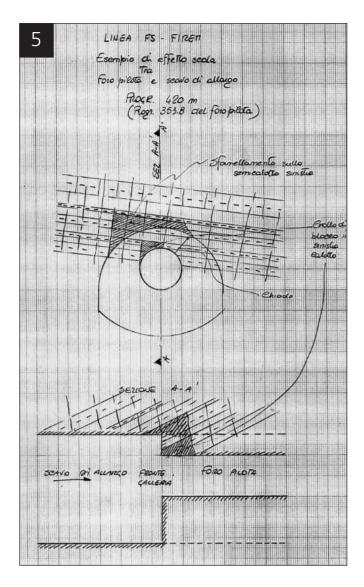
 \emptyset = 3,50 M TERRENO: DOLOMIE E CALCARI COPERTURA MAX: 1.400 M





GRAZIE AL CUNICOLO PILOTA SI SONO POTUTI COMPIERE IMPORTANTI STUDI SULL'INNESCO DELL"EFFETTO ARCO" AL CONTORNO DEL CAVO

5. STUDIO DELL'EFFETTO SCALA SUI RILASCI NELLA GALLERIA ALLARGATA



Casall
Graben
assa

Pontebbal

Pontebbal

Pietratagliata

Casall
Graben
Casall
Graben
Autograph

Camporosso
in Valcanale
Plezzut

Plezzut

Galleria
Camporosso
Camporosso
in Valcanale
Plezzut

Galleria
Camporosso
Riofreddo

Rutte
Piccolo
Plezzut

Galleria
Camporosso
Riofreddo

SS54

Cave del
Pradii

dei rilasci gravitativi [Campana M., Lunardi P., Papini M., 1993], misure di convergenza, ecc.) ottenendo risultati di gran lunga più attendibili di quelli derivabili da indagini eseguite dalla superficie e immediatamente utilizzabili per la progettazione (analisi dell'ammasso roccioso al contorno);

4. osservando e misurando il comportamento deformativo del cunicolo pilota è possibile delineare il tipo di comportamento che l'ammasso roccioso manifesterà durante l'allargamento alla piena sezione, tenuto conto dell'effetto scala [Scesi L., Papini M., 1997] e del fattore tempo (figura 5).

Dal punto di vista costruttivo, poi, è utile ricordare come, operando dal cunicolo, sia possibile eseguire, prima di compiere l'allargo alla galleria finale, tutti gli interventi radiali di consolidamento del terreno eventualmente necessari.

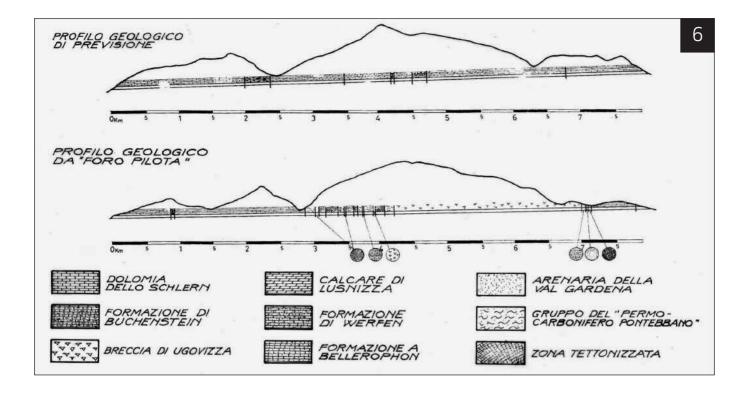
La maggiore spesa sostenuta inizialmente per realizzare il cunicolo pilota, purché la galleria da costruire sia sufficientemente lunga (almeno qualche chilometro) è di solito ampiamente compensata non solo dai risparmi diretti conseguibili (campagna geognostica di superficie più "leggera", minor costo dell'avanzamento d'allargo, minori spese per la ventilazione in corso d'opera, ecc.), ma soprattutto dal fatto di poter programmare in maniera aderente alla realtà tutte le operazioni d'allargamento alla piena sezione, con conseguente certezza di tempi e costi esecutivi.

I PROGETTI DI RIFERIMENTO

Tra le numerose esperienze maturate a seguito della realizzazione d'importanti gallerie ferroviarie e autostradali previo utilizzo del "Metodo RS" del cunicolo pilota, si illustrano qui di seguito alcuni progetti di riferimento particolarmente significativi.

GALLERIA MALBORGHETTO (LINEA FERROVIARIA UDINE-TARVISIO) - 1985

La costruzione della nuova linea ferroviaria "Pontebbana" offrì, negli anni 1980, la possibilità di sperimentare a fondo le potenzialità del Metodo RS del cunicolo pilota. Si realizzarono infatti con questa tecnologia ben tre gallerie dislocate una dopo l'altra tra Pontebba e Tarvisio: si tratta delle gallerie



6. IL CONFRONTO TRA
LA GEOLOGIA DI PREVISIONE
ELABORATA LUNGO
L'ASSE DELLA GALLERIA
PRIMA DELL'ESECUZIONE
DEL CUNICOLO PILOTA E
QUELLA REALE, RISCONTRATA
A SEGUITO DELLO SCAVO
DI QUEST'ULTIMO
GALLERIA MALBORGHETTO
LINEA F.S. UDINE-TARVISIO

Malborghetto, S. Leopoldo e Camporosso (in totale più di 20 km di scavo).

I lavori relativi alla realizzazione del cunicolo pilota della galleria Malborghetto, di 7.845 m di lunghezza e 3,90 m di diametro, iniziarono nel novembre 1985 e si conclusero, dopo 317 giorni lavorativi, nel dicembre 1986.

La produzione media globale (comprensiva dell'attraversamento delle zone di faglia) fu di circa 25 m/g. In figura 6 è rappresentato il confronto tra la geologia di previsione elaborata lungo l'asse della galleria prima dell'esecuzione del cunicolo pilota e quella reale, riscontrata a seguito dello scavo di quest'ultimo. Si possono notare differenze notevoli, di cui due particolarmente importanti:

1. l'individuazione, grazie al cunicolo pilota, di una lunga tratta, da prog. 2700 a prog. 4200, intensamente disturbata, che oltre ad inconvenienti legati alla presenza di gas evidenziava notevoli problematiche di stabilità del fronte e delle pareti di scavo, tali da rendere necessario realizzare, per un totale di 255 m di cunicolo, un blindaggio sistematico delle pareti dello stesso mediante "liner-plate" in acciaio; 2. l'intercettazione da prog. 4200 a prog. 6900,

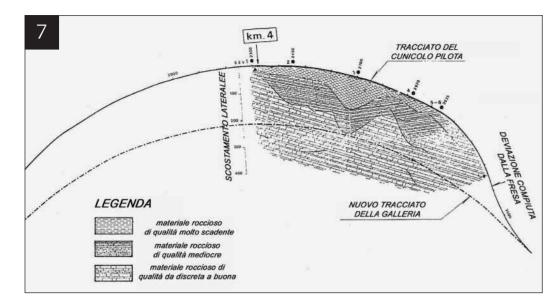
sempre da parte del cunicolo pilota, della formazione della "Breccia di Ugovizza", il cui rinvenimento nella tratta non era stato per nulla preventivato. Si dovettero mettere in opera notevoli quantità di chiodi per stabilizzare le pareti di scavo.

In entrambi i casi i successivi scavi d'allargo della galleria alla piena sezione poterono avvantaggiarsi notevolmente della preventiva realizzazione, operata dall'interno del cunicolo pilota, di adatti e adeguati interventi di consolidamento dell'ammasso circostante.

GALLERIA S. LEOPOLDO (LINEA FERROVIARIA UDINE-TARVISIO) - 1986

Il caso del cunicolo pilota di 3,75 m di diametro e circa 5900 m di lunghezza eseguito per la galleria S. Leopoldo rappresenta una situazione di estrema peculiarità, visto che la sua esecuzione portò addirittura a un radicale cambiamento del tracciato previsto.

Infatti, giunti a circa metà dello scavo (figura 7), il cunicolo pilota intercettò inaspettatamente un materiale roccioso talmente scadente da indurre, dopo circa 1000 m di avanzamento assai problematico, a compiere con la fresa una brusca deviazione verso valle, nella speranza, supportata dalla conoscenza



7. IL CUNICOLO PILOTA DI 3,75 M DI DIAMETRO E CIRCA 5900 M DI LUNGHEZZA ESEGUITO PER LA GALLERIA S. LEOPOLDO PORTÒ A UN RADICALE CAMBIAMENTO DI TRACCIATO LINEA F.S. UDINE-TARVISIO

8. CONFRONTO TRA GEOLOGIA
DI PREVISIONE E GEOLOGIA
REALE, INDIVIDUATA GRAZIE
AL CUNICOLO PILOTA
GALLERIA FLERES
LINEA F.S. VERONA-BRENNERO

geologica della regione e dai risultati di una prospezione sismica a riflessione eseguita dal cunicolo sin lì scavato, d'incontrare, come poi effettivamente avvenne, formazioni geologiche più affidabili.

È del tutto evidente come anche qui la realizzazione

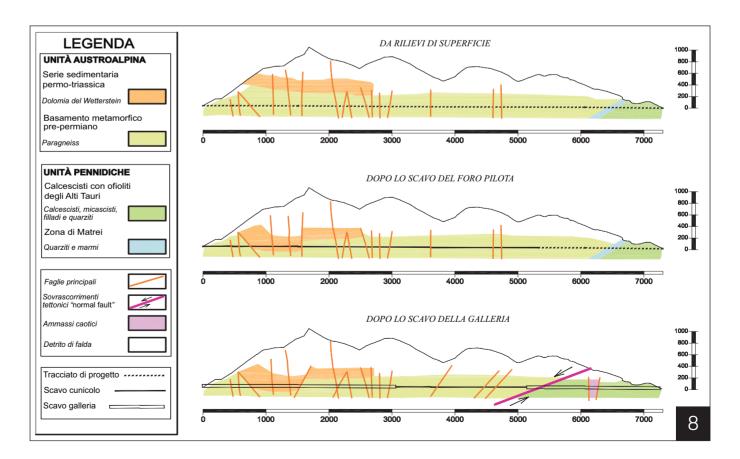
del cunicolo pilota sia stata di fondamentale utilità, avendo permesso di attuare per tempo una variante di tracciato attraverso materiali rocciosi assai più affidabili per la sicurezza delle maestranze e decisamente più convenienti in termini di oneri e di tempi di realizzazione.

GALLERIA FLERES (LINEA FERROVIARIA VERONA-BRENNERO) - 1987

I lavori per la realizzazione del cunicolo pilota di Fleres, di 3,80 m di diametro, iniziarono dall'imbocco Sud nel gennaio 1987.

La situazione geologica della zona, oggetto di numerosi studi non sempre tra loro concordanti, presentava diverse incognite, che a causa delle ingenti coperture presenti sul tracciato e dell'inaccessibilità dei luoghi non era stato possibile risolvere ricorrendo alle tradizionali indagini operate dalla superficie.

Il cunicolo pilota, dopo aver avanzato per i primi 1000 metri a 30 m/g di media attraverso i paragneiss dell" Unità Austroalpina", intercettò per circa



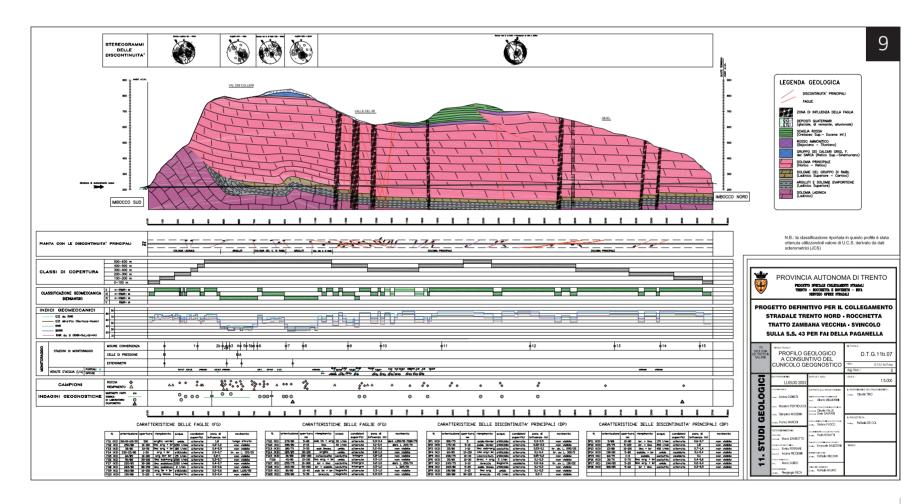
600 m la Dolomia del Wettestein, intensamente fratturata e sede di consistenti venute d'acqua e poi di nuovo i paragneiss, ma di caratteristiche geomeccaniche assai più scadenti di quelli precedenti, a causa del maggior contenuto di mica. L'avanzamento si faceva decisamente problematico e la produzione inferiore a 15 m/g.

A partire da prog. 4500 m fu necessario effettuare consolidamenti del nucleo-fronte, arretrando la fresa per evitare che rimanesse bloccata, mentre le convergenze delle pareti del cunicolo assumevano valori eccezionali, superiori ai 35 cm, costringendo ad eseguire il blindaggio completo del cavo. Giunti a prog. 5248 m, l'avanzamento della fresa fu interrotto, essendo divenuto estremamente pericoloso.

La figura 8 mostra il confronto tra la geologia di previsione elaborata lungo l'asse della galleria prima dell'esecuzione del cunicolo pilota e quella reale, riscontrata a seguito dello scavo di quest'ultimo. Anche in questo caso le differenze appaiono notevoli, tali da giustificare abbondantemente i costi sostenuti per l'esecuzione del cunicolo. Nonostante le problematiche messe in luce dal preforo, si ritenne opportuno realizzare comunque il tracciato già definito, perché lo studio di tracciati alternativi, più parietali, compiuto sulla base delle prospezioni, soprattutto geofisiche, compiute dall'interno del cunicolo, aveva evidenziato il pericolo d'intersecare le faglie vicarianti alla valle dell'Isarco, andando conseguentemente incontro a difficoltà ancora maggiori.

GALLERIA RUPE (S.S. 43 PER FAI DELLA PAGANELLA TRA TRENTO NORD E ROCCHETTA) - 2002

Le ingenti coperture e l'inaccessibilità dei luoghi rendevano impraticabile anche per questa galleria l'esecuzione di una campagna geognostica tradizionale. Gli studi geologici compiuti sulla base degli af9. PROFILO GEOLOGICO
A CONSUNTIVO DEL
CUNICOLO GEOGNOSTICO
DELLA GALLERIA "RUPE"
S.S. 43 PER FAI DELLA PAGANELIA

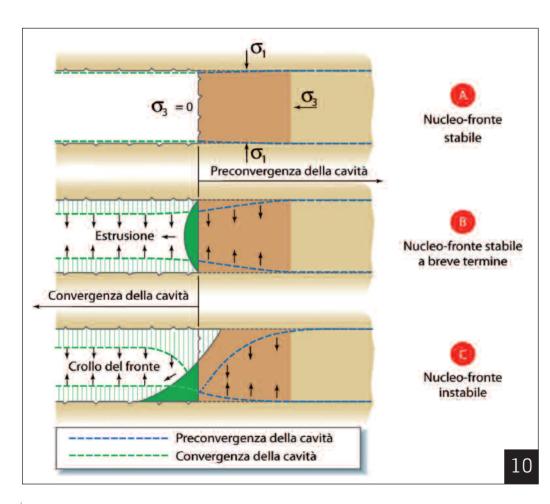


10. DEFINIZIONE DI CATEGORIE DI COMPORTAMENTO CON RIFERIMENTO AL NUCLEO-FRONTE VISTO COME STRUMENTO DI STABILIZZAZIONE

fioramenti individuati durante le rilevazioni di campagna facevano ipotizzare un tracciato sotterraneo completamente intestato nella dolomia principale. Le informazioni disponibili apparivano però troppo scarse per operare una progettazione sufficientemente attendibile.

Di conseguenza si ritenne opportuno realizzare un cunicolo pilota attraverso tutti i 3688 m del tracciato sotterraneo previsto. Il cunicolo, iniziato a fine 2001 a partire dall'imbocco Sud della galleria, dopo circa 480 m d'avanzamento intercettò un livello di argilliti di scarse proprietà geomeccaniche, la cui presenza si protrasse sino a prog. 1200 m.

Anche in questa circostanza, dunque, il cunicolo pilota permise di scoprire per tempo la realtà, altrimenti imprevedibile, di una situazione geologica effettivamente più gravosa di quella ipotizzata prima della sua esecuzione. Il livello argillitico, infatti, non presenta alcun affioramento in superficie (figura 9).



CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

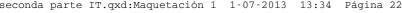
La tecnologia del cunicolo pilota integrata col "Metodo RS", se correttamente impostata a valle dello studio di fattibilità dell'opera, permette di conseguire una serie d'innegabili vantaggi:

- ▶ la possibilità di condurre una fase conoscitiva più leggera, finalizzata alla sola esecuzione del preforo, quindi assai meno costosa;
- ▶ la possibilità di redigere un progetto esecutivo con un livello di dettaglio, di completezza e di certezza assolutamente superiore a quello derivante da qualsiasi altro tipo d'indagine;
- ▶ la possibilità di procedere alla redazione di un capitolato e ad uno schema di contratto di appalto perfettamente centrati sull'opera da realizzare;
- ▶ la possibilità, infine, di esperire un tipo di gara che da un lato ponga i partecipanti nelle condizioni di formulare un'offerta centrata e documentata, dall'altro consenta alla stazione appaltante una corretta valutazione delle offerte e, soprattutto, una successiva gestione dei lavori quasi scevra da imprevisti di tipo economico e temporale.

La scelta se scavare o meno il cunicolo pilota non può che essere il risultato di un'analisi tecnico-economica che confronti più metodi di realizzazione del tunnel, tenendo presenti tutti gli elementi più importanti emersi dallo studio di fattibilità.

Da un punto di vista esclusivamente progettuale, il cunicolo pilota dovrebbe escludersi solo nel caso in cui il suo scavo provochi un sensibile peggioramento delle caratteristiche geomeccaniche dell'ammasso da attraversare, portando nuove difficoltà nello scavo della galleria finale. Ci si riferisce soprattutto a quelle situazioni tenso-deformative che l'approccio ADECO-RS inquadra nella categoria di comportamento C (figura 10) e che è imperativo affrontare in presenza di nucleo rigido, cosa evidentemente difficile da realizzare una volta che questo sia stato parzialmente forato dal cunicolo pilota.

A meno che, nell'ambito del progetto dell'opera, non sia prevista la sua utilizzazione come galleria supplementare di servizio o di sicurezza, ecc., dal punto di vista costruttivo, l'ipotesi del preforo dovrebbe escludersi quand'esso non può essere realizzato





mediante fresa, ma anche quando appare probabile la necessità diffusa di un rivestimento per il tempo intercorrente tra l'apertura del cunicolo e l'esecuzione dell'allargo.

Questo non solo per i costi del rivestimento e della sua successiva rimozione durante l'allargo, ma anche per la più gravosa organizzazione del cantiere e i maggiori tempi realizzativi. Dal punto di vista economico-finanziario, infine, il cunicolo pilota può essere considerato con interesse, dato che potrebbe essere più vantaggioso, per l'amministrazione, accettare un valore assoluto dell'investimento più elevato, ma con una curva della spesa più favorevole e cioè più vicina al periodo di utilizzazione dell'opera, con i conseguenti minori oneri finanziari.

GALLERIA MONTE OLIMPINO 2 LINEA F.S. MILANO-CHIASSO 230

30 ANNI DI ROCKSOIL

TABELLA 1.

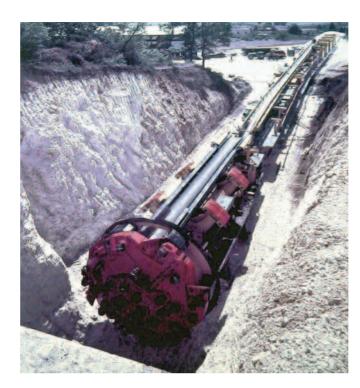
CUNICOLI PILOTA CON FRESA
AD ATTACCO INTEGRALE
ESEGUITI IN ITALIA DAL 1983 IN POI

Ente	Galleria	Lunghezza [m]	Ø [m]	Data	Terreni	Produzione media [m/g]	Note
ANAS	Tarvisio (UD)	2x2.300	3,60	1982 - 1983	Dolomie	25	
ANAS	S. Martino (LC)	3.700	3,60	1984			vibrazioni
ANAS	Forca di Cerro (PG)	4.030	3,50	1984 ?			
ANAS	Forche Canapine (PG)	4.440	3,60	01/1984 - 07/1984	Calcari, Intercalazioni argillose	30	
F.S.	M. Olimpino 2 (CO)	4.500	3,60	1984			vibrazioni
F.S.	Sciliar (BZ)	13.200	3,50	12/1984 - 04/1986	Ignimbriti, Tufi, Conglomerati, Filladi	33	
F.S.	Domegliara-Dolcé (VR)	4.075	3,95	1984 ?			
F.S.	Malborghetto (UD)	7.845	3,90	11/1985 - 12/1986	Calcari, Brecce	25	gas
F.S.	S. Leopoldo (UD)	5.900	3,75	1986	Dolomie calcaree		
F.S.	Camporosso (UD)	7.000	3,75	1986 ?	Calcari, Marne, Argilloscisti, Arenarie, Brecce		
F.S.	Zuc del Bor (UD)	3.800	3,50	1986	Dolomie, Calcari	20	
F.S.	Caponero (IM)	3.570	3,50		Marne, Calcari marnosi, Arenarie	25 ÷ 30	vibrazioni
F.S.	Fleres (BZ)	5.248	3,80	1987	Paragneiss, Dolomie	15 - 30	
F.S.	Ceraino (VR)	4.000		1987 ?	Calcari		carsismo
F.S.	Monte Leila (UD)	3.200	3,75				
F.S.	Peloritani (ME)	2.700	4,50	1988 ?	Gneiss, Paragneiss		gas
F.S.	Bellosguardo (FI)	3.500	3,90	1987 - 1988	Arenarie di M. Modino	40	
ANAS	Montezemolo (CN)	1.730	3,50				
ANAS	Fugona (SV)	1.900	4,00	1989 ?	Scisti gneissici, Scisti filladici, Scisti sericitici		
ANAS	Arvier (AO)	2x2.360	3,90	02/1989 - 05/1989	Micascisti, Gneiss	29	
ANAS	Leverogne (AO)	2x1.630	3,90	07/1989 - 12/1989	Calcescisti, Gneiss, Micascisti	24	vibrazioni
ANAS	Villeneuve (AO)	2.750 570 2.200	3,90 4,94 3,75	07/1989 - 04/1990	Calcescisti e Micascisti con lenti di carniole	21,3 13,60 25	
ANAS	Avise (AO)	1.285+2.638	4,50	04/1990 - 06/1991	Gneiss, Micascisti	20,5	
ANAS	Cantarana (CN)	2.874		1990	Rocce carbonatiche		
Prov. BZ	Depuratore Brunico (BZ)	1.248	3,90	1992	Filladi quarzifere		
ANAS	Lenna (BG)	2.100	3,90	1994 ?	Calcari, Calcari dolomitici, Dolomie calcaree		
ANAS	Frasnadello (BG)	1708	3,90	01/1994-06/1994	Dolomie, Argilliti	15	
ANAS	Antea (BG)	660	3,90	01/1994-03-1994	Dolomie	20	
ANAS	Prè Saint Didier (AO)	2.145	3,90	1994-1996	Calcescisti, Scisti arenacei, Arenare	16,6	
ANAS	Camionabile BO-FI Galleria di base	2x2.000 2x500	3,90	1998 - 1999	Alternanza arenarie-peliti, Argilliti scagliose	30	gas
Prov. TN	Rupe (TN)	3.688	5,20	2002 - 2003	Dolomie, Argilliti	16	

Benché oggi, grazie alla disponibilità di tecnologie d'attacco estremamente efficaci e flessibili quali il jet-grouting in orizzontale e il consolidamento del nucleo d'avanzamento e/o del contorno del cavo con armature di vetroresina, si sia assai più attrezzati di una volta di fronte all'insidia geologica, il cunicolo pilota integrato col "Metodo RS", rimane una tecnologia di sicuro interesse e spesso indispensabile nel caso di gallerie lunghe e profonde, essendo l'unico strumento conoscitivo, progettuale e costruttivo che ci consente di realizzarle senza assumere alee di rischio inaccettabili.

I risultati ottenuti nella realizzazione di oltre 115 km di gallerie realizzate nel nostro Paese con questa tecnologia lo dimostrano ampiamente.

In tabella 1 è riportata una lista delle più importanti opere che sono state realizzate dalla Rocksoil applicando il Metodo RS del cunicolo pilota.



UNA DELLE FRESE CON CUI SONO STATI SCAVATI I CUNICOLI PILOTA IN CARNIA

BIBLIOGRAFIA

LUNARDI P., 2008. Design and construction of tunnels - Analysis of Controlled Deformation in Rock and Soils (ADECO-RS), Ed. SPRINGER, 576 pagine, marzo 2008

LUNARDIP., 2007. Progetto e costruzione di gallerie - Analisi delle deformazioni controllate nelle rocce e nei suoli (ADECO-RS), Ed. HOEPLI, 575 pagine, agosto 2007

COSTANZO G., 2001, "SS 470 Val Brembana - Construction of San Pellegrino alternative route", AITES-ITA 2001 World Tunnel Congress, Milano, 10-13 giugno 2001

BARLA G., 2000, "Lessons lernt from the excavation of a large diameter TBM tunnel in complex hydrogeological conditions, Atti del Convegno Internazionale "GeoEng 2000", Melbourne, 19-24 novembre 2000, Vol.1: Invited papers pp. 933-995

LUNARDI P., 2000, "Problematiche affrontate nello scavo delle gallerie Bellosguardo e San Vito", Quarry and Construction, ottobre 2000

LUNARDI P., 2000, "Design & constructing tunnels – ADECO-RS approach", Tunnels & Tunnelling International, supplemento speciale al numero di Maggio 2000

DE FRANCESCHIE., CASSANI G., 1999, "Problematiche incontrate durante lo scavo della

galleria Fleres", Convegno Europeo su: "Gallerie profonde: progetto, realizzazione ed esercizio", Verona, 4-5 maggio 1999

PIGNATELLI M., 1999, "Autostrada Monte Bianco-Aosta. Realizzazione di cunicoli esplorativi con frese tipo TBM. Potenzialità del mezzo meccanico", Gallerie e grandi opere sotterranee, n. 57, aprile 1999

PIGNATELLI M., 1999, "Autostrada Monte Bianco-Aosta. Realizzazione di cunicoli esplorativi con frese tipo TBM. Potenzialità del mezzo meccanico", Gallerie e grandi opere sotterranee, n. 57, aprile 1999

LUNARDI P., POZZI V., 1996, "Aspetti progettuali ed esecutivi della realizzazione della galleria Avise", Le Strade, 3/96

SCESI L., PAPINI M., 1997, "Da cunicolo pilota ad allargo: studio dell'effetto scala", Gallerie e grandi opere sotterranee, n. 52, luglio 1997 CICOLANI A.M., 1993, "La metodologia del preforo", 1° Corso Interdisciplinare di Geoingegneria S.I.GI "Progetto e costruzione integrata nell'ambito della modellazione antropica superficiale e profonda: le opere in sotterraneo", Parma, febbraio-maggio 1993

CAMPANA M., 1993, "Il foro pilota quale strumento d'acquisizione di dati geologici,

geoidrologici, geostrutturali e geomeccanici", 1° Corso Interdisciplinare di Geoingegneria S.I.GI "Progetto e costruzione integrata nell'ambito della modellazione antropica superficiale e profonda: le opere in sotterraneo", Parma, febbraio-maggio 1993

CAMPANA M., LUNARDI P., PAPINI M., 1993, "Dealing with unexpected geological conditions in underground construction: the pilot tunnel technique", Atti del 6th European Forum on "Cost Engineering" - Università Bocconi, Milano, 13-14 maggio 1993, Vol. 1

CAMPANA M., LUNARDI P., PAPINI M., 1993,

"Tipologie dei rilasci e delle deformazioni in "foro pilota" in relazione alle condizioni geostrutturali dell'ammasso roccioso", Le Strade, marzo-aprile 1993

MOLINARI L., PIGNATELLI M., PIGORINI B., 1991, "L'impiego del cunicolo pilota nel consolidamento delle rocce", Atti del Convegno Internazionale su: "Il consolidamento del suolo e delle rocce nelle realizzazioni in sotterraneo", Milano, 19-20 marzo 1991

CASALE R., GAMBA A., LUNARDI P., PIZZA-ROTTI E.M., 1991, "La galleria "Malborghetto" della linea F.S. Udine-Tarvisio. Esempio di preconsolidamento dell'ammasso roccioso da cunicolo pilota", Atti del Convegno Internazionale su: "Il consolidamento del suolo e delle rocce nelle realizzazioni in sotterraneo", Milano, 19-20 marzo 1991

CEPPI G., DE PAOLI B., LOTTI A., PEDE-MONTE S., 1986, "La galleria di Monte Olimpino 2. Scavo con tecniche speciali", Atti del Convegno Internazionale su "Grandi Opere Sotterranee", Firenze 8-11 giugno 1986

OLIVA L., BONASSO R., BEOMONTE M., 1986, "La galleria di valico di Forca Canapine", Atti del Convegno Internazionale su "Grandi Opere Sotterranee", Firenze 8-11 giugno 1986

CASALE R., COMIN C., 1986, "Evoluzione di alcuni aspetti progettuali relativi ad infrastrutture ferroviarie sviluppatisi prevalentemente in sotterraneo", Atti del Convegno Internazionale su "Grandi Opere Sotterranee", Firenze 8-11 giugno 1986

CUSCANNA R., D'AMATO A., FARIELLO R., PIGORINI B., SERRA A., 1986. "L'impiego del tunnel pilota a mezzo di fresa ad attacco integrale per la realizzazione della galleria autostradale di Tarvisio", Atti del Convegno Internazionale su "Grandi Opere Sotterranee", Firenze 8-11 giugno 1986

MONTANARI L.F., COMIN C., NICOLINI A., PIZZAROTTI E.M., 1986, "Il cunicolo pilota

realizzato con fresa: i suoi riflessi nella progettazione ed esecuzione di gallerie ferroviarie", Atti del Convegno Internazionale su "Grandi Opere Sotterranee", Firenze 8-11 giugno 1986

IANNIELLO C., CEPPI G., LUNARDI P., SIOTTO C., 1986, "Vibrazioni indotte dallo scavo della galleria Capo Verde a Sanremo", Atti del Convegno Internazionale su "Grandi Opere Sotterranee", Firenze 8-11 giugno 1986

IANNIELLO C., LEONARDI L., LUNARDI P., PELIZZA S., ZANALDA M., 1986, "Problemi tecnici di costruzione in sotterraneo del nuovo tratto di linea ferroviaria in liguria fra san Lorenzo al mare e ospedaletti", Atti del Convegno Internazionale su "Grandi Opere Sotterranee", Firenze 8-11 giugno 1986

LUNARDI P., 1986, "Lo scavo delle gallerie mediante cunicolo pilota", Politecnico di Torino, Primo ciclo di conferenze di meccanica e ingegneria delle rocce - Torino, 25-26 novembre 1986

BECCHI I., CALISTRI E., LUNARDI P., ORSI S., 1986, "Nuovi orientamenti nella progettazione delle gallerie mediante foro pilota", Atti del Convegno Internazionale su "Grandi Opere Sotterranee", Firenze 8-11 giugno 1986

1988

RINFORZO DEL NUCLEO-FRONTE

La tecnologia di Rocksoil che ha rivoluzionato il tunnelling

CONSOLIDAMENTO DEL
NUCLEO-FRONTE MEDIANTE
ARMATURE DI VETRORESINA
GALLERIA SAN VITALE
LINEA F.S. CASERTA-FOGGIA
Ø = 12,70 M
TERRENO: ARGILLA SCAGLIOSA
COPERTURA: 130 M

Il rinforzo del nucleo-fronte di una galleria mediante armature di vetroresina costituisce, insieme ai gusci di jet-grouting in verticale e in orizzontale, la tecnologia di maggior successo e diffusione tra quelle concepite dal Prof. Ing. Pietro Lunardi e messe a punto dalla Rocksoil nel corso dei suoi primi 30 anni. Si può affermare che oggi, almeno nei Paesi industrializzati,

non c'è galleria da realizzare in condizioni di terreno e stati tensionali difficili che sia affrontata senza l'ausilio di detta tecnologia.

Questa consiste nel praticare "a secco" sul fronte di scavo, in direzione sub-parallela all'asse della galleria, una serie di fori regolarmente distribuiti sull'area d'intervento. Entro i fori vengono inserite, e imme-





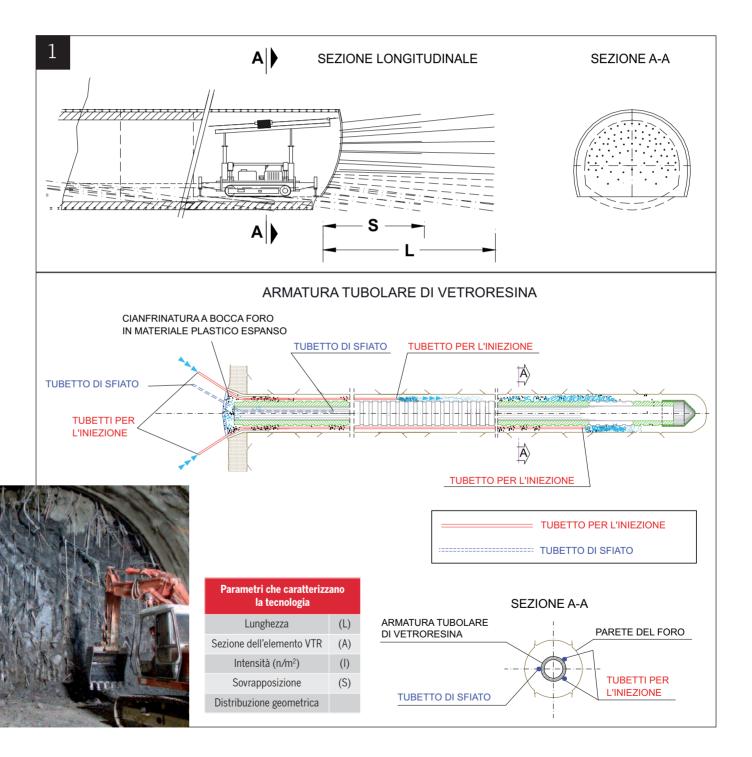
L'INSERIMENTO DI UNA ARMATURA DI VETRORESINA NEL NUCLEO-FRONTE GALLERIA SAN VITALE LINEA F.S. CASERTA-FOGGIA $\varnothing = 12,70 \,\mathrm{M}$ TERRENO: ARGILLA SCAGLIOSA COPERTURA: 130 M

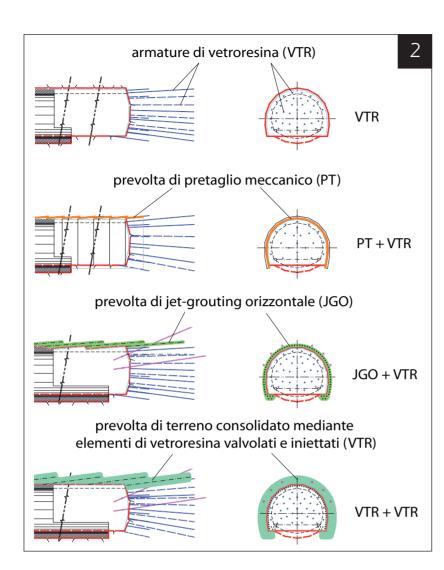
RINFORZO DEL NUCLEO-FRONTE

diatamente iniettate con malta di cemento, speciali armature di vetroresina (figura 1). Quando, in seguito all'avanzamento, la lunghezza residua delle armature inserite nel nucleo-fronte risulta inadeguata a garantire una sufficiente azione di precontenimento del cavo (circostanza immediatamente riconoscibile con un'attenta lettura delle misure d'estrusione), si

procede a metterne in opera una nuova serie. Lunghezza, densità, sovrapposizione, sezione e distribuzione geometrica delle armature sono i parametri che caratterizzano l'intervento di consolidamento, che è applicabile nei terreni coesivi, semicoesivi e, con qualche accorgimento per assicurare la stabilità del foro, anche nei terreni scarsamente coerenti.

1. CONSOLIDAMENTO DEL NUCLEO- FRONTE MEDIANTE ARMATURE DI VETRORESINA (VTR)





Nell'ambito dell'approccio ADECO-RS, la tecnologia s'inquadra tra gli interventi di precontenimento del cavo e può essere operata in combinazione con altri interventi di consolidamento in avanzamento secondo 4 tipologie principali, da scegliere in funzione dei tipi di terreno da attraversare e delle situazioni tenso-deformative da affrontare (figura 2):

- **1.** (VTR): semplice rinforzo del nucleo-fronte mediante armature di vetroresina (intervento conservativo indiretto);
- **2.** (PT+VTR): rinforzo del nucleo-fronte mediante armature di vetroresina e contemporanea protezione dello stesso attraverso la realizzazione di prevolte di spritz-beton al contorno mediante pretaglio meccanico (intervento conservativo misto);
- 3. (JGO+VTR): rinforzo del nucleo-fronte mediante



armature di vetroresina e contemporanea protezione dello stesso attraverso la realizzazione di prevolte di terreno consolidato al contorno mediante jet-grouting in orizzontale (intervento conservativo misto);

4.(VTR+VTR): rinforzo del nucleofronte mediante armature di vetroresina e contemporanea protezione dello

stesso attraverso la realizzazione di prevolte di terreno consolidato al contorno mediante elementi di vetroresina, equipaggiati con valvole, operati in avanzamento e iniettati con malta cementizia (intervento conservativo misto).

A ciascuna di queste tipologie è possibile far corrispondere un progetto di riferimento (vedasi tabella 1), nell'ambito del quale essa è stata sperimentata per la prima volta o ha subito una particolare evoluzione.

IL CONCEPIMENTO E PRIMA SPERIMENTAZIONE

Se si considera il rinforzo del nucleo-fronte mediante armature di vetroresina alla stregua di un qualsiasi altro intervento di chiodatura da realizzare occasionalmente in brevi tratti di galleria quale contromisura nel caso di fornelli al fronte di scavo, è difficile stabiCIANFRINATURA DEL FORO
GALLERIA SAN VITALE
LINEA F.S. CASERTA-FOGGIA
Ø = 12,70 M
TERRENO: ARGILLA SCAGLIOSA
COPERTURA: 130 M

2. TIPOLOGIE D'INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO DEL NUCLEO-FRONTE MEDIANTE ARMATURE DI VETRORESINA lire con certezza il tempo della prima applicazione di una pratica similare, ma se lo si intende come tecnologia costruttiva da operare sistematicamente in situazioni tenso-deformative medie ed estreme per ottenere il completo controllo dei fenomeni deformativi (e delle conseguenti subsidenze in superficie, quando necessario), essa fu sperimentata per la prima volta nella pratica del tunnelling nel 1985, durante la realizzazione di una breve galleria idraulica di 4 m di diametro per lo scolmatore del torrente Citronia a Salsomaggiore Terme (Italia).

L'idea però, su proposta del Prof. Ing. Pietro Lunardi, aveva cominciato ben prima a farsi strada, durante gli studi e le ricerche che hanno portato alla messa a punto dell'approccio ADECO-RS (il quale, com'è noto, si basa sull'analisi e sul controllo della risposta deformativa dell'ammasso allo scavo, esercitati regolando la rigidezza del nucleo-fronte).

In particolare, durante la costruzione di alcune gallerie in argilla per la nuova linea ferroviaria Sibari-Cosenza (anno 1984) si era ricorsi, con successo, alla chiodatura del fronte di scavo per contrastare i fenomeni di splaccaggio che, immancabilmente, si producevano sullo stesso durante i fermi cantiere del

fine settimana. L'intervento consisteva semplicemente nell'inserire nel fronte, spingendoli in profondità con la benna dell'escavatore, un certo numero di bulloni d'acciaio Ø 24 mm di 4 m di lunghezza, cui era stata applicata, a mo' di manico, una piccola crociera a una delle estremità. Questo provvedimento, completato con la messa in opera di un sottile manto di spritz-beton, era risultato assai efficace, e alla ripresa dei lavori, al lunedì, era sufficiente sfilare i bulloni afferrandoli per la crociera per poter riprendere agevolmente lo scavo.

Convinti dell'importanza della rigidezza del nucleofronte ai fini del controllo dei fenomeni deformativi in galleria, convinzione che era maturata con positivi riscontri sperimentali dall'osservazione del comportamento tenso-deformativo delle gallerie già realizzate precedentemente con interventi di pura protezione del nucleo (jet-grouting in orizzontale a Campiolo, pretaglio meccanico per i tunnel della linea ferroviaria Sibari-Cosenza), si cominciò a studiare la possibilità d'incrementare artificialmente per tale via detta rigidezza, sino a raggiungere il valore desiderato. Rinforzare il nucleo-fronte con speciali interventi di chiodatura sistematica ca-

TABELLA 1. I PROGETTI
DI RIFERIMENTO
CONSOLIDAMENTO DEL NUCLEOFRONTE CON ARMATURE
DI VETRORESINA

Progetto di riferimento		Lunghezza galleria	Tipo di	Copertura max	Ø		Caratter	istiche del cons	olidamento de	el nucleo	
Lavoro	Galleria	[m]	terreno	[m]	[m]	Tipologia	tipo di elementi	Lunghezza [m]	Numero	Densità [n/mq]	Materiale
	Talleto	2700	Limi sabbiosi	60	7	PT + VTR	Tubolari	15	25	0,35	Vetroresina
1: 50	Caprenne	2700	Limi sabbiosi	60	7	PT + VTR	Tubolari	15	25	0,35	Vetroresina
Linea F.S. "Direttissima"	Poggio Orlandi	850	Limi sabbiosi	60	13	VTR	Tubolari	15	50	0,43	Vetroresina
Roma-Firenze [1988]	Crepacuore	700	Limi sabbiosi	50	13	VTR	Tubolari	15	50	0,43	Vetroresina
	Tasso	2000	Limi sabbiosi	90	13	VTR	Tubolari	15	60	0,51	Vetroresina
	Terranova Le Ville	2600	Depositi Iacustri	90	13	VTR	Tubolari	15	60	0,51	Vetroresina
Linea F.S. Caserta-Foggia [1991]	S. Vitale	2500	Argille scagliose	150	12,70	VTR + VTR	Tubolari	18	49 + 50	0,41	Vetroresina
Linea F.S. Ancona-Bari [1993]	Vasto	5000	Argille limose	135	12	JGO + VTR	Tubolari	18	55	0,45	Vetroresina
Metropolitana di Roma Linea A [1997]	Baldo degli ubaldi	120	Argille e limi sabbiosi	22	22	PT + VTR	Piatti	25	47	0,37	Vetroresina
TGV Méditerranée Linea "GV" Marsiglia-Lione [1998]	Tartaiguille	900	Argille sovraconsolidate	110	15	VTR	Piatti	24	90	0,5	Vetroresina

paci di garantire significativi incrementi di resistenza e deformabilità dei nuclei trattati, pur non ostacolandone la demolizione in fase di scavo, appariva infatti una pratica, per il perseguimento del fine, meritevole di approfondimenti.

Individuato nel vetroresina il materiale più adatto allo scopo, tra tutti quelli esaminati, si studiarono quindi i possibili schemi operativi per la messa in atto della tecnologia, verificandone l'efficacia sulla scorta di originali modelli di calcolo implementati su computer (figura 3).

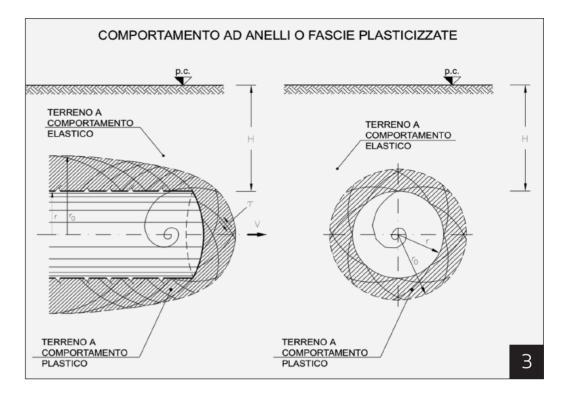
L'occasione per sperimentare attendibilmente sul campo le nuove intuizioni si presentò, come già accennato, in occasione della realizzazione di una breve galleria idraulica di 4 m di diametro per lo scolmatore del torrente Citronia a Salsomaggiore Terme.

L'Impresa era stata costretta a sospendere l'avanzamento della galleria a causa dell'estrema instabilità del terreno, costituito da argille scagliose, che rendeva eccessivamente pericoloso il proseguimento degli scavi. Il Prof. Lunardi, interpellato, propose di provare la nuova tecnologia operata secondo lo schema emerso dai modelli di calcolo succitati. In tal modo la galleria potè essere rapidamente completata e ciò confermò la validità della tecnologia che era ormai matura per un'ulteriore messa a punto su opere di maggiori dimensioni.

L'occasione si presentò poco tempo dopo, durante la realizzazione di sei gallerie tra Firenze ed Arezzo, per la nuova linea ferroviaria ad alta velocità tra Firenze e Roma.

LA SECONDA SPERIMENTAZIONE (1985)

Il progetto della nuova linea ferroviaria ad alta velocità Firenze-Roma prevedeva, nel tratto tra Firenze e Arezzo, la realizzazione di sei gallerie (Talleto, Caprenne, Tasso, Terranova Le Ville, Crepacuore e Poggio Orlandi). Durante i lavori di scavo, la scadente qualità delle formazioni geologiche interessate (limi sabbiosi/argillosi e depositi lacustri, sovente sotto falda) causava tuttavia grossi problemi, imponendo il fermo dei lavori e la riprogettazione delle opere. Grazie all'intraprendenza e alla lungimiranza dei responsabili delle Ferrovie dello Stato e delle Imprese



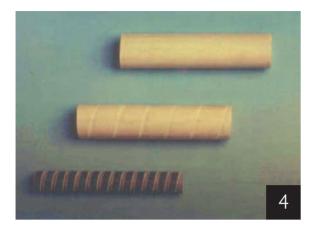
costruttrici (Ferrocemento S.p.A. e Fondedile S.p.A.), fu consentito di sperimentare la nuova tecnologia sviluppata dalla Rocksoil S.p.A. trasformando di fatto tutta la linea in costruzione tra Firenze ed Arezzo in un grande cantiere sperimentale di tunnelling. È interessante rammentare le principali caratteristiche di questi primi interventi, nonché i test, i con-

3. MODELLO DI CALCOLO PER IL DIMENSIONAMENTO DELL'INTERVENTO DI RINFORZO DEL NUCLEO-FRONTE

VARI TIPI DI ARMATURE DI VETRORESINE DEPOSITATE IN CANTIERE



RINFORZO DEL NUCLEO-FRONTE



4. CAMPIONI DI TUBI DI VETRORESINA LISCI E CORRUGATI

5. PROVE DI RESISTENZA A TAGLIO, A TRAZIONE E ALLO SCOPPIO trolli e le misure più significativi che furono eseguiti o che cominciarono ad essere messi a punto in quel pionieristico cantiere.

Gli elementi strutturali di vetroresina era giocoforza sceglierli tra quelli reperibili sul mercato, conciliando anche le esigenze del trasporto. Furono preferiti di forma tubolare di 60 mm di diametro esterno, 10 mm di spessore e 15 m di lunghezza. Se ne

provarono sia di lisci, sia con la superficie esterna corrugata per una migliore aderenza alla malta di cementazione (figura 4).

La figura 5 sintetizza i risultati delle prove di resistenza eseguite all'epoca, indispensabili sia ai fini del dimensionamento degli interventi (resistenza a taglio/trazione), sia per stabilire i parametri operativi da utilizzare per l'esecuzione delle iniezioni di cementazione (resistenza allo scoppio).

GEOMETRIA E PARAMETRI CARATTERISTICI DELL'INTERVENTO DI RINFORZO DEL NUCLEO -FRONTE

I primi interventi di rinforzo furono operati secondo i seguenti parametri caratteristici (figura 1):

▶ Lunghezza di ciascun campo di consolidamento:

 $L = 15 \, \text{m}$

- Sezione resistente degli elementi di vetroresina: $\emptyset = 60/40 \text{ mm}$
- ► Intensità del consolidamento:

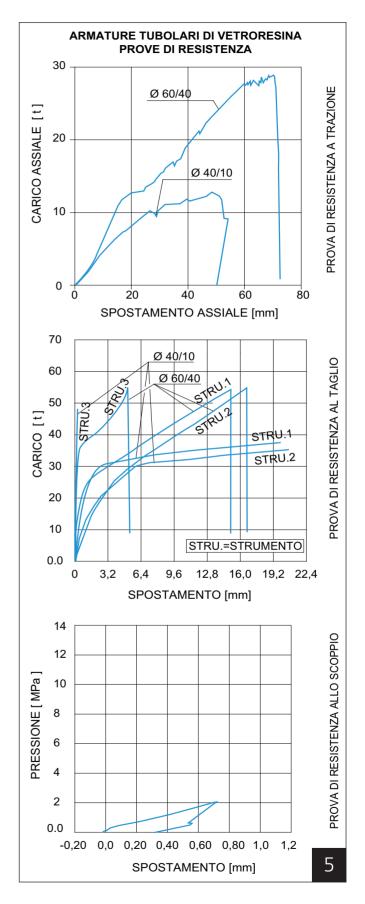
 $I = 0.35 \div 0.51 \text{ elementi/m}^2$

► Sovrapposizione tra i campi: S = 5 m

Lo scavo avveniva a piena sezione con l'arco rovescio e le murette sistematicamente mantenuti a una distanza massima dal fronte inferiore a 1,5 volte il diametro della galleria.

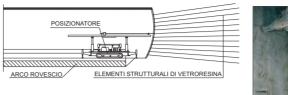
A questo era conferita sistematicamente una forma concava, tale da favorire la mobilitazione naturale di un effetto arco longitudinale.

La figura 6 illustra il ciclo operativo tipico di un avanzamento a piena sezione realizzato previo rinforzo del nucleo-fronte con armature di vetroresina.





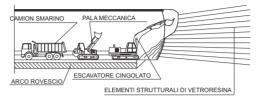
Rinforzo del nucleo-fronte mediante elementi strutturali di vetroresina





FASE 2

Esecuzione dello sfondo d'avanzamento (m. 0,70 ÷1,00 a piena sezione)

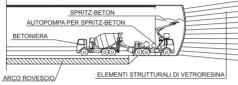




6. CICLO DELLE LAVORAZIONI DI UN AVANZAMENTO PREVIO RINFORZO DEL NUCLEO-FRONTE CON ARMATURE DI VETRORESINA

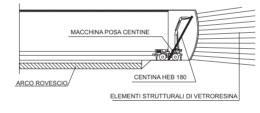
FASE 3

Posa dello spritz-beton sul nucleo-fronte e sul contorno della cavità per la protezione delle pareti di scavo (sessore circa 5 cm.)





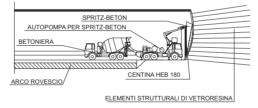
Messa in opera della centina e dell'armatura di collegamento sotto lo scavo eseguito nella fase 2





FASE 5

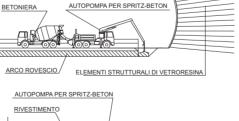
Messa in opera del rivestimento di 1° fase di spritz-beton fibrorinforzato (spessore circa 35 cm.)





FASE 6

Scavo e getto delle murette e dell'arco rovescio a distanza dal fronte \leq 1,5 \varnothing

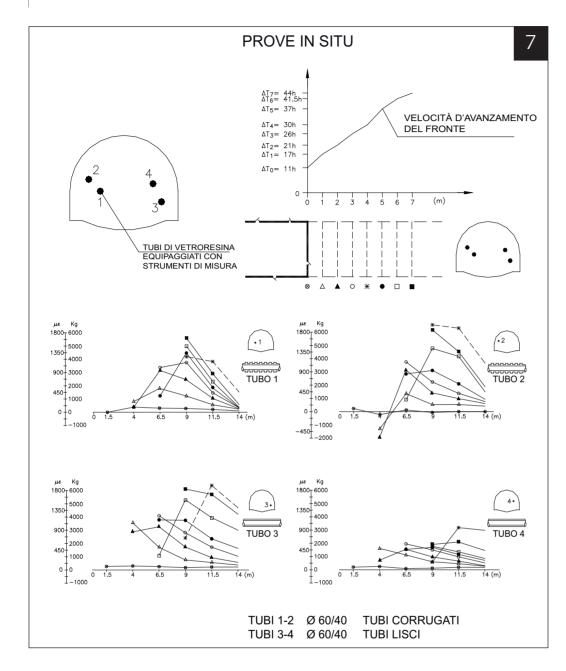




FASE 7

Getto del rivestimento definitivo a distanza dal fronte \leq 4 ÷ 5 Ø





PROVE E MISURE IN SITO

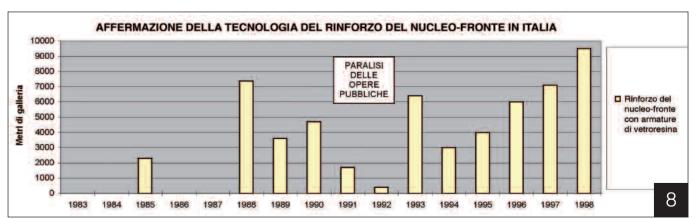
Durante lo scavo delle gallerie furono eseguite numerose prove e misure in sito, allo scopo di studiare approfonditamente sia le caratteristiche dell'interazione tra gli elementi di vetroresina e il terreno circostante (prove di deformazione e di estrazione, figura 7), sia l'effetto dell'intervento di rinforzo del nucleo-fronte sul comportamento tenso-deformativo del cavo in avanzamento nelle diverse condizioni di consolidamento. Proprio a quest'ultimo scopo furono messe a punto le misure di estrusione, che da allora hanno trovato ampia diffusione nel tunnelling affiancando quelle di convergenza più tradizionali. Tali misure erano eseguite inserendo orizzontalmente nel fronte di scavo un assestimetro incrementale di 15 m di lunghezza, con basi di misura poste a intervalli di 1 m. I risultati delle misure di estrusione, di preconvergenza e di convergenza eseguite permisero di approfondire significativamente le conoscenze teoriche sul comportamento tenso-deformativo di una galleria presso il fronte di scavo, confermando l'efficacia della nuova tecnologia nel controllo dei fenomeni deformativi.

DIFFUSIONE DELLA TECNOLOGIA

I successi conseguiti sulla Firenze-Roma nello scavo di più di 11 Km di tunnel in condizioni oggettivamente difficili confermarono la piena affidabilità dei principi di scavo a piena sezione, in presenza di nucleo rigido, nei terreni soffici, decretando la rapida affermazione degli interventi conservativi di precontenimento del cavo e in particolare, tra questi, del consolidamento del nucleo-fronte mediante armature di vetroresina (figura 8).

7. PROVE DI DEFORMAZIONE E DI ESTRAZIONE GALLERIA POGGIO ORLANDI LINEA F.S. FIRENZE-ROMA

8. AFFERMAZIONE DELLA TECNOLOGIA IN ITALIA



EVOLUZIONE DELLA TECNOLOGIA

Dal momento della prima sperimentazione, la tecnologia del consolidamento del nucleo-fronte con armature di vetroresina ha subito una significativa evoluzione, che ha riguardato gli strumenti progettuali, i materiali, le tipologie e le tecnologie operative. Percorriamo sinteticamente le principali tappe di quest'evoluzione attraverso l'esame dei progetti di riferimento (tabella 1):

▶ la galleria "San Vitale" (linea F.S. Caserta-Foggia) fu realizzata nel 1991, entro una formazione di argille scagliose dove i sistemi di scavo tradizionali (sezione parzializzata e stabilizzazione di prima fase mediante centine, bulloni radiali e spritz-beton) avevano

GALLERIA TARTAIGUILLE

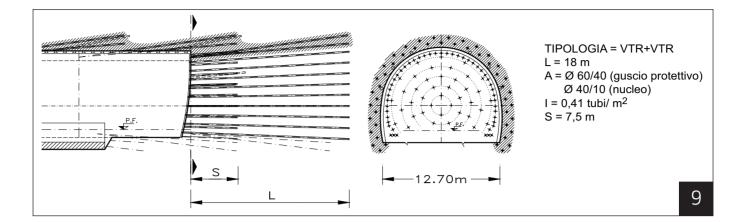
TGV MEDITERRANÉE,
LINEA "G.V." MARSIGLIA-LIONE $\emptyset = 15,30 \text{ M}$ TERRENO: ARGILLE RIGONFIANTI

COPERTURA: $\backsim 110 \text{ M}$



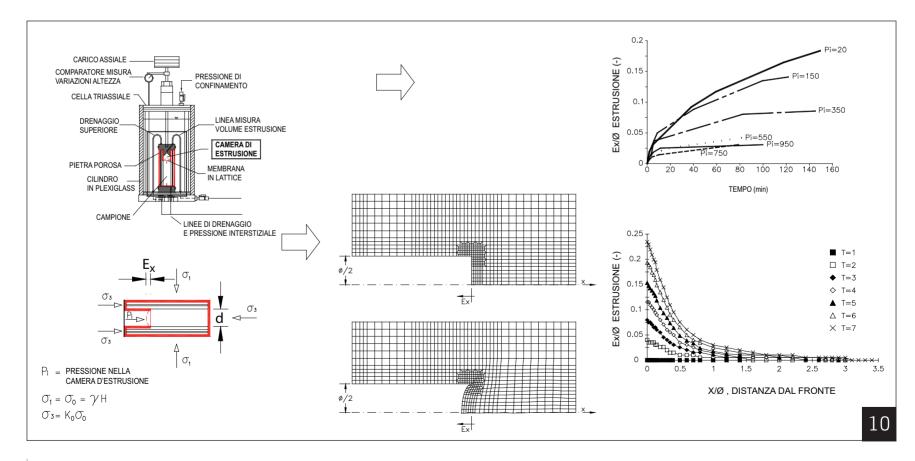
9. PARAMETRI CARATTERISTICI DELL'INTERVENTO DI CONSOLIDAMENTO

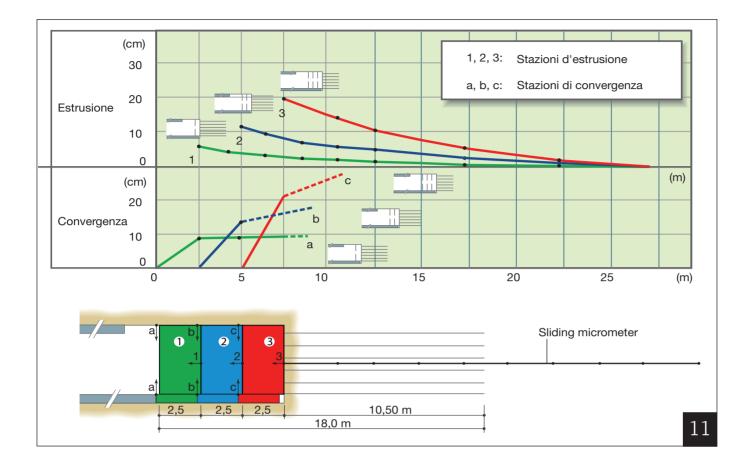
10. ANALISI DI UNA PROVA DI ESTRUSIONE

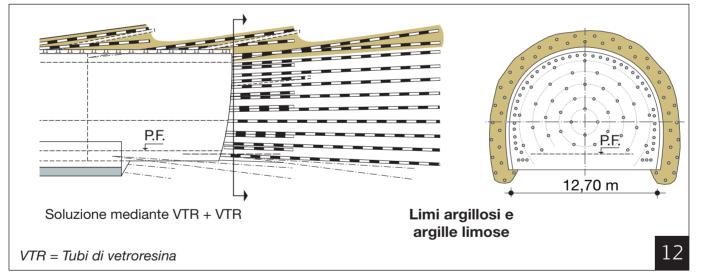


completamente fallito determinando di fatto l'arresto dell'avanzamento. L'applicazione dei criteri d'avanzamento con nucleo rigido (ADECO-RS) permise il recupero della galleria, il cui avanzamento era stato abbandonato da oltre due anni, e di completarla con una produzione media di circa 50 m/mese. In figura 9 sono sintetizzati i parametri caratteristici

dell'intervento di consolidamento. La difficoltà dell'impresa non solo costituì un severo test per esplorare a fondo le possibilità della nuova tecnologia, bensì anche l'occasione per la messa a punto di nuove tipologie operative, nuovi tipi di misure in laboratorio e in situ, modelli di calcolo 3D in grado di indagare correttamente l'effetto degli interventi operati nella zona del nucleo-fronte sul comportamento tenso-deformativo della galleria e sull'entità dei carichi agenti a breve e a lungo termine sui rivestimenti:







▶ per quanto riguarda le prime, fu introdotta la tipologia VTR+VTR (armature di vetroresina cementate nel nucleo-fronte + armature di vetroresina valvolate e iniettate in avanzamento al contorno del cavo) in sostituzione di quella PT+VTR che mal si adattava ai terreni da affrontare per la difficoltà a garantire la

continuità del guscio di pretaglio meccanico;

▶ per quanto riguarda le misure, furono studiate e realizzate nuove apparecchiature per l'esecuzione di prove d'estrusione in cella triassiale e per l'esecuzione di misure sistematiche di estrusione, assai utili: le prime, in fase di diagnosi per la previsione della ca-

- **11.** MISURE COMBINATE DI ESTRUSIONE E CONVERGENZA GALLERIA SAN VITALE
- **12.** SEZIONE TIPO GALLERIA VASTO

13. TIPOLOGIE D'ARMATURE

14. MONITORAGGIO
DELL'ESTRUSIONE
DEL NUCLEO-FRONTE
NELLE GALLERIE
DI PIEDRITTO E DI CALOTTA
STAZIONE "BALDO DEGLI UBALDI"
METROPOLITANA DI ROMA, LINEA "A"

15. SEZIONE TIPO GALLERIA TARTAIGUILLE

tegoria di comportamento e in fase di terapia per dimensionare l'intensità di consolidamento necessaria per contrastare efficacemente i fenomeni estrusivi (figura 10), le seconde, in fase operativa, per ottimizzare la lunghezza dei campi di consolidamento e la loro sovrapposizione (figura 11);

- ▶ per quanto riguarda i modelli di calcolo, oltre ad affinare i modelli FEM 2D e 3D, si misero a punto speciali abachi che permisero per la prima volta di conoscere con esattezza il valore e la distribuzione della preconvergenza a monte del fronte di scavo.
- ▶ la galleria "Vasto" (linea F.S. Ancona-Bari) fu realizzata nel 1993 entro una formazione eterogenea di argille limose sede di importanti lenti sabbiose acquifere.

Da segnalare anche un passaggio a debole copertura (8 m) vicino all'imbocco Sud. sotto alcune case abitate. Anche qui l'applicazione dei sistemi di scavo tradizionali (sezione parzializzata e stabilizzazione di prima fase mediante centine, bulloni radiali e spritz-beton) aveva completamente fallito. L'impiego dell'ADECO-RS permise di completare la galleria a una velocità media di circa 50 m/mese. Durante la sua costruzione fu introdotta per la prima volta la tipologia JGO+VTR (armature di vetroresina cementate nel nucleo-fronte + jet-grouting in orizzontale in avanzamento al contorno del cavo).

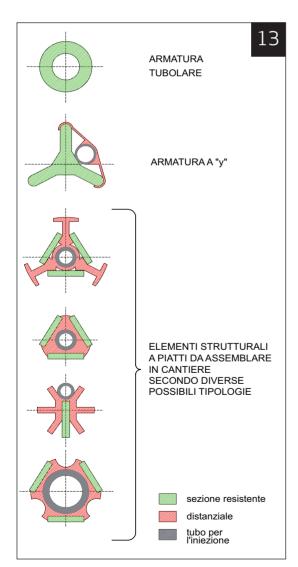
In tabella 1 a pagina 236 sono riportati i parametri caratteristici dell'intervento di consolidamento.

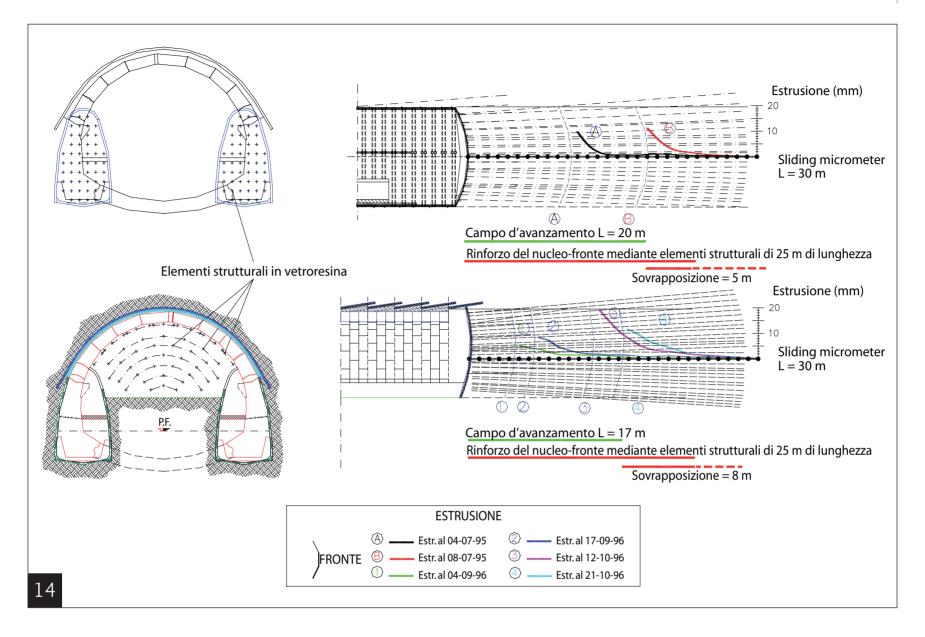
▶ la galleria di stazione "Baldo degli Ubaldi" della metropolitana di Roma (circa 22 m di luce, 271 m² di sezione) [Lunardi e altri, 1998] fu realizzata nel 1997 a foro cieco, nel centro della città, entro argille e limi sabbiosi. L'avanzamento previo consolidamento del nucleo-

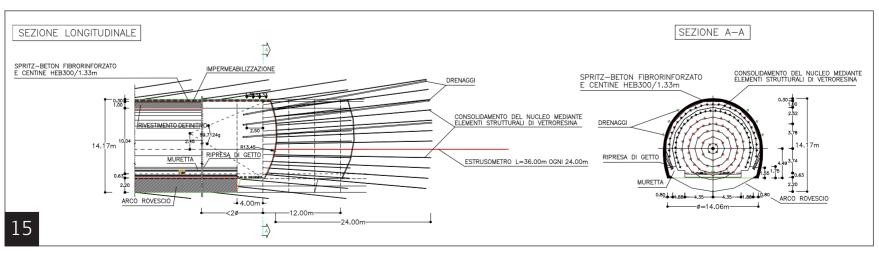
fronte fu adottato sia per la realizzazione delle gallerie di piedritto, sia per la successiva realizzazione di quella di calotta. Il completamento delle opere civili (scavo e rivestimento della galleria di stazione) richiese solo 18 mesi di lavoro e l'esborso di circa 568 euro/m³. I cedimenti in superficie furono del tutto trascurabili. Per la realizzazione di guest'importante opera fu introdotta un'innovativa armatura VTR: l'elemento a piatti, che oltre a poter essere assemblato in un'ampia varietà di tipologie (figura 13), risultava assai più semplice da iniettare e da trasportare, permettendo di adottare campi di consolidamento da 25 m in luogo dei precedenti 15 ÷ 18 m raggiungibili con le armature tubolari. In tabella 1 a pagina 236 sono riportati i parametri caratteristici dell'intervento di consolidamento.

▶ la galleria "Tartaiguille" (TGV Mediterranée, Linea "G.V." Marsiglia-Lione) [Andre D., Dardard B., Bouvard A., Carmes J., 1999] fu realizzata nel 1998 entro l'"argile du Stampien", una formazione altamente rigonfiante (75% di contenuto di montmorillonite). A fronte delle crescenti difficoltà incontrate nell'avanzamento con i sistemi tradizionali. le ferrovie francesi sollecitavano i maggiori progettisti di gallerie europei a presentare delle soluzioni alternative che consentissero l'esecuzione degli ultimi 900 m di tunnel (ø 15 m) in sicurezza e nei tempi richiesti per il rispetto della data prevista per l'entrata in esercizio della linea. Il parere unanime fu che la galleria non sarebbe stata fattibile nei tempi richiesti. Unica eccezione, la soluzione con avanzamento a piena sezione (180 m²) previo consolidamento del nucleo, secondo i principi dell'ADECO-RS, proposta dal Prof. Ing. Pietro Lunardi (figura 15), prevedeva la realizzazione dell'opera nei tempi e nei costi previsti con 1,4 m/giorno di produzione giornaliera minima garantita. La galleria fu terminata senza inconvenienti persino in anticipo, a 1,5 m/giorno circa di produzione media (gli ultimi cinque mesi, a regime, il cantiere avanzava addirittura a circa 1,7 m/giorno) (figura 16).

Il notevole risultato conseguito destò grande effetto e un certo stupore in Francia, la cui stampa specializzata tributò numerosi riconoscimenti a quanti: progettista, tecnici e imprese italiani avevano fornito il





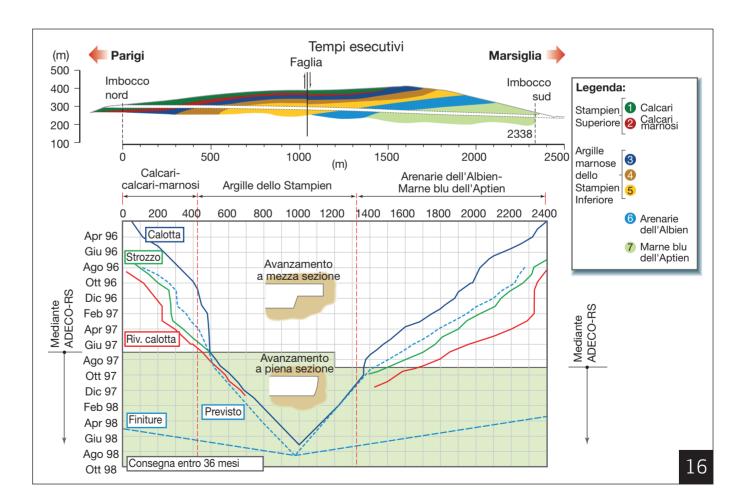


16. AVANZAMENTO DEI FRONTI PRIMA E DOPO L'APPLICAZIONE DELL'ADECO-RS GALLERIA TARTAIGUILLE

know how necessario per portare a termine l'opera nei tempi previsti. Questi alcuni significativi commenti: "Débuté en juillet, le chantier, qui fait travailler 200 personnes, posait principalement des difficultés liées aux pressions exercées par la montagne. Une nouvelle méthode a donc été instaurée, sur l'idée d'un ingénieur italien: le percement en pleine section (plotôt qu'en demi-section)....."(Tunnels et ouvrages souterrains, janvier/février 1998); "Lorsqu'elle en prend les moyens, l'Italie peut réaliser des travaux à faire pâlir les entreprises françaises" (Le Moniteur, 20 février 1998); "Le creusement du tunnel de Tartaiguille a été très difficile, en raison notamment de convergences inattendues du terrain, qui ont nécessité un changement de méthode en cours de chantier: le professour italien Pietro Lunardi a convaincu la SNCF de travailler à la pelle en pleine section dans les argiles, en boulonnant le front sur 24 m" (Le Moniteur, 7 août 1998).

Durante la costruzione della galleria "Tartaiguille" furono condotti importanti studi sulle diverse tipologie di estrusione e sull'importanza della distanza di posa dell'arco rovescio durante l'avanzamento con nucleo irrigidito per minimizzare la superficie di estrusione. Sino ad oggi la tecnologia del consolidamento del nucleo-fronte e l'approccio progettuale e costruttivo ADECO-RS in cui è inquadrata sono stati impiegati con eccellenti risultati nella costruzione, nella sola Italia, di circa 600 Km di gallerie nei più svariati tipi di terreno e nelle più diverse condizioni tenso-deformative, tra cui quelle per la nuova linea ferroviaria ad alta velocità Milano-Roma-Napoli nella tratta tra Bologna e Firenze.

Quella che segue è una lista delle più importanti opere che sono state realizzate su progetto Rocksoil utilizzando il rinforzo del nucleo d'avanzamento con armature di vetroresina:



Inizio	Fine	Lavoro	Cliente	Terreno	Copertura max [m]	Luce [m]	Lunghezza [m]	Interventi speciali
2009	In corso	Pedemontana Lombarda: galleria Solbiate Olona / galleria Grandate / galleria Morazzone	Pedelombarda S.p.A.	Sabbie ghiaiose, conglomerati / Depositi fluvio-glaciali, arenarie / Depositi morenici, arenarie marnose	15 / 40 / 70	18 / 16 / 16	2x460 / 2x400 / 2x2050	J.G.V., J.G.O. / J.G.O., VTR / J.G.O. VTR
2009	In corso	Nodo di Palermo - Galleria Passante	SIS S.p.A.	Sabbie e calcareniti	15	8	1700	1700m J.G.O., VTR
2009	In corso	S.S. n. 212 "Val Fortòre": gallerie S. Pietro, M.Leone, Fuciello e Cerzone	Fortorina S.c.a.r.l.	Flysch	36	14,6	3000	VTR
2008	In corso	Adeguamento delle SS.SS. n. 106 "Jonica" e n. 280 (maxilotto DG 21/04) - 11 gallerie	CO.MERI S.p.A.	Argille siltose	120	13	2x13265	VTR
2008	In corso	Quadrilatero delle Marche - 14 gallerie	C.M.C. GLF, Strabag	Depositi sciolti, calcari, calcari marnosi, marne	350	14	30.000	BU, J.G.O., VTR
2008	In corso	Collegamento autostradale Asti-Cuneo: gallerie Alba e Verduno	Sina S.p.A.	Arenarie e gessi	95	15	2x3400	J.G.V., J.G.O., VTR
1991	In corso	Autostrada A1 Milano-Napoli: gallerie nella tratta Bologna-Firenze	Toto S.p.A. Todini S.p.A. Baldassini Tognozzi Pontello S.p.A. Impresa S.p.A.	Sabbie, argille, argille scagliose, flysch	400	14,5	2x45000	VTR, J.G.O., BU
2006	2007	Quadrilatero delle Marche - 14 gallerie	Sina S.p.A.	Depositi sciolti, calcari, calcari marnosi, marne	350	14	30.000	BU, J.G.O., VTR
2004	2007	Autostrada A14 - 4 nuove gallerie e allargamento a tre corsie per ciascuna di- rezione della galleria Monte Domini con il "metodo Nazzano"	Spea Ingegneria Europea S.p.A.	Argille	-	16	-	Sistema brevettato per l'esecuzione del lavoro senza interompere il traffico
2000	2007	Autostrada A1 Milano-Napoli: allargamento galleria Nazzano in presenza di traffico	Autostrade per l'italia S.p.A.	Sabbie	45	21	1200	Sistema brevettato per l'esecuzione del lavoro senza interompere il traffico
2000	2006	Raccordo autostradale tra l'autostrada A4 e la Valtrompia: gallerie naturali	Autostrada Bs Vr Vi Pd S.p.A.	Calcari		12	1700	
1996	2006	Nuova Linea ferroviaria ad Alta Velocità BO-FI: galleria Raticosa	Maire Engineering	Argille scagliose, marne e arenarie	515	13,5	10380	6109 m VTR, 40 m J.G.O., BU
1996	2006	Nuova Linea ferroviaria ad Alta Velocità BO-FI: galleria Pianoro	Maire Engineering	Argille scagliose, marne, limi, conglomerati	160	13,5	10706	9126 m VTR, 311 m J.G.O.
1996	2006	Nuova Linea ferroviaria ad Alta Velocità BO-FI: camerone di Pianoro	Maire Engineering	Marne, argille scagliose	105	30	418	
1995	2006	Autostrada Aosta-Monte Bianco: galleria Dolonne	Spea	Graniti, scisti carboniosi, calcescisti	350	12	2x2850	Cunicolo drenante in avanzamento, 2x600 m VTR
2002	2005	S.P. n. 169-166: galleria Parscera	Locatelli			12	1700	

248 30 ANNI DI ROCKSOIL

Inizio	Fine	Lavoro	Cliente	Terreno	Copertura max [m]	Luce [m]	Lunghezza [m]	Interventi speciali
1996	2005	Nuova Linea ferroviaria ad Alta Velocità BO-FI: galleria Borgo Rinzelli	Maire Engineering	Argille	10	13,5	455	160 m J.G.O., 295 m PT, 295 m VTR, PROTESI
1996	2005	Nuova Linea ferroviaria ad Alta Velocità BO-FI: galleria Morticine	Maire Engineering	Siltiti marnose arenacee	10	13,5	273	193 m VTR, 80 m J.G.O., PROTESI
1996	2005	Nuova Linea ferroviaria ad Alta Velocità BO-FI: galleria Monte Bibele	Maire Engineering	Marne e arenarie	285	13,5	9118	2327 m VTR, 62 m J.G.O., BU
1996	2005	Nuova Linea ferroviaria ad Alta Velocità BO-FI: galleria Vaglia	Maire Engineering	Argilliti, calcari marnosi, arenarie	500	13,5	18647	7342 m VTR, 525 J.G.O., BU
2001	2004	Viabilità Roma: Galleria per il collegamento tra Via del Foro Italico e Via Pineta Sacchetti	Astaldi	Sabbie e limi argillosi	35	14,7	2500	VTR, J.G.O.
2001	2004	Viabilità Roma: galleria Monte Mario	Astaldi	Sabbie e limi		16	2x2000	VTR
1996	2004	Nuova Linea ferroviaria ad Alta Velocità BO-FI: galleria Sadurano	Maire Engineering	Conglomerati, arenarie siltose	240	13,5	3778	877 VTR, 65 J.G.O., PROTESI
2002	2003	Alpetunnel: finestra di Modane	Eiffage	Quarziti, carniole, micascisti	Var.	10	4000	
2002	2003	Autostrada Catania-Siracusa: 5 gallerie	Metropolitana Milanese S.p.A.			12	2x6500	
2000	2003	Superstrada Salerno-Reggio Calabria: galleria Motta	Toto		70	16	2x600	VTR
1999	2003	Superstrada Salerno-Reggio Calabria: gallerie Vetrano 1 e 2	Toto	Conglomerati	30	16	2x1000	
1998	2003	S.S. 42, tratta Darlo-Edolo: galleria Capo di Ponte	Grandi Lavori Fincosit	Arenarie e siltiti	90	12,5	800	
1996	2003	Nuova Linea ferroviaria ad Alta Velocità BO-FI: galleria Firenzuola	Maire Engineering	Formazione marnoso arenacea	560	13,5	14340	3319 m VTR, 1543 m J.G.O
1996	2003	Nuova Linea ferroviaria ad Alta Velocità BO-FI: camerone di Firenzuola	Maire Engineering	Formazione marnoso arenacea	120	30	734	
1999	2002	Superstrada Salerno-Reggio Calabria: galleria Serra Lunga	Toto	Argille scagliose	70	16	2x910	2x910 m VTR
1998	2002	S. S. 1 "Aurelia": galleria Marinasco	San Benedetto	Arenarie e argilliti	25	12	2x500	
1996	2002	S.S. 1 "Aurelia": galleria Montenero	Impregilo	Argille scagliose	50	11	2x5000	2x150 m J.G.O., 2x2350 m VTR

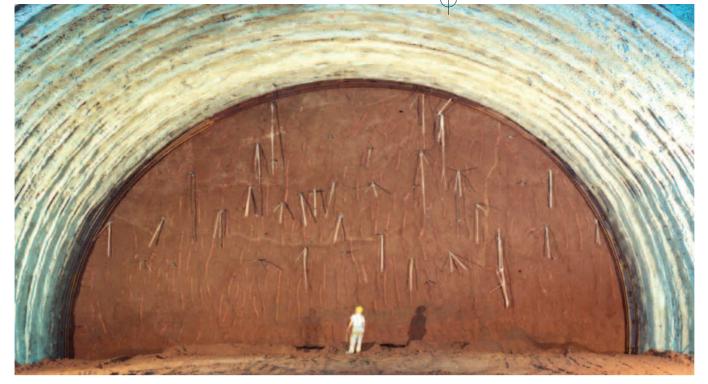
Inizio	Fine	Lavoro	Cliente	Terreno	Copertura max [m]	Luce [m]	Lunghezza [m]	Interventi speciali
1999	2001	Variante S.S. 1 Aurelia all'abitato di Savona: 4 gallerie	Bonifica	Calcari	20	13	6000	
1998	2001	Variante S.S. 1 Aurelia all'abitato di La Spezia: 5 gallerie	Bonifica	Argilliti	60	13	10000	
1996	2001	Nuova linea ferroviaria ad Alta Velocità ROMA-NA: galleria Collatina	Iricav Uno	Piroclastiti	8	13,5	55	
1996	2001	Nuova linea ferroviaria ad Alta Velocità ROMA-NA: galleria Massimo	Iricav Uno	Piroclastiti, lave	34	13,5	1139	120 m VTR
1996	2001	Scalo ferroviario Ravone (B0): galleria di sottopasso Ravone	CMC Adanti	Sabbie e ghiaie limose	14	18	2x900	2x900 m J.G.O.
1996	2001	Nuova linea ferroviaria ad Alta Velocità ROMA-NA: galleria Colli Albani	Iricav Uno	Vulcaniti dei Colli Albani	75	13,5	6357	353 m J.G.O., 90 mVTR
1996	2001	Nuova linea ferroviaria ad Alta Velocità ROMA-NA: galleria Sgurgola	Iricav Uno	Formazione calcarea	114	13,5	2237	VTR
1996	2001	Nuova linea ferroviaria ad Alta Velocità ROMA-NA: galleria Macchia Piana 1	Iricav Uno	Vulcaniti della Valle del Sacco	43	13,5	970	103 m VTR
1994	2001	Nuova linea ferroviaria ad Alta Velocità ROMA-NA: galleria La Botte	Iricav Uno	Piroclastiti, lave, argille	52	13,5	1185	498 m VTR
1994	2001	Nuova linea ferroviaria ad Alta Velocità ROMA-NA: galleria S. Arcangelo	Iricav Uno	Piroclastiti, marne	48	13,5	580	
1994	2001	Nuova linea ferroviaria ad Alta Velocità ROMA-NA: galleria Selva Piana	Iricav Uno	Piroclastti	14	13,5	132	34 m J.G.O., 98 m VTR
1994	2001	Nuova linea ferroviaria ad Alta Velocità ROMA-NA: galleria Collevento	Iricav Uno	Piroclastiti, argille	19	13,5	380	380 m VTR
1994	2001	Nuova linea ferroviaria ad Alta Velocità ROMA-NA: galleria Selvotta	Iricav Uno	Argille	11	13,5	163	65 m J.G.O., 48 VTR
1994	2001	Nuova linea ferroviaria ad Alta Velocità ROMA-NA: galleria Colle Pece	Iricav Uno	Argille scagliose	33	13,5	873	J.G.O., VTR
1994	2001	Nuova linea ferroviaria ad Alta Velocità ROMA-NA: galleria Campo Zillone 1	Iricav Uno	Vulcaniti di Rocca Monfina	48	13,5	2616	VTR, J.G.O.
1994	2001	Nuova linea ferroviaria ad Alta Velocità ROMA-NA: galleria Campo Zillone 2	Iricav Uno	Piroclastiti	25	13,5	350	17 m J.G.O.
1994	2001	Nuova linea ferroviaria ad Alta Velocità ROMA-NA: galleria Piccilli 1	Iricav Uno	Piroclastiti	17	13,5	842	288 m VTR, PROTESI

250 30 ANNI DI ROCKSOIL

Inizio	Fine	Lavoro	Cliente	Terreno	Copertura max [m]	Luce [m]	Lunghezza [m]	Interventi speciali
1994	2001	Nuova linea ferroviaria ad Alta Velocità ROMA-NA: galleria Piccilli 2	Iricav Uno	Piroclastiti	28	13,5	485	PROTESI
1994	2001	Nuova linea ferroviaria ad Alta Ve locità ROMA-NA: galleria Lompari	Iricav Uno	Argille	13	13,5	200	46 m J.G.O., PROTESI
1994	2001	Nuova linea ferroviaria ad Alta Velocità ROMA-NA: galleria Caianello	Iricav Uno	Piroclastiti	10	13,5	830	42 m J.G.O., PROTESI
1994	2001	Nuova linea ferroviaria ad Alta Velocità ROMA-NA: galleria Briccelle	Iricav Uno	Compl. marnoso-arenaceo, form. calcarea e form. dell'ignimbrite	78	13,5	1033	4 m J.G.O., 288 mVTR
1994	2001	Nuova linea ferroviaria ad Alta Velocità ROMA-NA: galleria Castagne	Iricav Uno	Piroclastiti	8	13,5	289	PROTESI
1994	2001	Nuova linea ferroviaria ad Alta Velocità ROMA-NA: galleria Santuario	Iricav Uno	Piroclastiti	10	13,5	322	PROTESI
1994	2001	Nuova linea ferroviaria ad Alta Velocità ROMA-NA: galleria Castellona	Iricav Uno	Argille	60	13,5	469	119 m VTR
1994	2001	Nuova linea ferroviaria ad Alta Velocità ROMA-NA: galleria Macchia Piana 2	Iricav Uno	Piroclastiti	15	13,5	480	480 m VTR
1986	2001	Opere di presidio per la frana di Spriana, Valtellina: gallerie idrauliche di by-pass	Impregilo	Gneiss, granodioriti, micascisti	350	4	2000	fresa a piena sezione, IN, VTR
1998	2000	Galleria urbana (asse di scorrimento) P.te Mammolo-Via della Bufalotta: galleria Capo di Ponte	Comune di Roma					
1998	2000	G.R.A. Roma Lotto 19 - Allargamento: galleria di sottopasso Appia Antica	Condotte d'acqua	Piroclastiti	18	20,7	1414	VTR
1997	1999	TGV Méditerranèe, linea Marsiglia-Lione (Francia): galleria Tartaiguille	Tartaiguille	Argille sovraconsolidate	110	15	900	VTR
1993	1999	Linea F.S. Ancona-Bari: galleria Vasto	Fioroni	Argille-limose	135	12	5000	2260 m J.G.O., 2600 m PT, 4970 m VTR
1990	1999	S.S. 38: galleria Valmaggiore e Bolladore	Secol	Dioriti, gneiss, gabbri, filladi	300	12	2400	150 m J.G.O., VTR
1985	1999	F.S. Sibari-Cosenza: gallerie 1, 2, 3, 4	Asfalti Sintex	Formazione pliocenica calabriana	115	10	53714148	1300 m J.G.O., 2300 m PT, 2300 m VTR
1984	1999	Linea ferroviaria Verona-Brennero: galleria Fleres	Comer	Dolomia, paragneis, calcescisti	1000	12	7300	BU, VTR
1996	1998	Viabilità Roma: galleria Principe Amedeo	Di Penta	Tufi con intercalazioni fluvio-lacustri	20	10,5	860	

Inizio	Fine	Lavoro	Cliente	Terreno	Copertura max [m]	Luce [m]	Lunghezza [m]	Interventi speciali
1989	1998	Linea F.S.Dorsale Sarda: galleria Campeda	Cofesar	Vulcanico	300	12	3800	400 m PT, 400 m VTR
1990	1997	S.S. 38: gallerie Le Prese e Verzedo	Secol	Dioriti gneiss, gabbri, filladi	300	12	3100	
1987	1997	Linea F.S. Firenze-Empoli: gallerie S. Vito e Bellosguardo	Firem	Marne di Le Piatre, caotico in facies calcareo-marnosa, Arenarie di M. Modino	160	12	3510	255 m J.G.O., 1600 m VTR
1992	1996	E 45 - Orte-Ravenna: galleria Quarto	Toto	Arenarie marne e limi sabbiosi	150	11	2500	2 x 100 m J.G., 2 x 200 m VTR
1991	1996	Linea F.S. Caserta-Foggia: galleria San Vitale	San Vitale Scarl	Argille varicolori, calcari argilliti	100	12	2500	300 m PT 1300 m VTR
1988	1996	S.S. 38: galleria Tola	Secol	Dioriti gneiss, gabbri, filladi	300	12	1500	2x900 m J.G.O., 2x900 VTR
1989	1993	Autostrada Livorno-Civitavecchia: galleria Rimazzano	Sotecni	Sabbie e ghieie in matrice siltosa, argille plioceniche	20	12	2x900	2x900 m J.G.O., 2x900 VTR
1988	1993	S.S. 38: galleria Cepina	Secol	Dioriti gneiss, gabbri, filladi	300	12	2900	150 m J.G.O., VTR
1988	1993	Discenderia mineraria Nuraxi Figus	Torno S.p.A.	Vulcaniti, formazione del cixerri, serie eocenica	460	8		1200 m PT, 25 m J.G.O., 350 m VTR, 150 m BU 1989
1992		Autostrada A1 Milano-Roma: galleria Monte Mario		Argille-limose, sabbie	270	14,5	4600	900 m J.G.O., 400 m VTR
1989	1991	Autostrada Roma-L'Aquila Teramo - Lotto 4: galleria Colledara	Colledara	Marne e depositi lacustri	50	10	1600	
1987	1991	Autostrada Aosta-Monte Bianco: galleria Avise	R.A.V.	Paragneis e calcescisti	400	12	2x2700	2500 m J.G.O., 5500 m PT, 2700 m VTR
1987	1991	Linea Ferroviaria "Direttissima" Roma-Firenze: gallerie Talleto e Caprenne	Fespi	Limi sabbiosi	80	7	2700 +2700	250 m J.G.O.H32, 600 m VTR
1987	1991	Linea Ferroviaria "Direttissima" Roma-Firenze: galleria Poggio Orlandi	Fespi	Limi sabbiosi	50	13,5	1200	60 m J.G.O,, 120 m, VTR
1987	1991	Linea Ferroviaria "Direttissima" Roma-Firenze: galleria Crepacuore	Fespi	Limi sabbiosi	50	13,5	700	150 m J.G.O., 1650 m VTR
1987	1991	Linea Ferroviaria "Direttissima" Roma-Firenze: galleria Tasso	Fespi	Limi sabbiosi	50	13,5	2000	200 m J.G.O., 1800 m PT, 2200 m VTR
1987	1991	Linea Ferroviaria "Direttissima" Roma-Firenze: galleria Terranova Le Ville	Fespi	Depositi lacustri	50	13,5	2600	900 m J.G.O., 400 m VTR

Inizio	Fine	Lavoro	Cliente	Terreno	Copertura max [m]	Luce [m]	Lunghezza [m]	Interventi speciali
1989	1989	S.S. 510 "Sebina Orientale" - Lotto 7	Secol	Calcaree Cerrucano lombardo, gesso e anidriti	150	11	5500	
1986	1987	Gall. idraulica Citronia-Stirpi, Salsomaggiore (PR)	Magistrato per il Po	Argille scagliose		4,5		100 m J.G.O., VTR
1993		S.S. 318 Valfabbrica (PG): galleria S. Egidio		Limi, argille e sabbie	35	12	600	250 m J.G.O.
1991		S.S. 510 "Sebina Orientale" - Lotto 6	Secol	Calcaree e dolomia principale	150	11	5000	200 m VTR
1990		Autostrada A12 Sestri Levante-Livorno: galleria Bozzano, canna ovest	S.A.L.T.	Arenarie	45	12	100	100 m J.G.O. 160 m
1990		S.S. 106 Roccella Jonica: galleria Le Grazie		Sabbie limose, limi argillosi	45	12	780	700 m VTR
1990		S.S. 106 Roccella Jonica: galleria Lofiri		Argille, marne	35	12	350	500 m J.G.O., 280 m VTR
1990		S.S. 106 Roccella Jonica: galleria Giulia		Sabbie granitiche e argille varicolori	40	12	780	60 m J.G.O., VTR
1990		S.S. 38: galleria Mondadizza	Secol	Dioriti, gneiss, gabbri, filladi	300	12	1400	300 m J.G.O.
1989		Tangenziale Est Catanzaro: galleria S. Giovanni		Argille marnose stratificate e sabbie giallastre alternate con limi sotto falda	40	12	400	1000 m PT, 1000 m VTR
1989		Linea F.S. Bicocca-Siracusa: galleria Targia	Collini S.p.A.	laloclastiti	30	12	3300	1000 m PT, 1000 m VTR
1989		S.S. 237: galleria Sabbio				11		VTR
1989		Autostrada Torino-Savona: galleria Montezemolo	Autostrada To-Sv	Marne e arenarie	140	11	1800	40 m J.G.O., BU
1989		S.S. 38: galleria Sant'Antonio	Secol	Dioriti gneiss, gabbri, filladi	300	12	2300	
1988		Autostrada Roma-L'Aquila Teramo - Lotto 4: galleria Sodera		Marne e depositi lacustri		10		125 m J.G.O., 360 m VTR
1987		Linea F.S. Reggio Calabria C.Le-Meta- ponto: galleria Capo d'Armi		Calcari	70	12	1000	
1987		Raddoppio Linea Ferroviaria Circum- flegrea (Napoli): gallerie Varo Pecore, Astroni e Grotta del Sole		Formazioni tufacee	30	6	600	
1986		Gall. idraulica Sonico-Cedegolo, Val Camonica	Selm Montedison	Argille scagliose		4,5		
1985		Acquedotto della Campania Occidentale: galleria Cassino	Cogefar	Calcari dolomitici		4,5	3200	
						Lunghezza totale	~ 580 Km	



GALLERIA APPIA ANTICA

ROMA, GRANDE RACCORDO ANULARE

Ø = 20,65 M

TERRENO: PIROCLASTITI GRANULARI

COPERTURA:

✓ 4 M

BIBLIOGRAFIA

LUNARDI P., CASSANI G., GATTI M., 2008.

Design Aspects of the construction of the new Apenninies crossing on the A1 Milan-Naples motorway: the Base Tunnel, Proceedings of the International Congress on "Le Souterrain: espace d'avenir", Monaco, Principato di Monaco, 6-8 ottobre 2008

LUNARDI P., 2008. Design and construction of tunnels - Analysis of Controlled Deformation in Rock and Soils (ADECO-RS), Ed. SPRINGER, 576 pagine, marzo 2008

LUNARDI P., BINDI R., CASSANI G., 2007. From the ADECO-RS approach to the tunnelling industrialisation, Atti del Simposio Internazionale su "Tunnelling for urban development", Pattaya City (Thailand), 14-15 dicembre 2007

LUNARDI P., 2007. Progetto e costruzione di gallerie - Analisi delle deformazioni controllate nelle rocce e nei suoli (ADECO-RS), Ed. HOEPLI, 575 pagine, agosto 2007

LUNARDI P., BINDI R., CASSANI G., 2006. Prime evidenze e risultati dell'impiego dell'approccio ADECO-RS per la realizzazione di oltre 73 Km di gallerie di linea, Strade e Autostrade, 1-2006

LUNARDI P., BINDI R., 2004. The evolution of reinforcement of the advance core using fibre glass elements for short and long term stability of tunnels under difficult stress-strain conditions: design, technologies and operating methods

LUNARDI P. E ALTRI, 2001. Aspetti progettuali e costruttivi affrontati nell'ambito dei lavori per il raddoppio della linea ferroviaria Bicocca-Siracusa, tratto Targia-Siracusa, Atti del Congresso Internazionale su "Progress in Tunnelling after 2000", Milano, 10-13 giugno 2001

LUNARDI P., BINDI R., 2001. The evolution of reinforcement of the advance core using fibre glass elements for short and long term stability of tunnels under difficult stress-strain conditions: design, technologies and operating methods, Atti del Congresso Internazionale su "Progress in Tunnelling after 2000", Milano, 10-13 giugno 2001

LUNARDI P., 2001. Approccio ADECO-RS: risoluzione delle problematiche relative al sottoattraversamento dell'autodromo internazionale del Mugello in condizioni di ridotta copertura, Quarry and Construction, maggio 2001

LUNARDI P., 2000. Progetto e costruzione di gallerie – Approccio ADECO-RS, Quarry and Construction, maggio 2001
LUNARDI P., 2000. Tunnelling under the Mu-

gello Racing Circuit incorporating the ADECO-RS approach, Tunnel, n. 8 (December) KOVARI K., LUNARDI P., 2000. On the observational method in tunnelling, Atti del Convegno Internazionale su "Geotechnical and Geological Engineering", Melbourne, 19-24 novembre 2000

LUNARDI P., PANTALEONE V., 2000. Problematiche affrontate nello scavo delle gallerie Bellosguardo e San Vito, Quarry and Construction, October 2000.

LUNARDI P., 2000. Design & constructing tunnels – ADECO-RS approach, T&T International special supplement, May 2000

LUNARDI P., 2000, Tunnelling under the Via Appia Antica in Rome, Tunnels & Tunnelling International, April 2000 LUNARDI P., MINENNA M., 2000. La galleria di sottopasso della strada consolare romana "Appia Antica", Strade e autostrade, n. 2 anno 2000

LUNARDI P., 1999. The influence of the rigidity of the advance core on the stability of tunnel excavations, Gallerie e grandi opere sotterranee, 59

LUNARDI P., 1999. Il preconsolidamento del terreno nelle opere in sotterraneo, Quaderno della 3° Sessione delle Conferenze Permanenti SIG sull'Alta Velocità, Bologna, 24 giugno 1999

ANDRE D., DARDARD B., BOUVARD A., CARMES J., 1999. "La traversée des argiles du tunnel de Tartaiguille", Tunnels et ouvrages en souterrains, n°. 153, May-June 1999

LUNARDI P., 1999. La galleria "Tartaiguille", ovvero l'applicazione dell'approccio ADECO-RS per la realizzazione di un tunnel "impossibile", Gallerie e grandi opere sotterranee, n. 58 anno 1999

LUNARDI P., 1998. Convergence-confinement ou extrusion-préconfinement ?, Colloque "Mécanique et Géotechnique", Laboratoire de Mécanique des Solides -École Polytechnique, Paris 19 May 1998

LUNARDI P. E ALTRI, 1998. Design and construction of a station on the Rome metro, T&T International, March 1998

LUNARDI P. E ALTRI, 1998. Stazione "Baldo degli Ubaldi", Quarry and Construction, marzo 1998

LUNARDI P., 1997. L'influenza della rigidezza del nucleo d'avanzamento sulla sicurezza degli scavi in galleria, Gallerie e grandi opere sotterranee, n. 52 anno 1997 **LUNARDI P. E ALTRI, 1997.** Aspetti progettuali e costruttivi della galleria "Vasto", Quarry and construction, August 1997

LUNARDI P., 1995. Fibre-glass tubes to stabilize the face of tunnels in difficult cohesive soils, Materials Engineering, 1995, vol 6, n. 1-2, pagg. 107-165

LUNARDI P. E ALTRI, 1994. Pianificazione tecnico-economica delle opere in sotterraneo mediante l'approccio basato sull'analisi delle deformazioni controllate nelle rocce e nei suoli, Costruzioni, Settembre 1994

LUNARDI P., 1993. La stabilité du front de taille dans les ouvrages souterraines en terrain meuble: études et experiences sur le renforcement du noyau d'avancement, Symposio Internazionale su "Renforcement des sols: experimentations en vraie grandeur des annes 80", Paris, 18 November 1993

LUNARDI P., 1993. Fibre-glass tubes to stabilize the face of tunnels in difficult cohesive soils, SAIE: Seminar on "The application of fiber Reinforced Plastics (FRP) in civil structural engineering" - Bologna, 22 Ottobre 1993

LUNARDI P., 1993. Evolution des technologies d'excavation en souterrain, dans des terrains meubles, Colloque chez le "Comité Marocain des Grands Barrages" - Rabat, 30 settembre 1993

LUNARDI P. E ALTRI, 1993. Technical and financial planning of underground works: the "ADECO-RS" method, VI Forum Europeo di Ingegneria Economica - Università Bocconi - Milano, 13-14 Maggio 1993 LUNARDI P., 1993. Aspetti progettuali e costruttivi nella realizzazione di gallerie in situazioni difficili. Interventi di precontenimento del cavo, Le strade, marzoaprile 1993

LUNARDI P. E ALTRI, 1993. Tunnelling in soil: design, construction materials and monitoring. Seminario Russo-Italiano - Central Institute for Advanced Training of Construction Engineers (TSMIPKS), Mosca, 11 Marzo 1993

LUNARDI P. E ALTRI, 1992. Tunnel face reinforcement in soft ground: design and controls during excavation, Convegno Internazionale su "Towards New Worlds in Tunnelling" - Acapulco 16-20 May 1992

LUNARDI P., 1991. Aspetti progettuali e costruttivi nella realizzazione di gallerie in situazioni difficili: interventi di precontenimento del cavo, Convegno Internazionale su "Il consolidamento del suolo e delle rocce nelle realizzazioni in sotterraneo" - Milano 18-20 Marzo 1991

LUNARDI P. E ALTRI, 1990. Soft ground tunnelling in the Milan Metro and Milan Railway Link. Case histories, Soft Ground Tunnelling Course - Institution of Civil Engineers - Londra 10-12 Luglio 1990

LUNARDI P. E ALTRI, 1989. Nouvelles orientations pour le projet et la construction des tunnels dans des terrains meubles. Etudes et experiences sur le preconfinement de la cavité et la préconsolidation du noyau au front, Colloquio Internazionale su "Tunnels et micro-tunnels en terrain meuble - Paris 7-10 February 1989

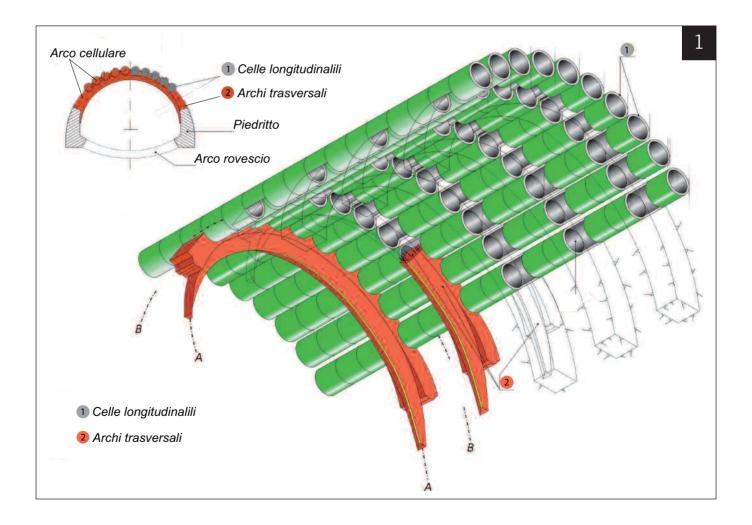
ARCO CELLULARE

Grandi luci in sotterraneo anche in area urbana

La tecnologia dell'arco cellulare è stata studiata e messa a punto dalla Rocksoil nel 1986 partendo da una felice intuizione del Prof. Ing. Pietro Lunardi, per la quale nel 1991 egli fu premiato dalla rivista statunitense Engineering News Record che annualmente nomina l'"uomo dell'anno nel campo delle costruzioni".

Attuata con molto successo per lo scavo a foro cieco in terreno sciolto della stazione Venezia del Passante Ferroviario di Milano (30 m di diametro di scavo con soli 4 m di copertura sotto antichi palazzi settecenteschi), suscitò scalpore nel mondo del tunnelling e in un prossimo futuro potrebbe essere applicata per

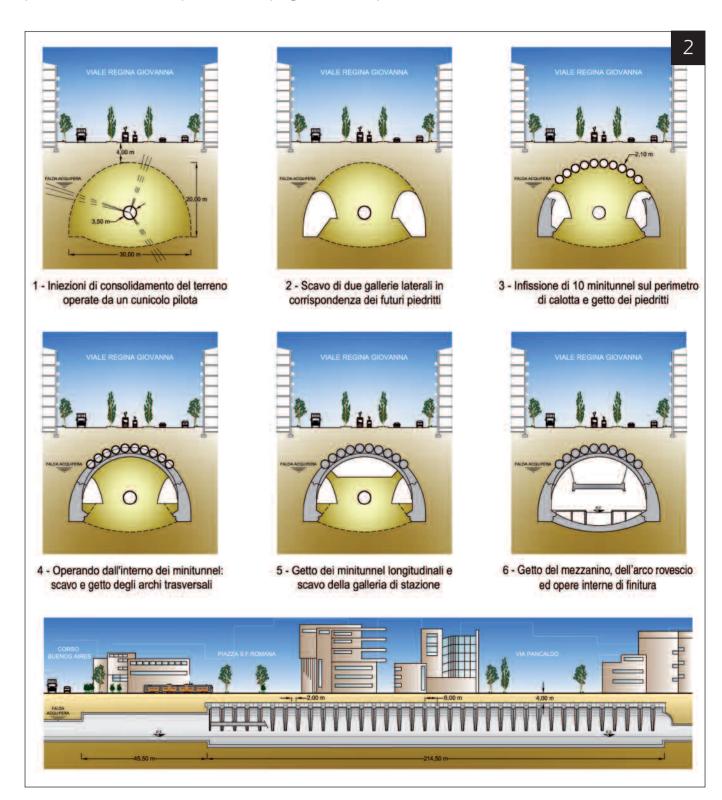
1. FASI COSTRUTTIVE DELL"ARCO CELLULARE"



30 ANNI DI ROCKSOIL

risolvere situazioni analoghe sia in Italia sia in altri Paesi dove la si considera con serio interesse. L'arco cellulare è infatti una tecnologia costruttiva particolarmente adatta per essere impiegata nella realizzazione di gallerie di grande luce in ambiente urbano, quando le situazioni geotecniche e tensodeformative da affrontare, a fronte delle ridotte coperture e della necessità di rendere trascurabili le

2. LA REALIZZAZIONE
DELLA STRUTTURA
AD ARCO CELLULARE
DELLA STAZIONE VENEZIA
PASSANTE FERROVIARIO DI MILANO



ripercussioni dei lavori di scavo sulle costruzioni e le attività in superficie, non sono compatibili con l'utilizzazione di tecnologie d'attacco più tradizionali o le rendono meno affidabili e competitive.

Si tratta di una struttura composita (figura 1), assimilabile ad un graticcio a sezione semicircolare i cui elementi longitudinali (celle) sono costituiti da tubi di c.a. resi collaboranti da una serie di grosse centine trasversali (archi). Dagli studi effettuati per definirne i limiti di applicabilità risulta che attraverso il suo impiego sarebbe possibile realizzare a foro cieco cavità corticali fino ad oltre a 60 m di luce, senza causare apprezzabili cedimenti in superficie anche in terreni sciolti e sotto falda. La caratteristica che rende l'arco cellulare vantaggioso rispetto alle tecniche costruttive tradizionali è il modo in cui viene regolato il passaggio dalla condizione di equilibrio iniziale del terreno, ancora indisturbato, a quella di equilibrio finale dello stesso, a galleria finita, tale da evitare l'insorgere di decompressioni

nel materiale e quindi di cedimenti in superficie. Lo scavo della galleria finale, infatti, viene eseguito solo quando la struttura portante, notevolmente rigida, è già completamente realizzata e in grado di fornire al terreno, senza subire deformazioni apprezzabili, l'indispensabile confinamento. Per tale caratteristica l'arco cellulare, nell'ambito dell'approccio ADECO-RS, s'inquadra, quale tecnologia conservativa di precontenimento del cavo, tra

Per realizzare nel terreno l'intera struttura ad "arco cellulare" prima d'iniziare lo scavo dell'opera la tecnologia prevede di procedere attraverso le seguenti fasi principali (figura 2):

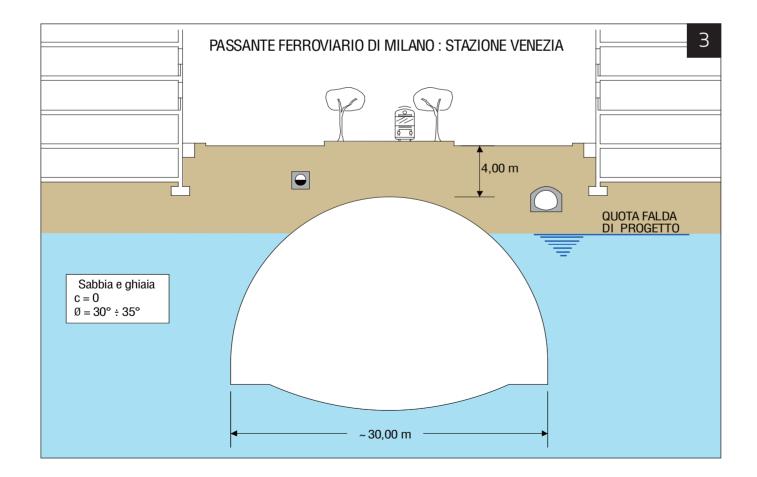
gli interventi di protezione del nucleo-fronte.

- **1.** consolidamento del terreno al contorno della futura galleria di stazione, operando da un cunicolo pilota, mediante iniezioni tradizionali;
- **2.** scavo a mezza sezione delle gallerie di piedritto e, da qui operando, completamento del consolidamento al contorno della galleria finale;

3. LA COSTRUZIONE
DELLA STAZIONE "VENEZIA"
RAPPRESENTAVA, CON I SUOI 25 M
DI LUCE TRASVERSALE NETTA E 215 M
DI LUNGHEZZA LONGITUDINALE,
L'OPERA IN SOTTERRANEO DI
MAGGIORI DIMENSIONI DELL'INTERA
RETE LOMBARDA DI TRASPORTO
REGIONALE. L'ESIGUO SPESSORE
DELLA COPERTURA RENDEVA
IMPOSSIBILE COSTRUIRLA CON I
SISTEMI TRADIZIONALI, VENENDO
MENO LA POSSIBILITÀ DI ESEGUIRE
LINTRATTAMENTO PREVENTIVO

DEL TERRENO AL SUO CONTORNO

DI SPESSORE SUFFICIENTE



- 3. completamento dello scavo delle gallerie di piedritto e getto al loro interno dei piedritti della galleria di stazione mentre, in un cantiere superiore completamente indipendente, avviene l'infissione da una camera di spinta (metodo dello spingitubo), in corrispondenza al profilo di calotta della futura galleria di stazione, di una serie di tubi accostati (Ø 2,10 m) di c.a. (minitunnel);
- **4.** scavo, attraverso i minitunnel, delle gallerie trasversali che saranno utilizzate come casseforme (le cui pareti sono costituite dal terreno stesso) per il getto degli archi di collegamento di c.a.; quindi posa dell'armatura e getto di detti archi;
- **5.** getto dei minitunnels longitudinali di calotta e scavo del terreno all'interno della sezione della galleria di stazione sotto la protezione dell''arco cellulare' già praticamente attivo;
- **6.** getto a campioni dell'arco rovescio.

LA COSTRUZIONE DELLA STAZIONE VENEZIA CON LA TECNOLOGIA DELL'ARCO CELLULARE

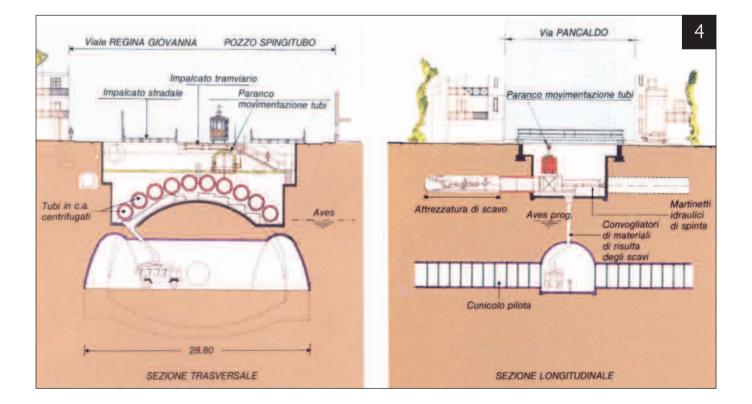
Come già accennato, la tecnologia dell'arco cellulare fu concepita dal Prof. Ing. Pietro Lunardi nel 1986 per

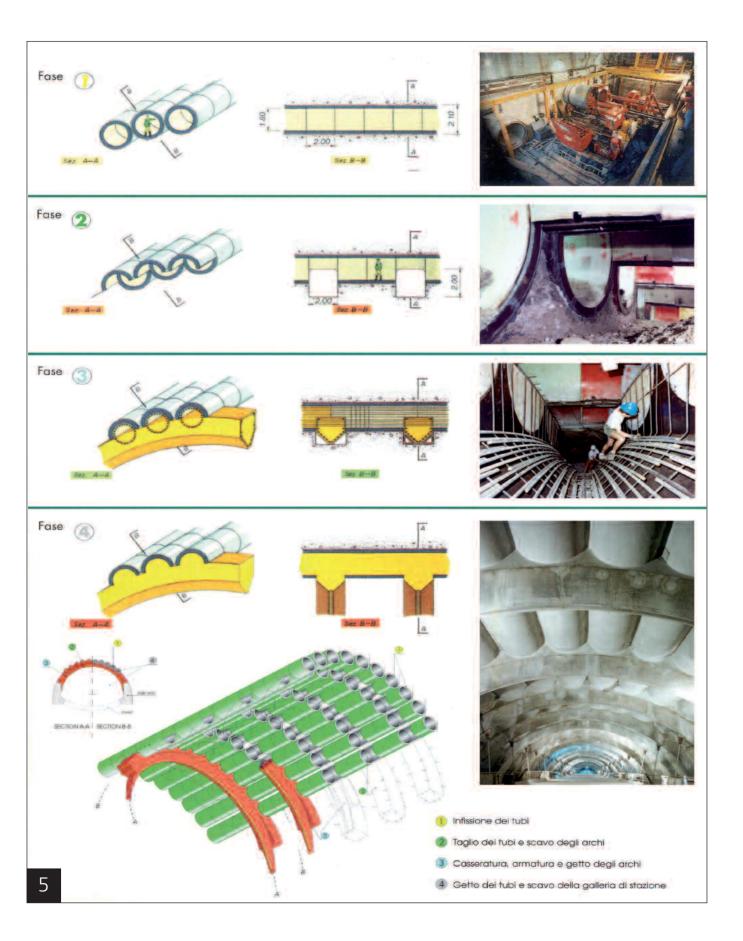
risolvere il problema della costruzione della Stazione Venezia del Passante Ferroviario di Milano.

Collocata strategicamente nel centro commerciale della città, essa rappresentava, con i suoi 25 m di luce trasversale netta e 215 m di lunghezza longitudinale, l'opera in sotterraneo di maggiori dimensioni dell'intera rete di trasporto regionale. La sua sezione di scavo di 440 m² era sei volte più grande di quella di una normale galleria di linea a due binari e quasi il doppio della seconda più grande galleria costruita a Milano. La sua realizzazione, anche a causa delle enormi dimensioni dello scavo richiesto, apparve subito molto problematica: i numerosi sottoservizi preesistenti nel sottosuolo, tra cui la linea 1 della metropolitana, imponevano, da un lato, di posizionare la nuova opera in prossimità della superficie; l'esigenza di non disturbare le importanti correnti di traffico sul soprastante viale Regina Giovanna determinava, dall'altro lato, la necessità di operare lo scavo esclusivamente a foro cieco. In sede progettuale, il valore estremamente ridotto della copertura possibile (circa 4 m) ingenerava sin dall'inizio forti perplessità sui risultati ottenibili con il metodo costruttivo utilizzato

4. IL POZZO O CAMERA DI SPINTA PASSANTE FERROVIARIO DI MILANO,

STAZIONE VENEZIA





5. COSTRUZIONE DELLA VOLTA AD ARCO CELLULARE PASSANTE FERROVIARIO DI MILANO, STAZIONE VENEZIA

30 ANNI DI ROCKSOIL

CAMERA DI SPINTA:
I TUBI PREFABBRICATI DELLA
VOLTA DOPO L'INFISSIONE
PASSANTE FERROVIARIO DI MILANO,
STAZIONE VENEZIA

tradizionalmente a Milano per opere analoghe, basato sull'asportazione del terreno per campioni previo consolidamento dello stesso, al contorno della galleria da realizzare, mediante iniezioni di miscele cementizie e immediata messa in opera di centine metalliche e calcestruzzo proiettato. Infatti, la carenza di copertura avrebbe reso irrealizzabile un trattamento preventivo del terreno di spessore adeguato alle grandi dimensioni della sezione di scavo.

Le analisi eseguite per via numerica, utilizzando un programma di calcolo agli elementi finiti, confermavano presto tali dubbi, indicando chiaramente che una struttura di contenimento tradizionale, realizzata con centine e calcestruzzo proiettato, sarebbe risultata eccessivamente deformabile e non idonea, anche in

prima fase, a contenere i cedimenti in superficie entro i limiti richiesti per la salvaguardia delle strutture limitrofe e dei sottoservizi esistenti. L'unica soluzione era trovare il modo di realizzare nel terreno l'intera struttura portante dell'opera prima ancora di iniziarne lo scavo: da qui l'idea dell'arco cellulare.

Evitando per doverosa sintesi di soffermarci ad illustrare l'importante e complessa fase di studio e messa a punto che fu necessario affrontare per tradurre un'idea così innovativa in un progetto realizzabile sia dal punto di vista tecnico sia da quello economico, garantendo per ogni fase realizzativa eccellenti livelli di sicurezza, nel paragrafo che segue passeremo direttamente ad illustrarne l'applicazione per la costruzione della già citata stazione Venezia.





LA REALIZZAZIONE DELL'ARCO CELLULARE PER LA STAZIONE VENEZIA

Dal profilo operativo, per costruire l'arco cellulare della Stazione Venezia si sono organizzati due cantieri indipendenti su cui si è lavorato contemporaneamente: uno per le opere di piedritto, l'altro per le opere di volta. Le gallerie di piedritto, di 60 m² di sezione (7,6 m di larghezza, 11,0 m d'altezza) e lunghezza pari alla futura galleria di stazione, sono state realizzate in due fasi:

- 1. scavo di 40 m² fino a quota falda;
- **2.** esecuzione, dal piano di prima fase, di iniezioni di consolidamento in falda sotto i futuri piedritti e arco rovescio, e successivo ribasso dello scavo fino al piano d'imposta della base del piedritto.



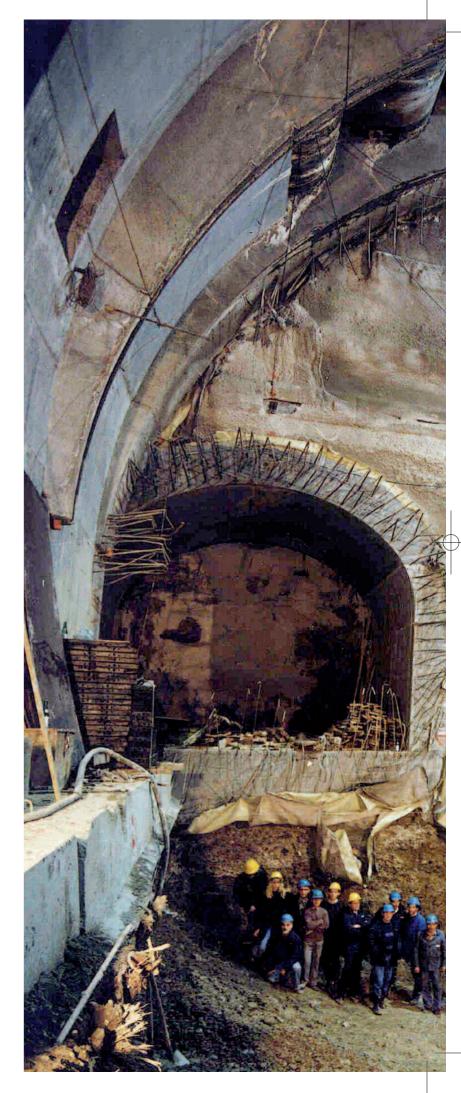
Il loro rivestimento è consistito in centine metalliche, rete elettrosaldata e spritz-beton.

Una volta ultimata la loro costruzione, si è provveduto al getto, al loro interno, dei piedritti della futura galleria di stazione. Contando anche il tempo speso per le operazioni di scavo, i 430 metri di piedritto (215 m per parte) furono completati in circa 11 mesi: circa lo stesso tempo impiegato contemporaneamente, nell'altro cantiere indipendente, per l'infissione dei tubi. A questo riguardo, il progetto della Stazione Venezia prevedeva la realizzazione, lungo il profilo di calotta, di 10 minitunnels con la tecnica dello spingitubo. Ciò ha significato l'infissione di circa 1080 tubi, per una lunghezza totale dell'ordine di 2.160 m. Detti tubi, prefabbricati con il sistema di compressione radiale utilizzando un conglomerato cementizio ad alta resistenza, avevano 2.100 mm di diametro esterno. 1.800 mm di diametro interno e 2 m di lunghezza.

L'infissione fu compiuta operando dall'interno di un pozzo di spinta (figura 4). L'attrezzatura di scavo era costituita da uno scudo metallico cilindrico, di 2.100 mm di diametro, lungo 7,7 m, suddiviso in due parti: la prima, dotata di tagliente e snodata per permettere all'operatore di guidare i movimenti plano-altimetrici, era dotata di fresa idraulica puntuale a movimenti computerizzati e nastri trasportatori per lo smarino; la parte posteriore, di 3,50 m di lunghezza, conteneva i motori, le pompe e i serbatoi per l'olio idraulico.

L'attrezzatura di spinta comprendeva due martinetti idraulici a corsa lunga, le indispensabili strutture ripartitrici e una pompa idraulica da 600 bar.

Operando con doppia attrezzatura si ottennero produzioni giornaliere d'infissione pari a circa 8÷9 m/giorno. Controlli topografici eseguiti durante l'infissione e ad infissione ultimata permettevano di garantire e confermare la buona qualità dell'esecuzione, rilevando deviazioni di direzionalità e di quota del tutto irrilevanti. Una volta gettati i piedritti e completata l'infissione dei tubi si è passati alla realizzazione dell'orditura trasversale di contenimento della calotta della futura galleria di stazione, la cui costruzione costituisce senz'altro la parte più caratterizzante della tecnica dell'"arco cellulare".





VISTA DELLA STAZIONE VENEZIA DOPO IL COMPLETAMENTO DELLO SCAVO SOTTO LA PROTEZIONE DELLA VOLTA AD ARCO CELLULARE PASSANTE FERROVIARIO DI MILANO

ARCO CELLULARE

L'orditura era costituita da 35 archi intermedi posti ad interasse di 6,00 m più due di testata. Per la sua esecuzione si procedette come segue (figura 5):

- 1. taglio e asportazione delle parti dei tubi corrispondenti alla sezione degli archi e scavo di questi ultimi, prevalentemente a mano, fino a raggiungere le gallerie laterali di piedritto;
- **2.** assemblaggio, all'interno degli scavi, delle casseforme prefabbricate in acciaio, posa dell'armatura dei tubi e degli archi e getto di questi ultimi in appoggio sui piedritti già costruiti;
- 3. getto dei tubi.

Sotto la struttura portante ad arco cellulare già operativa, si potè quindi dare inizio in tutta sicurezza alle operazioni di scavo per campioni della calotta e dello strozzo della galleria di stazione, la cui struttura di rivestimento fu infine completata con l'esecuzione dell'arco rovescio, di spessore variabile tra 1,5 e 2 m. Il getto di quest'ultimo, per uno sviluppo di 92 m e una sezione totale media di 38 m³/m, fu eseguito per campioni di 5 m di lunghezza, ciascuno realizzato mediamente in una settimana di sette giorni lavora-

tivi, coordinando le lavorazioni in modo da limitare l'apertura dello scavo a soli tre giorni.

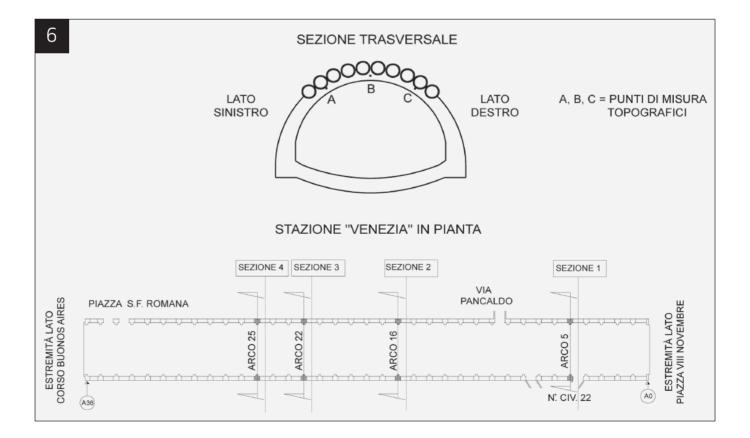
Si ritiene interessante evidenziare che la produzione media globale per la realizzazione delle opere civili della Stazione Venezia, mediante la tecnica dell'arco cellulare, fu di 57 m³/giorno per un costo, a consuntivo, di circa 516 euro/m³, paragonabile, se non inferiore, al prezzo corrente di un comune box auto nel centro cittadino.

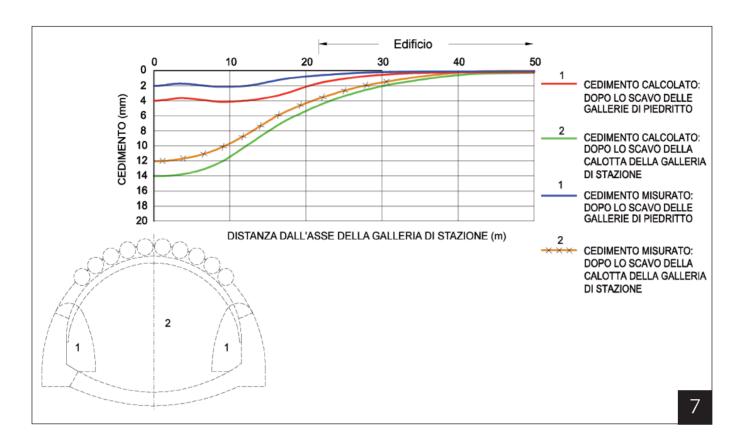
IL SISTEMA DI MONITORAGGIO

Le grandi dimensioni della cavità, l'originalità del sistema costruttivo, la presenza di delicati vincoli di superficie imponevano la realizzazione di un vasto programma di monitoraggio mirato a tenere sotto controllo:

- ▶ i cedimenti in superficie, in particolare alla quota di spiccato degli edifici esistenti, durante tutte le fasi delle lavorazioni;
- ▶ le deformazioni del terreno al contorno delle gallerie;
- ▶ le sollecitazioni e le deformazioni nelle strutture di rivestimento definitive.

6. I CONTROLLI TOPOGRAFICI PASSANTE FERROVIARIO DI MILANO, STAZIONE VENEZIA





7. I CEDIMENTI VERTICALI IN SUPERFICIE CALCOLATI E MISURATI

PASSANTE FERROVIARIO DI MILANO, STAZIONE VENEZIA

8. SUBSIDENZA MASSIMA A DIFFERENTI PROFONDITÀ

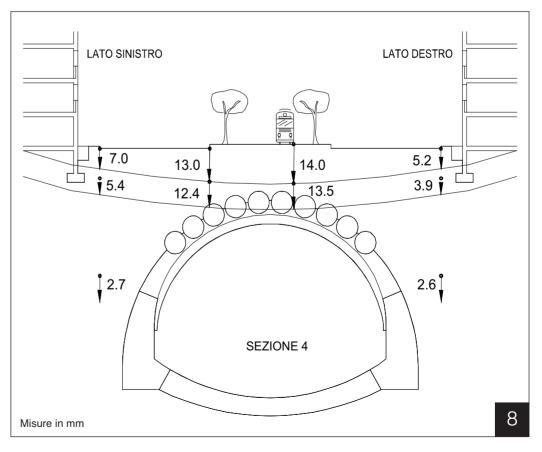
RIFERITA ALLA FASE
DI PRECONSOLIDAMENTO
DEL TERRENO MEDIANTE
INIEZIONI CEMENTIZIE
MISURATA AD OPERA FINITA

Il programma incluse:

- ► controlli topografici (figura 6);
- ► misure livellometriche, deflettometriche ed inclinometriche per tenere sotto controllo l'evoluzione delle deformazioni delle costruzioni esistenti;
- ▶ misure di convergenza degli scavi;
- ► misure di pressione e di deformazione sulle strutture di rivestimento.

La registrazione e l'elaborazione in continuo delle diverse misure permisero di avere il quadro evolutivo della situazione tensionale e deformativa del terreno e delle strutture di rivestimento nelle diverse fasi costruttive, consentendo un utile e costante confronto sia con le previsioni progettuali, sia con i limiti imposti per il mantenimento della funzionalità delle strutture preesistenti.

Come evidenziato in figura 7, i cedimenti superficiali si mantennero sempre inferiori ai valori previsti dal calcolo. Ovviamente, i cedimenti più marcati furono osservati nella fase relativa allo scavo di calotta. L'incremento delle deformazioni, dapprima lento e poi più rapido non appena il fronte di scavo superava



la sezione di misura, si andò via via smorzando man mano che lo stesso si allontanava.

Tale comportamento, evidenziato dai capisaldi in asse strada, fu confermato, anche se in misura meno marcata, da quelli ubicati in corrispondenza degli edifici, che segnalarono cedimenti massimi, durante il passaggio del fronte di scavo, mai superiori a $1 \div 2$ mm (figura 8).

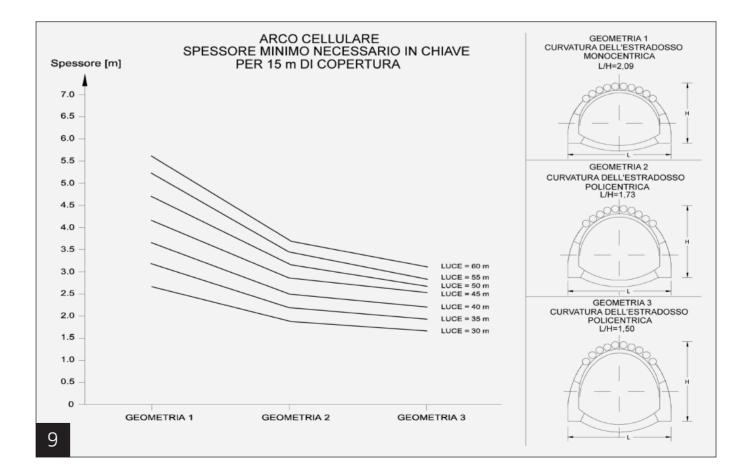
Questo sistema di sorveglianza garantì il costante mantenimento del controllo sulle condizioni reali, dimostrando la compatibilità tra l'efficienza del sistema costruttivo e l'ambiente urbano, fornendo un quadro complessivo rassicurante.

POSSIBILI SVILUPPI DEL SISTEMA

Come si è già accennato, si sono effettuati studi per definire i limiti di applicabilità del metodo dell''Arco Cellulare" per la costruzione di gallerie di grande luce in terreni incoerenti con bassa copertura e in presenza di falda. Una volta schematizzato il problema e determinati i parametri variabili, si è passati al dimensionamento di massima dei principali elementi costruttivi, adottando un modello agli elementi finiti monodimensionali in grado di simulare il comportamento della struttura e l'interazione tra questa e il terreno. In particolare, si sono prese in considerazione tre distinte geometrie caratterizzate da un rapporto L/H pari a 2,09, 1,73 e 1,5, con luce L variabile fino a 60 m (figura 9). I risultati del calcolo hanno portato alla redazione di abachi e tabelle in grado di fornire gli spessori minimi degli elementi strutturali e i cedimenti in superficie al variare della geometria, in funzione del diametro esterno, della quota di falda e della copertura (vedasi esempio in figura 9).

Da detti risultati, il metodo dell"Arco Cellulare" appare suscettibile di poter essere applicato con successo per la realizzazione a foro cieco di cavità corticali di grande luce, anche superiore a 60 m, in terreni sciolti e sotto falda, senza significativi cedimenti in superficie.

9. SPESSORE MINIMO IN CHIAVE AL VARIARE DELLA GEOMETRIA E IN FUNZIONE DELLA LUCE PER 15 M DI COPERTURA



BIBLIOGRAFIA

LUNARDIP., 2008. Design and construction of tunnels - Analysis of Controlled Deformation in Rock and Soils (ADECO-RS), Ed. SPRINGER, 576 pages, March 2008

LUNARDI P., 2007. Progetto e costruzione di gallerie - Analisi delle deformazioni controllate nelle rocce e nei suoli (ADECO-RS), Ed. HOEPLI, 575 pages, August 2007

LUNARDI P., 2000. The construction of large-span stations for underground railways, Tunnel, n. 8 (December)

LUNARDI P., 1999. Construction des stations de grandes portées pour métro, ETH-Tunnelbau-Symposium 99, Zurigo, $18^{\rm th}$ March 1999

LUNARDI P., 1997. Utilisation du sous-sol urbain en Italie: comparison de deux cas exemplaires: Ligne ferroviaire souterraine de Milan: Stazione Venezia (technique de l'Arc Cellulaire) - Métro de Rome: Stazione Baldo degli Ubaldi (technique du prédécoupage), Tunnels et ouvrages souterrains, n. 141, maggio-giugno 1997

LUNARDI P., 1997. Fermata "Venezia": il progetto e la realizzazione della struttura ad "Arco cellulare", Atti del Convegno "Il Passante Ferroviario di Milano: Infrastrutture e Tecnologie" - C.I.F.I., Milano, 22 maggio 1997

LUNARDIP., 1997. Usages du sous-sol urbain en Italie: confrontation de deux cas significatifs: Ligne ferroviaire souterraine de Milan: Stazione Venezia (technique de l'arc cellulaire) - Métro de Rome: Stazione Baldo degli Ubaldi (technique du prédécoupage mecanique), Atti delle Journées d'étude "La ville souterraine 2" - Paris, 19-20 marzo 1997

LUNARDI P., 1996. Construction Technologies for Wide Span Tunnels. A comparison of Methods, 45th Geomechanics Colloquium - Salisburgo, 10-11 ottobre 1996

LUNARDI P. E ALTRI, 1994. The Venezia Station of Milan Railway Link carried out by the Cellular Arch Method: water proofing, fire proofing and safety, ventilation, International Conference "Underground openings for public use" - Oslo, 14-17 Giugno 1994

LUNARDI P., 1993. Evolution des technologies d'excavation en souterrain, dans des terrains meubles, Colloque chez le "Comité Marocain des Grands Barrages" - Rabat, 30 settembre 1993

LUNARDI P. E ALTRI, 1993. Performance observations during construction of the large span Milan metro (Venezia) station, International Congress "Option for tunnelling" - Amsterdam, 19-22 Aprile 1993

LUNARDI P., 1993. Aspetti progettuali e costruttivi nella realizzazione di gallerie in situazioni difficili. Interventi di precontenimento del cavo, Le strade, marzo-aprile 1993

LUNARDI P. E ALTRI, 1993. Tunnelling in soil: design, construction materials and monitoring, Seminario Russo-Italiano - Central Institute for Advanced Training of Construction Engineers (TSMIPKS), Mosca, 11th March 1993

LUNARDI P., 1992. Cellular Arch technique for large span station cavern, Tunnels & Tunnelling, novembre 1991

LUNARDI P. E ALTRI, 1991. Un metodo costruttivo conservativo e di precontenimento del cavo per grandi cavità in terreni difficili, Convegno Internazionale su "Il consolidamento del suolo e delle rocce nelle realizzazioni in sotterraneo" - Milano 18-20 Marzo 1991

LUNARDI P., 1991. Aspetti progettuali e costruttivi nella realizzazione di gallerie in situazioni difficili: interventi di precontenimento del cavo, Convegno Internazionale su "Il consolidamento del suolo e delle rocce nelle realizzazioni in sotterraneo" - Milano 18-20 Marzo 1991

LUNARDI P., 1990. The Cellular Arch Method: technical solution for the construction of the Milan Railway's Venezia Station, Tunnelling and Underground Space Technology, Settembre 1990

LUNARDI P.E ALTRI, 1990. Soft ground tunnelling in the Milan Metro and Milan Railway Link. Case histories, Soft Ground Tunnelling Course - Institution of Civil Engineers - Londra 10-12 Luglio 1990

LUNARDI P., 1990. Un noveau systeme constructif pour la realisation de tunnel de grande portee dans terrains non coherents: l"Arc Cellulaire", Colloque International "Les fondations des grands ouvrages" - UNESCO - Parigi 27-29 Marzo 1990

LUNARDI P., 1990. Un nuovo sistema costruttivo per la realizzazione di gallerie di grande luce in terreni sciolti: l'"Arco Cellulare", Quarry and Construction, n. 2 anno 1990

COLOMBO A., LUNARDI P., LUONGO E., 1989. Innovative techniques for the realization of large diameter tunnels in loose land, Congresso Internazionale su "Progress and Innovation in Tunnelling" - Toronto 9-14 Settembre 1989

LUNARDI P., 1989. Un nuovo sistema costruttivo per la realizzazione di gallerie di grande luce in terreni sciolti: l''Arco Cellulare'', Gallerie e grandi opere sotterranee, n. 29 anno 1989

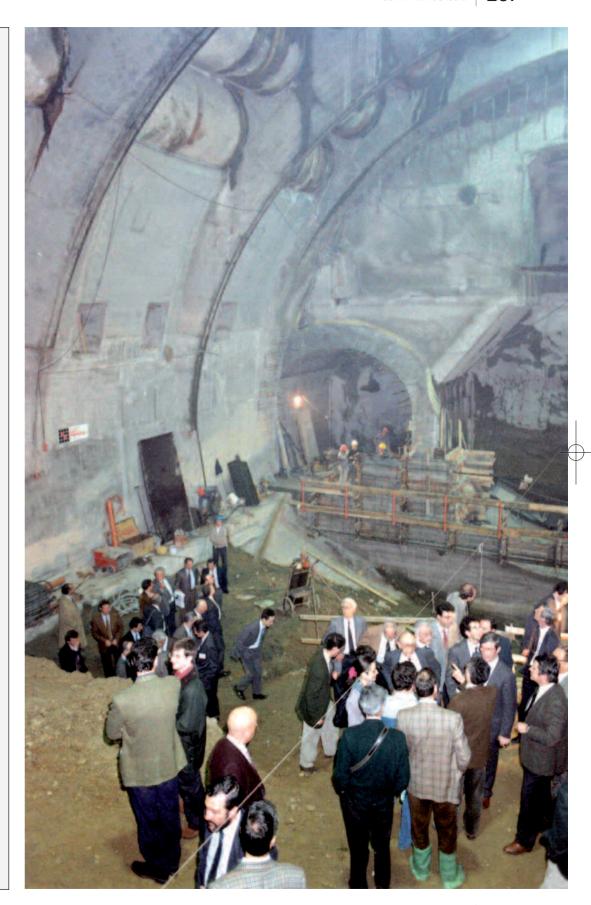
LUNARDI P. E ALTRI, 1989. L'"Arc Cellulaire" pour la Station "Venezia" du "Passante Ferroviario Metropolitano" de Milan, Colloque International "Tunnels et micro-tunnels en terrain meuble - Parigi 7-10 Febbraio 1989

LUNARDIP.E ALTRI, 1988. L'impiego dell'"Arco Cellulare" nella realizzazione della stazione Venezia del Passante Ferroviario Metropolitano di Milano, Costruzioni, dicembre 1988

LUNARDIP., 1988. Progresso tecnologico nell'utilizzo degli spazi sotterranei, Atti del Convegno Nazionale su "Lasciamo all'uomo la luce del sole, sprofondiamo i servizi" - Milano, 8-9 Novembre 1988

LUNARDIP. E ALTRI, 1988. L'emploi de l'"Arc Cellulaire" dans la realisation de la Station "Venezia" du "Passante Ferroviario Metropo-litano" de Milan, Atti del Congresso Internazionale su "Le gallerie e l'Acqua" - Madrid, 12-15 Giugno 1988

LUNARDI P., 1988. L'emploi de microtunnels pour la realisation d'ouvrage souterrains de grande portee: l'"Arc Cellulaire", Atti del Congresso Internazionale su "Le gallerie e l'Acqua" - Madrid, 12-15 Giugno 1988



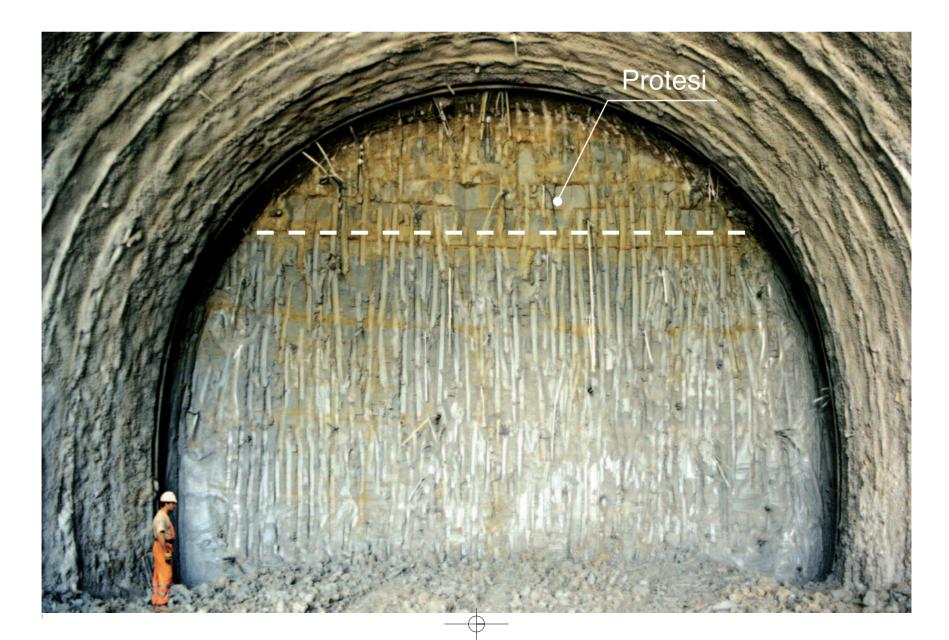
PROTESI PER GALLERIE CORTICALI

Per scavare in naturale anche dove manca la copertura

IL FRONTE DELLA GALLERIA BORGO RINZELLI DURANTE IL PASSAGGIO SOTTO LA PROTESI LINEA F.S. A.V. BOLOGNA-FIRENZE $\emptyset = 13.5$ M; TERRENO: ARGILLA COPERTURA: NULLA La tecnologia delle "protesi" è stata proposta dal Prof. Ing. Pietro Lunardi e messa a punto dalla Rocksoil S.p.A. nel corso del 1995, allo scopo di industrializzare lo scavo delle gallerie in condizioni di copertura molto ridotta o assente.

La tradizionale soluzione in artificiale, infatti, comporta la necessità di praticare incisioni profonde nei versanti da attraversare, ponendo seri problemi di:

- ▶ stabilità dei versanti stessi;
- ▶ sistemazione degli ingenti volumi di materiale scavato;



- ▶ risoluzione delle interferenze con le preesistenze in superficie;
- ▶ vulnerabilità dell'opera in caso di sisma;
- ▶ impatto ambientale e paesaggistico;

per non parlare della dispendiosità conseguente all'organizzazione di un apposito cantiere quando la ridotta copertura riguarda soltanto brevi tratti di una galleria da scavare prevalentemente in naturale. D'altra parte, l'alternativa di consolidare preliminarmente un'adeguata fascia di terreno al contorno del futuro scavo, in modo da conferirgli le caratteristiche di resistenza e deformabilità indispensabili per poter poi procedere in sicurezza a scavare la galleria in naturale, sovente non è percorribile, mancando sulla calotta della stessa lo spessore di terreno minimo indispensabile.

Per superare tali problematiche, nel 1995, avendo assunto l'impegno della progettazione costruttiva di una serie di gallerie con passaggi molto corticali per la nuova linea AV/AC Roma-Napoli, in Rocksoil si cominciò a studiare la possibilità di una soluzione alternativa, che consentisse in qualche modo di rea-

lizzare le gallerie interamente in naturale, by-passando tutte le problematiche che avrebbe comportato l'esecuzione tout-court del progetto esecutivo originario di tipo tradizionale.

Prese forma l'idea delle "protesi".

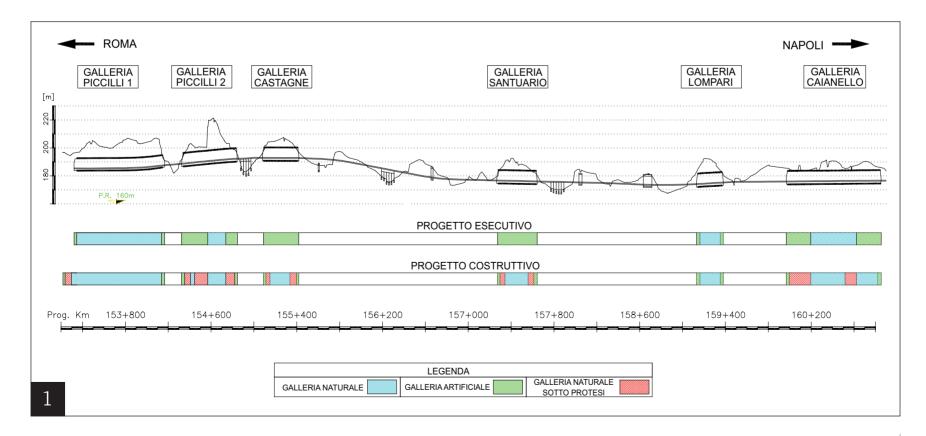
LE PROTESI

Le "protesi" sono una metodologia che permette di sostituire il terreno ubicato in calotta alla galleria da realizzare con elementi strutturali, detti appunto "protesi", ottenuti utilizzando il terreno di copertura dopo averlo adeguatamente trattato.

La figura 2 illustra graficamente le diverse fasi esecutive della metodologia.

Dopo aver sbancato la coltre di terreno presente sulla galleria da realizzare, seguendone il profilo di calotta con un franco tecnico di 10 cm sino a raggiungere la quota d'imposta delle reni ed aver eseguito il rinterro (dove necessario), secondo le geometrie indicate nella figura, si getta sulla superficie così sagomata un manto di spritz-beton di circa 10 cm di spessore, armato con rete elettro-

1. ADEGUAMENTO
DEL PROGETTO COSTRUTTIVO
IN SEGUITO ALL'ADOZIONE
DELLE "PROTESI"
LINEA F.S. AD ALTA VELOCITÀ
ROMA-NAPOLI



2. LE DIVERSE FASI ESECUTIVE DELLA METODOLOGIA

ESERCITANDO UNA EVIDENTE
AZIONE DI PROTEZIONE
PREVENTIVA DEL NUCLEO-FRONTE
DELLA GALLERIA DA REALIZZARE,
NELL'AMBITO DELL'APPROCCIO
ADECO-RS LE PROTESI SI
COLLOCANO CHIARAMENTE TRA
GLI INTERVENTI CONSERVATIVI
INDIRETTI DI PRECONTENIMENTO
DEL CAVO

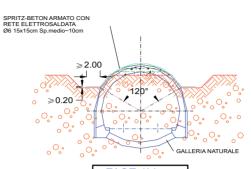
SEZIONE A-A

PROFILATURA DELLO SCAVO SEGUENDO LA SAGOMA DELLA GALLERIA NATURALE (FRANCO TECNICO Sp-10cm) Var. TERRENO PIROCLASTICO STABILIZZATO A CALCE COMPATTATO PER STRATI D1-30 cm TERRENO NATURALE GALLERIA NATURALE

FASE 1

ESECUZIONE DEGLI SBANCAMENTI E PROFILATURA DELLO SCAVO SEGUENDO IL PROFILO DI SCAVO DELLA GALLERIA NATURALE (FRANCO TECNICO Sp~10cm)

SEZIONE A-A



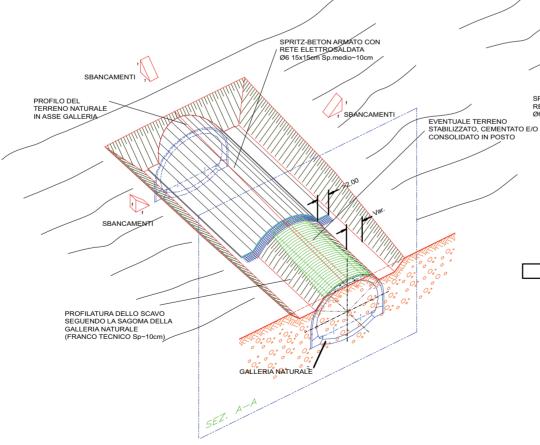
FASE 1bis

POSA IN OPERA DI SPRITZ-BETON DI PROTEZIONE (Sp.medio ~10cm) ARMATO CON RETE ELETTROSALDATA Ø6 15x15

TERRENO PIROCLASTICO STABILIZZATO A CALCE COMPATTATO PER STRATI DI~30 cm

VISTA ASSONOMETRICA

FASE 1/1bis

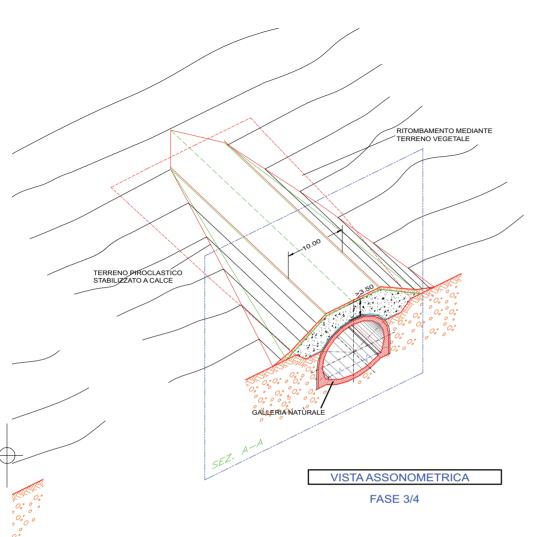


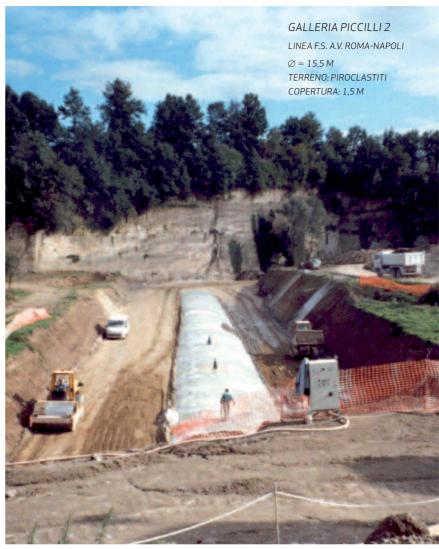
SPRITZ-BETON ARMATO CON RETE ELETTROSALDATA Ø6 15x15cm Sp.medio~10cm

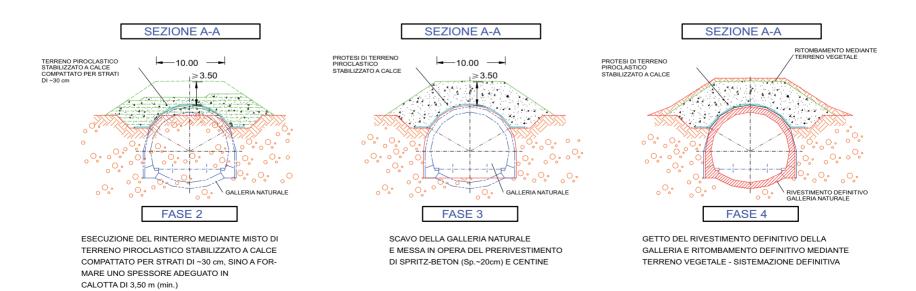
GALLERIÁ NATURALE

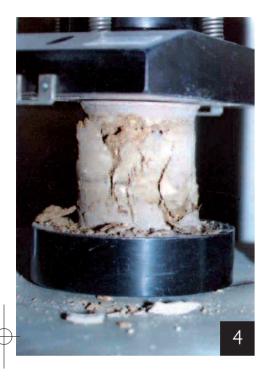
VISTA ASSONOMETRICA

FASE 2









3. PROFILATURA DELLA CALOTTA SOTTO PROTESI

4. PROVA DI RESISTENZA IN LABORATORIO DI UN CAMPIONE DI TERRENO STABILIZZATO saldata ø 6 15 x 15 cm, con funzione di:

- ▶ profilatura del futuro scavo;
- ▶ ripartizione dei carichi che graviteranno sulla calotta. A questo punto si esegue il rinterro dello sbancamento con lo stesso terreno precedentemente scavato, dopo averlo opportunamente trattato per aumentarne come richiesto le caratteristiche di resistenza e rigidezza, sino a formare, per strati di circa 30 cm singolarmente compattati, uno spessore totale di almeno 3,5 m sulla calotta della galleria da realizzare.

Può a questo punto iniziare lo scavo a foro cieco di quest'ultima.

Esercitando una evidente azione di protezione preventiva del nucleo-fronte della galleria da realiz-

zare, nell'ambito dell'approccio ADECO-RS le protesi si collocano chiaramente tra gli interventi conservativi indiretti di precontenimento del cavo.

L'APPLICAZIONE DEL METODO ALLE GALLERIE DELLA NUOVA LINEA F.S. ROMA-NAPOLI

L'applicazione di nuove soluzioni per lo scavo di gallerie comporta sempre l'esecuzione di accurati studi preliminari per accertarne l'effettiva fattibilità e la compatibilità con la situazione particolare locale. Nel caso delle "protesi" gli studi riguardarono soprattutto i terreni che costituivano il sito in cui si sarebbe dovuto operare, onde scegliere il tipo di trattamento del terreno più idoneo e verificarne preventivamente gli effetti.



INQUADRAMENTO GEOLOGICO E CAMPAGNA GEOGNOSTICA

Dal punto di vista geologico, il tracciato delle gallerie della linea ferroviaria AC/AV Roma-Napoli lambisce l'apparato vulcanico di Roccamonfina, intersecando solo marginalmente i depositi lavici e sviluppandosi quasi integralmente tra i materiali eruttivi.

I diversi litotipi si presentano in successioni piroclastiche (pozzolane) stratificate con giacitura suborizzontale e granulometria variabile da limosabbiosa con inclusi ghiaiosi a sabbia grossolana, dando luogo ad una morfologia caratterizzata da lievi ondulazioni collinari, con versanti poco acclivi e depressioni vallive originate dal ruscellamento stagionale.

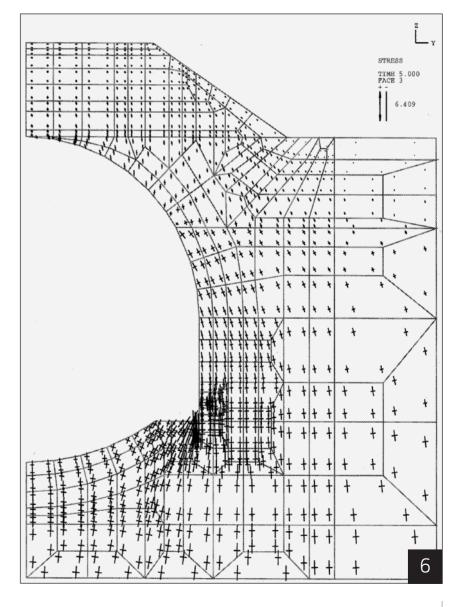
Per individuare la potenza del materiale alterato da bonificare prima della messa in opera delle "protesi" si condusse una campagna geognostica che consistette nell'esecuzione di sondaggi a carotaggio continuo e trincee esplorative (una ogni 7÷10 m). In laboratorio se ne valutarono le principali caratteristiche geofisiche: peso di volume, granulometria, limiti di consistenza in vista del successivo studio sul trattamento a calce e si eseguirono prove di compattazione ASSHTO modificata.

5. FASI DEL CALCOLO AGLI ELEMENTI FINITI

6. OUTPUT GRAFICO DEL CALCOLO F.E.M.:

SOLLECITAZIONI PRINCIPALI NEL TERRENO AL CONTORNO DELLA GALLERIA CALCOLATE ALLA TIME 5

TIME	MODELLO	DESCRIZIONE		
1		CALCOLO GEOSTATICO		
2		BONIFICA E RINTERRO CON TERRENO PIROCLASTICO TRATTATO CON CALCE		
3		SCAVO DELLA GALLERIA A PIENA SEZIONE E PRERIVESTIMENTO DI SPRITZ-BETON E CENTINE RILASSAMENTO NUCLEO: 70%		
4		GETTO DELL'ARCO ROVESCIO E DELLE MURETTE RILASSAMENTO NUCLEO: 80%		
5	и	MATURAZIONE DELL'ARGO ROVESCIO RILASSAMENTO NUCLEO: 90%		
6		GETTO DELLA CALOTTA E ABBATTIMENTO DELLE CARATTERISTICHE GEOMECCANICHE DEL TERRENO TRATTATO CON CALCE RILASSAMENTO NUCLEO: 100%		
7	w.	AZIONE SISMICA 5		





Quindi si sottoposero a prove di resistenza provini di terreno mescolato con calce in percentuali variabili tra il 3 e il 5%, confezionati utilizzando l'umidità ottimale individuata con la prova AASHTO modificata e lasciati a maturare in ambiente saturo di vapor d'acqua. La sperimentazione permise d'individuare nel 3÷4% la percentuale ottimale di calce da utilizzare. Infine, i risultati ottenuti in laboratorio furono verificati attraverso la realizzazione di un campo prove, con risultati conformi alle aspettative.

VERIFICHE STATICHE

La fattibilità e affidabilità statica della nuova soluzione furono infine verificate mediante un'analisi numerica agli elementi finiti condotta in campo non

lineare, mediante il codice di calcolo per elaboratore ADINA 6.0.

L'analisi, volendo studiare il comportamento tensodeformativo dell'intero sistema terreno-struttura nelle diverse fasi costruttive e in quella di esercizio, fu sviluppata attraverso sette *time* di calcolo (figura 5), per modellare, nella maniera più realistica possibile, la successione delle suddette fasi e la messa in opera degli interventi durante le lavorazioni di cantiere.

I risultati del calcolo confermarono la possibilità di far avanzare la galleria in naturale, a piena sezione, sotto la protezione delle protesi di terreno trattato a calce, secondo la geometria e le modalità costruttive illustrate. Dal punto di vista deformativo essi PROFILATURA

DELL'ESTRADOSSO DEL

FUTURO SCAVO

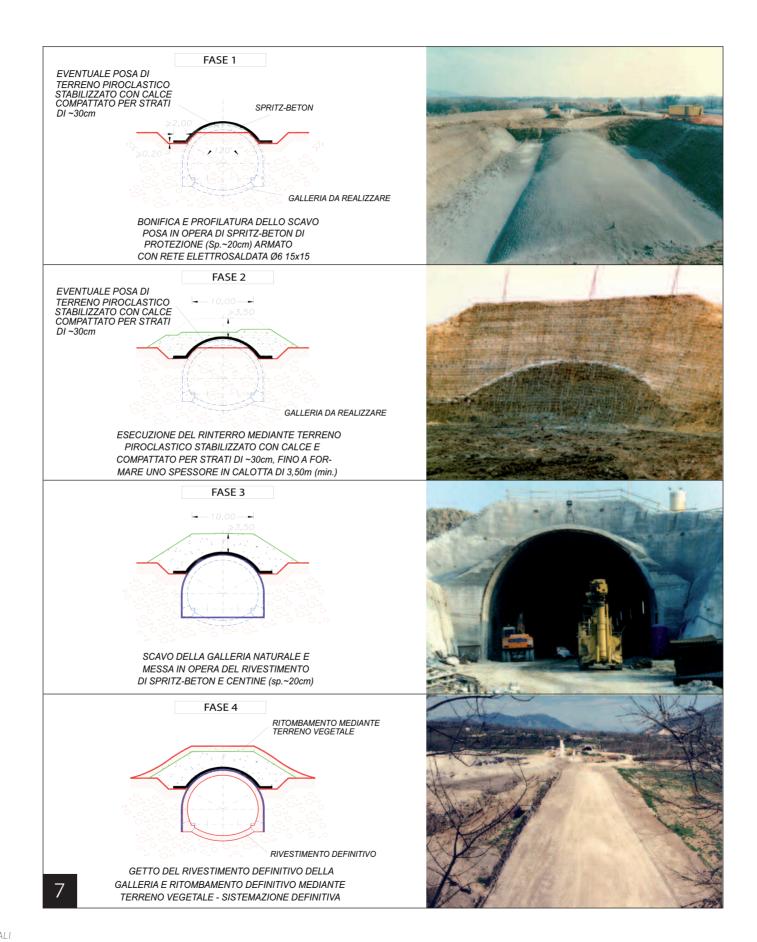
GALLERIA PICCILLI 1

LINEA F.S. A.V. ROMA-NAPOLI



30 ANNI DI ROCKSOIL

7. SINTESI ILLUSTRATA DELLE FASI COSTRUTTIVE



fornirono valori di convergenza diametrale assai modesti (inferiori a 2 mm), mentre dal punto di vista tensionale, evidenziarono l'importanza del ruolo svolto dal trattamento eseguito sulla calotta della galleria prima di iniziarne lo scavo: grazie alla sua forma arcuata, il terreno consolidato risultava sollecitato da contenute azioni di sola compressione, che venivano appropriatamente canalizzate al contorno della galleria e trasmesse al terreno naturale ai lati della stessa (figura 6).

I rivestimenti di prima fase e definitivo risultavano, infine, abbondantemente verificati.

COSTRUZIONE

Una volta accertata la fattibilità e l'affidabilità statica della soluzione studiata, si passò alla realizza-

zione sperimentale, secondo le modalità e le fasi già descritte e illustrate nella figura 2.

Si iniziò dalla galleria Piccilli 2, dove l'avanzamento in naturale, sotto la protezione delle "protesi", fu realizzato per oltre 250 m. Le foto nella figura 7 illustrano alcune fasi delle diverse lavorazioni eseguite.

Durante la costruzione furono compiuti sistematicamente alcuni controlli atti a verificare la rispondenza di quanto realizzato alle ipotesi progettuali. I controlli riguardarono, in particolare:

- ▶ per il misto pozzolana-calce: la resistenza media a compressione dopo 7 giorni di maturazione e la densità conseguita in sito rispetto alla densità massima conseguita in laboratorio;
- ▶ per lo spritz-beton: la resistenza media a compressione a 48 ore e a 28 giorni.

8. LA METODOLOGIA

DELLE "PROTESI"

SI È DIMOSTRATA

ESTREMAMENTE PRATICA,

SICURA E VANTAGGIOSA

SIA DAL PUNTO DI VISTA

COSTRUTTIVO SIA DA QUELLO

ECONOMICO OLTRE CHE

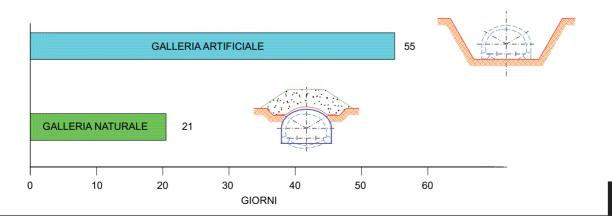
AMBIENTALE E PAESAGGISTICO

CONFRONTO TRA I COSTI E I TEMPI SPESI PER LA REALIZZAZIONE DI GALLERIE IN NATURALE SOTTO "PROTESI" E PER LE STESSE REALIZZATE IN ARTIFICIALE

LAVORAZIONE*	GALLERIA ARTIFICIALE €/m	GALLERIA NATURALE SOTTO PROTESI €/m	DIFFERENZA
SBANCAMENTO, SCAVO CONSOLIDAMENTO, SCAVO	2.464,00	4.450,00	-1.986,00
RITOMBAMENTO	915,00	0,00	915,00
RIVESTIMENTO DI CALOTTA, PIEDRITTI, MURETTE	3.421,00	2.383,00	1.038,00
ARCO ROVESCIO	1.664,00	790,00	874,00
TOTALI	8.464,00	7.623,00	841,00

^{*}SOLO LE VOCI CHE VARIANO TRA LE DUE DIVERSE TIPOLOGIE COSTRUTTIVE

TEMPI RELATIVI ALLA GALLERIA "CAIANELLO" (PER 363 m) A PARITA' DI MEZZI IMPIEGATI



PROTESI PER GALLERIE CORTICALI

TABELLA 1. L'UTILIZZAZIONE DELLE "PROTESI" IN ITALIA, DALLA PRIMA SPERIMENTAZIONE AD OGGI

GALLERIA BORGO RINZELLI LINEA F.S. A.V. BOLOGNA-FIRENZE $\emptyset = 13.5 \text{ M}$ TERRENO: ARGILLA COPERTURA: 1 M Furono inoltre sistematicamente monitorati i fenomeni deformativi ottenendo valori di lettura assai prossimi a quelli previsti dal calcolo F.E.M..

Essendosi i lavori svolti con regolarità e senza che insorgessero inconvenienti di qualsiasi tipo, la nuova soluzione fu estesa a tutte le gallerie del

lotto con problematiche analoghe.

DIFFUSIONE DELLA METODOLOGIA

La metodologia delle "protesi", studiata e realizzata sperimentalmente per lo scavo di alcune gallerie della nuova linea ferroviaria AV/AC Roma-Napoli, nell'applicazione sul campo si è dimostrata estremamente pratica, sicura e vantaggiosa, sia dal punto di vista costruttivo sia da quello economico (figura 8) oltre che ambientale e paesaggistico. Per questo, per lo scavo di gallerie con copertura ridotta o assente è preferita sempre più spesso alle metodologie tradizionali.

La tabella 1 riassume i dati riguardanti l'utilizzazione delle "protesi" in Italia, dalla prima sperimentazione ad oggi: sono ben 1346 i metri di gallerie che si sono realizzate vantaggiosamente con questo sistema.

Galleria	Lunghezza totale della galleria [m]	Lunghezza di galleria scavata sotto "Protesi" [m]
Piccilli 1 (F.S. A.V. Roma-NA)	907	58
Piccilli 2 (F.S. A.V. Roma-NA)	485	251
Castagne (F.S. A.V. Roma-NA)	289	73
Santuario (F.S. A.V. Roma-NA)	322	80
Caianello (F.S. A.V. Roma-NA)	832	363
Sadurano (F.S. A.V. BO-FI)	3767	68
Borgo Rinzelli (F.S. A.V. BO-FI)	528	73
Morticine (F.S. A.V. BO-FI)	654	380
Lunghezza totale scavata so	1346	





BIBLIOGRAFIA

LUNARDI P., 2008. Design and construction of tunnels - Analysis of Controlled Deformation in Rock and Soils (ADECO-RS), Ed. SPRINGER, 576 pagine, marzo 2008

LUNARDI P., 2007. Progetto e costruzione di gallerie - Analisi delle deformazioni controllate nelle rocce e nei suoli (ADECO-RS), Ed. HOEPLI, 575 pagine, agosto 2007

LUNARDI P., BELLOCCHIO A., ROMANO G., 2003. Galleria Borgo Rinzelli: studi per l'applicazione del sistema della protesi strutturale in terreni limo-argillosi, Gallerie e grandi opere sotterranee, n. 71, anno 2003

LUNARDI P., 2000. The ADECO-RS approach in the design and construction of the underground works of Rome to Naples High Speed Railway Line: a compari-

son between final design specification, construction design and "as built", Atti del Congresso Internazionale su "Progress in Tunnelling after 2000", Milano, 10-13 giugno 2001

LUNARDI P. E ALTRI, 1997. Una soluzione innovativa per la realizzazione di gallerie naturali senza copertura, Quarry and Construction, maggio 1997

VISTA DEL CALOTTINO
"SPRIZZATO" DEL FUTURO
SCAVO A FORO CIECO
GALLERIA SADURANO
LINEA F.S. A.V. BOLOGNA-FIRENZE

PROTESI PER GALLERIE CORTICALI

30 ANNI DI ROCKSOIL

2007

METODO NAZZANO

Per allargare una galleria non occorre più interromperne l'esercizio

Il "Metodo Nazzano" è una sorprendente invenzione costruttiva che consente di potenziare, in continuità di traffico, la capacità di un'infrastruttura con presenza di gallerie, senza ricorrere a varianti di tracciato e senza diminuire la qualità del servizio reso all'utente.

L'idea, nata da una felice intuizione del Prof. Ing. Pietro Lunardi nel 1999, è stata sviluppata e perfezionata dalla Rocksoil negli anni successivi e poi sperimentata con successo per la prima volta al mondo presso Nazzano (Roma), per allargare in sede un'importante galleria autostradale senza interromperne l'esercizio.

1. IL "METODO NAZZANO"
RENDE PER LA PRIMA VOLTA
POSSIBILE AMPLIARE
LE GALLERIE STRADALI,
AUTOSTRADALI E FERROVIARIE
IN ESERCIZIO SENZA
INTERROMPERE IL TRAFFICO
DURANTE LE LAVORAZIONI



30 ANNI DI ROCKSOIL

2. IL "METODO NAZZANO"
RENDE PER LA PRIMA VOLTA
POSSIBILE AMPLIARE
LE GALLERIE STRADALI,
AUTOSTRADALI E FERROVIARIE
IN ESERCIZIO SENZA
INTERROMPERE IL TRAFFICO
DURANTE LE LAVORAZIONI



È stata senza dubbio la maggiore novità introdotta nel mondo del tunnelling da dieci anni a questa parte, una vera e propria conquista che fornisce alle Amministrazioni pubbliche ed agli operatori del settore una soluzione straordinariamente efficace per rispondere concretamente alle crescenti esigenze d'intervento nel settore delle infrastrutture di trasporto.

Con il traffico in continuo aumento, infatti, si pone sempre più spesso l'esigenza di potenziare le infrastrutture stradali, autostradali o ferroviarie esistenti allargandone la sede. Soddisfarvi è, però, tutt'altro che semplice se le arterie attraversano tratti in galleria, essendo indispensabile, in mancanza di opportune tecnologie, ricorrere a onerose varianti di tracciato per realizzare nuovi fornici da aggiungere a quelli già esistenti.

D'altra parte, allargare una galleria in esercizio è possibile solo se si è in grado di:

- ▶ garantire la necessaria sicurezza agli utenti limitandone il disagio entro una soglia accettabile;
- ▶ risolvere i problemi tecnici e operativi connessi

con l'avanzamento d'allargo in un terreno già disturbato dallo scavo precedente;

▶ realizzare la struttura resistente man mano che si demolisce quella preesistente, trattando adeguatamente qualsiasi situazione tenso-deformativa, anche imprevista, si dovesse presentare durante l'esecuzione dei lavori, in maniera da garantire la sicurezza all'esercizio e a quelle attività umane che eventualmente si svolgessero in superficie.

Il "Metodo Nazzano" soddisfa tutti questi requisiti e rende per la prima volta possibile ampliare le gallerie stradali, autostradali e ferroviarie in esercizio senza interrompere il traffico durante le lavorazioni (figure $1 \ e \ 2$).

STORIA DELLA TECNOLOGIA

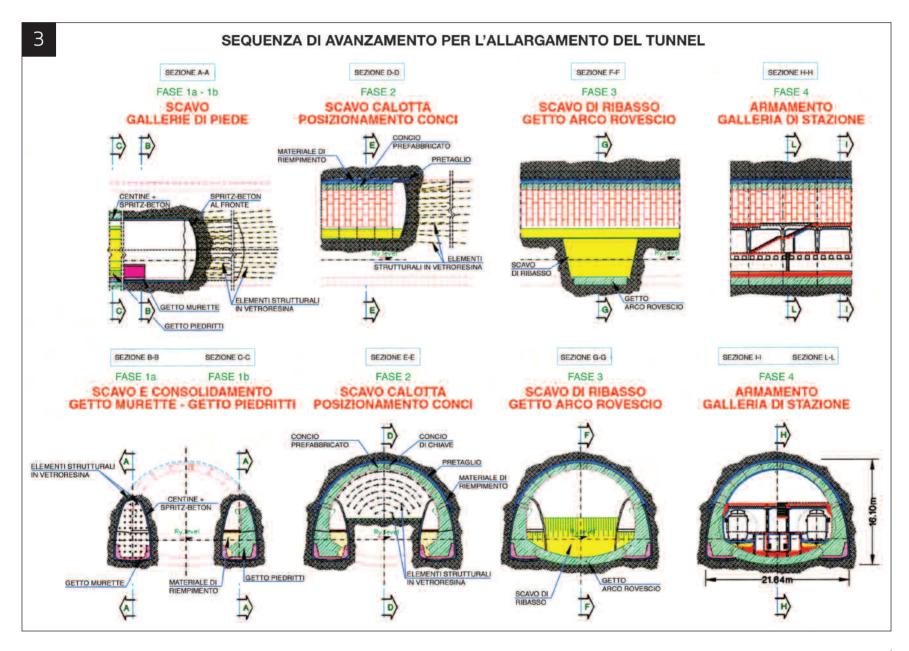
Il convincimento che fosse possibile mettere a punto una tecnologia costruttiva rispondente allo scopo di allargare una galleria esistente senza interferire col traffico dell'utenza, aveva cominciato a farsi strada nella mente del Prof. Ing. Pietro Lunardi all'epoca dei

lavori per la costruzione della galleria di stazione "Baldo degli Ubaldi" della metropolitana di Roma, la cui realizzazione, a fronte delle rilevanti dimensioni (21,5 m di luce e 16 m d'altezza), del tipo di terreno (argille plioceniche sotto falda) e dei severi vincoli riguardo ai cedimenti superficiali ammessi in contesto urbano, aveva richiesto di mettere a punto un metodo costruttivo innovativo.

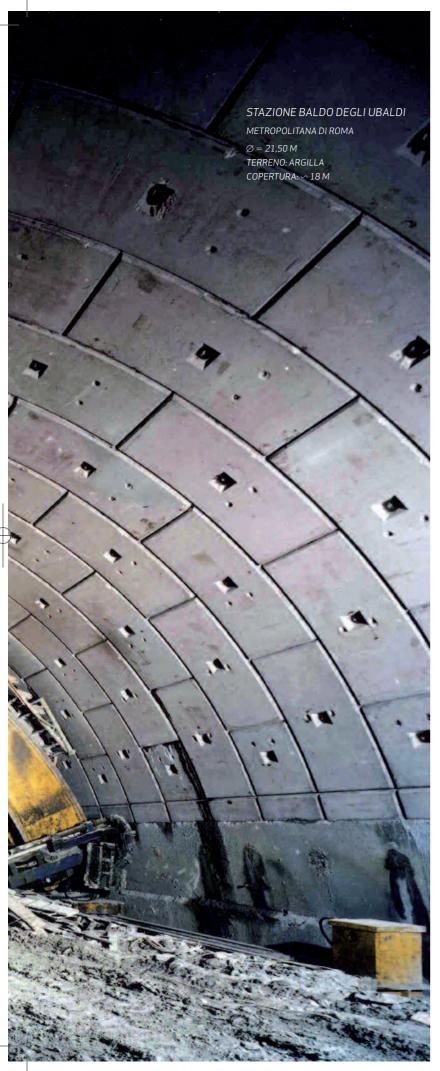
In particolare, la galleria di stazione si stava realizzando attraverso quattro fasi costruttive principali (figura 3):

1a. scavo, da due pozzi d'accesso, delle gallerie laterali di 5 m di larghezza per 9 m d'altezza, futura sede dei piedritti della galleria di stazione, previo consolidamento del nucleo-fronte con elementi strutturali di vetroresina e rivestimento del cavo con spritz-beton fibrorinforzato armato con centine metalliche dotate di puntone;

1b. getto dei suddetti piedritti di calcestruzzo armato; **2.** scavo della calotta della galleria di stazione (21,5 m di luce, 8,5 m d'altezza, per una sezione di 125 m²), previo consolidamento del nucleo-fronte con elementi **3.** FASI COSTRUTTIVE
PER LA GALLERIA DI STAZIONE
BALDO DEGLI UBALDI
METROPOLITANA DI ROMA - LINEA "A"



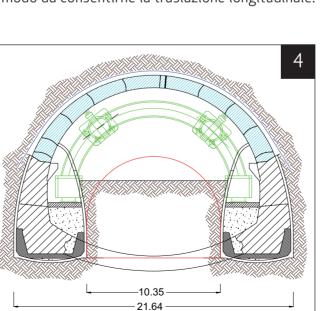




strutturali di vetroresina e protezione della stessa con un guscio resistente ottenuto col metodo del pretaglio meccanico, quindi rivestimento immediato della calotta con una "volta attiva" di conci prefabbricati;

- **3.** scavo di ribasso della galleria di stazione (90 m² di sezione) e getto immediato dell'arco rovescio per campioni, dopo la realizzazione della calotta;
- **4.** completamento delle infrastrutture di stazione. Le novità del nuovo sistema costruttivo erano soprattutto due:
- ▶ da un lato, la pratica del preconsolidamento del nucleo-fronte con elementi strutturali di vetroresina e della tecnologia del pretaglio meccanico (per la prima volta al mondo applicata su una luce di 21,5 m) combinate col principio della "volta attiva";
- ▶ dall'altro lato, l'estrema industrializzazione delle lavorazioni ottenuta attraverso una spinta meccanizzazione.

Infatti, per fondere le suddette tecnologie, tutte più o meno recenti, in un sistema costruttivo unico, altamente efficiente, era stata messa a punto e realizzata, in collaborazione con la STAC S.p.A. di Mozzate (Como), un'apposita macchina. Essa consisteva (foto a fianco) in un grande portale metallico, geometricamente rispondente al profilo di calotta della galleria di stazione, appoggiato, all'interno delle gallerie di piedritto, tramite stabilizzatori posti su longheroni, in modo da consentirne la traslazione longitudinale.



4. L'IDEA DEL "METODO

NAZZANO" SORSE DURANTE

LA REALIZZAZIONE DELLA

GALLERIA DI STAZIONE

"BALDO DEGLI UBALDI" DELLA

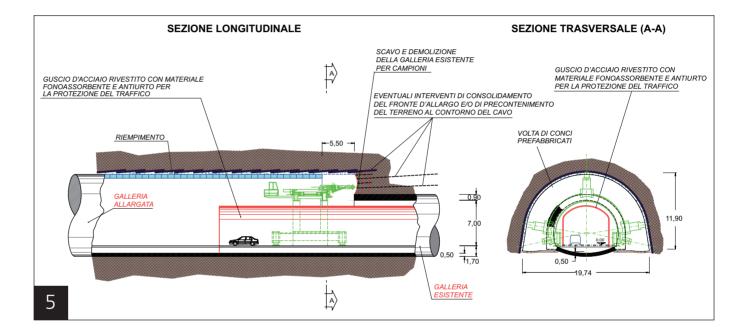
METROPOLITANA DI ROMA,

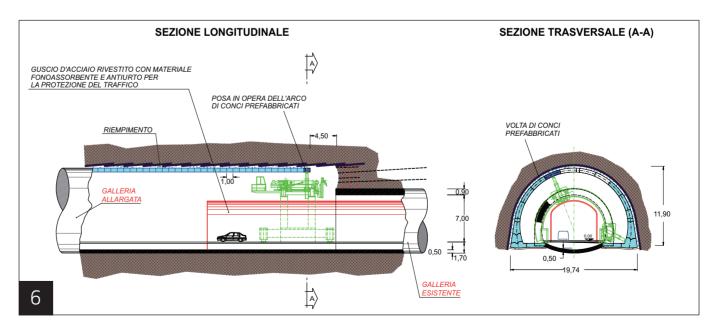
AVENDO OSSERVATO CHE IL VOLUME
COSTITUENTE LO STROZZO DELLA

COSTITUENTE LO STROZZO DELLA FUTURA GALLERIA DI STAZIONE, PER UNA SEZIONE TRASVERSALE PARAGONABILE A QUELLA DI UNA NORMALE GALLERIA AUTOSTRADALE O FERROVIARIA, NON ERA MINIMAMENTE INTERESSATO DALLE OPERAZIONI COSTRUTTIVE **5.** FASE DI CONSOLIDAMENTO E SCAVO DEL TERRENO AL FRONTE D'ALLARGO E DEMOLIZIONE DELLA GALLERIA ESISTENTE

6. FASE DI POSA IN OPERA DELL'ARCO DI CONCI PREFABBRICATI, ALTERNATA ALLA FASE DI SCAVO DEL FRONTE D'ALLARGO Sul portale, oltre all'attrezzatura necessaria per l'esecuzione dei gusci di pretaglio meccanico, era montata anche quella che serviva per la movimentazione e il montaggio dei conci prefabbricati del rivestimento definitivo. In seguito all'impiego di questa macchina e delle attrezzature accessorie, durante le operazioni di costruzione della volta il Prof. Ing. Pietro Lunardi aveva potuto osservare che il volume costituente lo strozzo della futura galleria di stazione, per una sezione trasversale paragonabile a quella di

una normale galleria autostradale o ferroviaria, non era minimamente interessato dalle operazioni costruttive (figura 4), che avrebbero potuto svolgersi in maniera del tutto analoga all'estradosso di una galleria già esistente al fine di allargarla senza che fosse necessario chiuderla al traffico, a patto naturalmente di attuare appropriate misure di sicurezza a salvaguardia degli utenti. Si trattava, in definitiva, di estendere alla piena sezione il sistema utilizzato su mezza sezione a Baldo degli Ubaldi.





Prese forma, così, l'idea di una tecnologia che, utilizzando macchine e attrezzature ispirate a quelle impiegate per la stazione Baldo degli Ubaldi, consentisse di realizzare l'allargamento di una galleria esistente senza essere costretti a interromperne l'esercizio.

DESCRIZIONE DELLA TECNOLOGIA

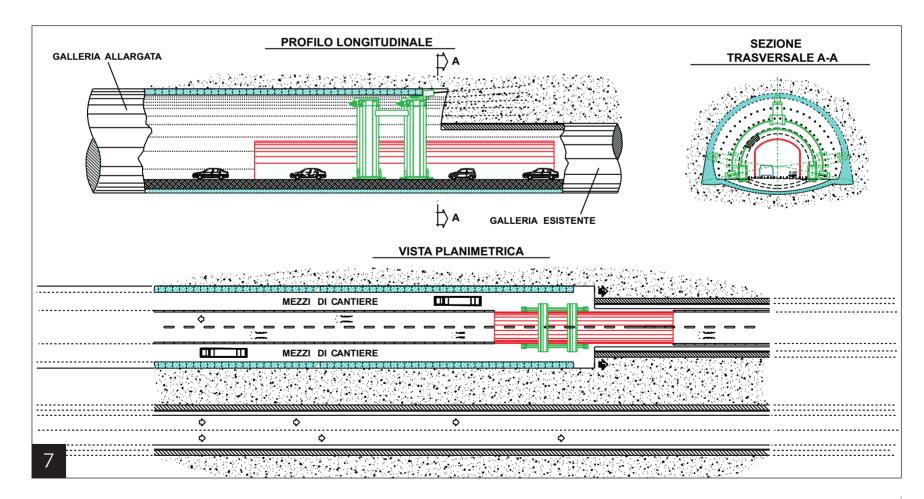
Il "Metodo Nazzano" prevede tre fasi di lavorazione principali (figure 5 e 6):

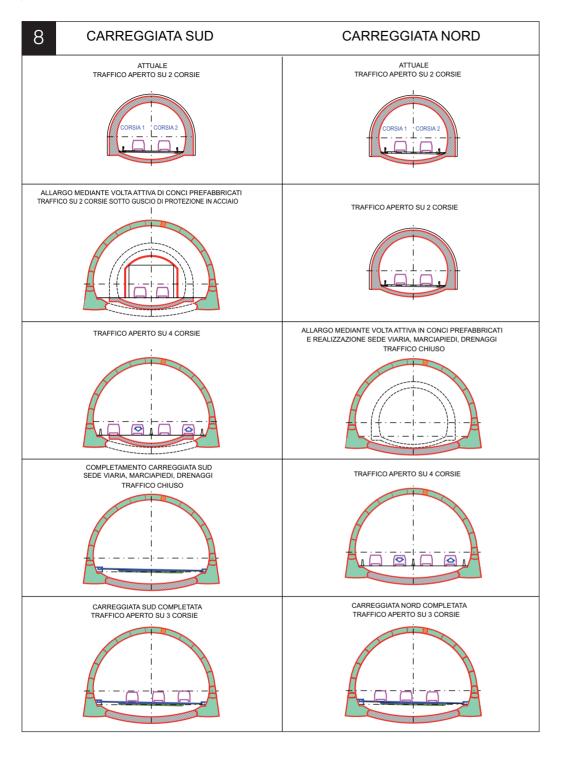
- ▶ una prima "fase di consolidamento e scavo" del terreno per campioni, durante la quale vengono eseguiti gli interventi di rinforzo del fronte d'allargo e/o di precontenimento del cavo eventualmente necessari in funzione della situazione geologico-geotecnica da affrontare; quindi lo scavo per campioni del terreno costituente il nucleo-fronte d'allargo e la demolizione del rivestimento della vecchia galleria da allargare;
- ▶ una seconda "fase di rivestimento", in cui avviene la realizzazione immediata, a ridosso del fronte di

scavo, del rivestimento definitivo, mediante la posa in opera di uno o più archi di conci prefabbricati, secondo il principio della "volta attiva";

• una terza "fase di fondazione", durante la quale viene realizzata la struttura di fondazione (arco rovescio) della galleria allargata, qualora necessaria. Durante le prime due fasi, che devono svolgersi ciclicamente con cadenza estremamente regolare, all'interno della sagoma della galleria da allargare è operativo uno "scudo d'acciaio di protezione del traffico", al di sopra del quale si muovono e operano tutti i macchinari predisposti per l'esecuzione degli interventi previsti (figura 7). L'intercapedine tra questa protezione metallica e il rivestimento della galleria esistente è opportunamente riempita con materiali fonoassorbenti e antiurto.

Lo scudo d'acciaio, di lunghezza pari a circa 4 volte il diametro della galleria da allargare, occupa spazi relativamente modesti entro quest'ultima e permette 7. DURANTE I LAVORI DI
AMPLIAMENTO ALL'INTERNO
DELLA SAGOMA DELLA
GALLERIA DA ALLARGARE
È OPERATIVO UNO "SCUDO
D'ACCIAIO DI PROTEZIONE
DEL TRAFFICO", AL DI SOPRA
DEL QUALE SI MUOVONO
E OPERANO TUTTI I
MACCHINARI PREDISPOSTI
PER L'ESECUZIONE DEGLI
INTERVENTI PREVISTI





8. IL PIANO DI REGOLAZIONE DEL TRAFFICO DURANTE L'ALLARGAMENTO DELLA CARREGGIATA

di realizzare gli interventi senza interrompere il traffico sulle corsie di marcia esistenti. Quando, in seguito all'avanzamento, la distanza tra il fronte d'allargo e l'estremità anteriore dello scudo si approssima al valore giudicato minimo per la sicurezza, detto scudo viene traslato in avanti e le diverse fasi continuano ad essere ripetute ciclicamente sino a completare l'allargamento di tutta la galleria.

Nell'ambito dell'approccio ADECO-RS il Metodo "Nazzano" s'inquadra tra gli interventi conservativi di precontenimento del cavo mediante protezione o mediante rinforzo del nucleo-fronte, a seconda della tecnologia di consolidamento che di volta in volta viene scelta in funzione della situazione geologico-geotecnica e tensionale da affrontare.

RISOLUZIONE DI ALCUNE PROBLEMATICHE PARTICOLARI PER IL MANTENIMENTO DELLA CIRCOLAZIONE DURANTE LE LAVORAZIONI

Riguardo alla possibilità di mantenimento del traffico in galleria durante le lavorazioni, mentre le prime due fasi esecutive non pongono problemi di sorta, svolgendosi tutte al di sopra del guscio d'acciaio di protezione del traffico, per la terza fase esecutiva occorre distinguere tra due casi.

Gallerie ferroviarie

Una volta allargata la galleria, è necessario comunque arrestare il traffico dei treni per adeguare la disposizione dei binari in relazione alla nuova situazione. La struttura di collegamento fra il rivestimento definitivo della galleria allargata e l'arco rovescio di quella preesistente o, in alternativa (qualora le esigenze statiche lo richiedessero), il getto in opera dell'arco rovescio, potranno venir realizzati in questo frattempo.

Gallerie stradali (a canna unica) o autostradali (a doppia canna) con 2 corsie per ogni senso di marcia

Il traffico nelle gallerie stradali a canna unica, organizzando opportunamente le lavorazioni di realizzazione della fondazione e di allargo della sede stradale, può essere sempre mantenuto in esercizio su almeno 1 corsia per ogni senso di marcia.

Analogamente, in quelle autostradali a doppia canna esso può sempre essere mantenuto in esercizio su 2 corsie per ogni senso di marcia, giostrando opportunamente le suddette lavorazioni tra le due canne ed eventualmente deviando il flusso veicolare, secondo necessità, sulle corsie di volta in volta disponibili (come illustrato, ad esempio, in figura 8).

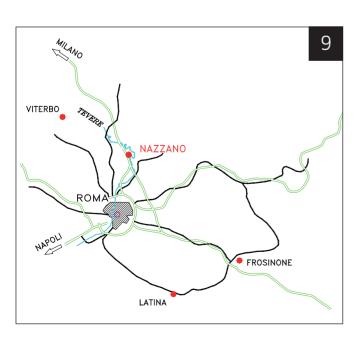
L'APPLICAZIONE DELLA TECNOLOGIA PER L'ALLARGAMENTO DELLA GALLERIA "NAZZANO"

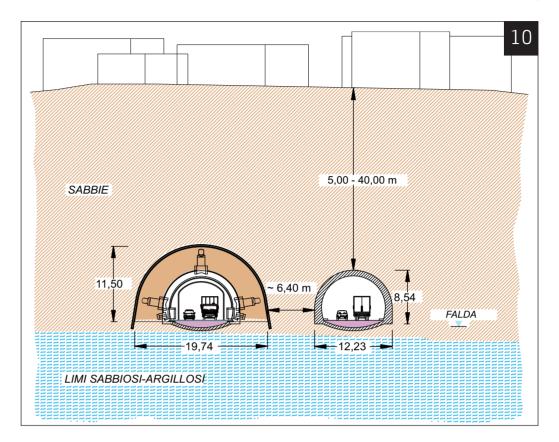
Come si è detto, la nuova tecnologia è stata applicata per la prima volta al mondo, in via sperimentale, per allargare la galleria "Nazzano", ubicata lungo l'autostrada A1 Milano-Roma tra Orte e Fiano Romano, tra le progressive Km 522+00 e Km 523+200 (figura 9). Tale galleria si sviluppa completamente in rettilineo, ad una quota altimetrica del piano stradale di circa 166 m s.l.m., per una lunghezza di circa 337 m, sotto coperture massime di 45 m.

Dal punto di vista geologico, il suo tracciato interessa terreni di natura sabbiosa e limo-argillosa, della serie plio-pleistocenica, sui quali insiste l'abitato del Comune di Nazzano (figura 10).

Considerato il tipo di terreni da affrontare, il progetto prevedeva l'esecuzione preventiva, ove necessario, di un preconsolidamento del terreno, in corrispondenza al futuro fronte d'allargo, mediante iniezioni radiali di miscele chimiche e cementizie, realizzate operando dall'interno della galleria nelle ore notturne, previa deviazione del traffico nella canna adiacente.

Successivamente lo stesso prevedeva di procedere allo scavo d'allargo previa esecuzione al suo contorno di un guscio di spritz-beton fibrorinforzato ottenuto mediante pretaglio meccanico.



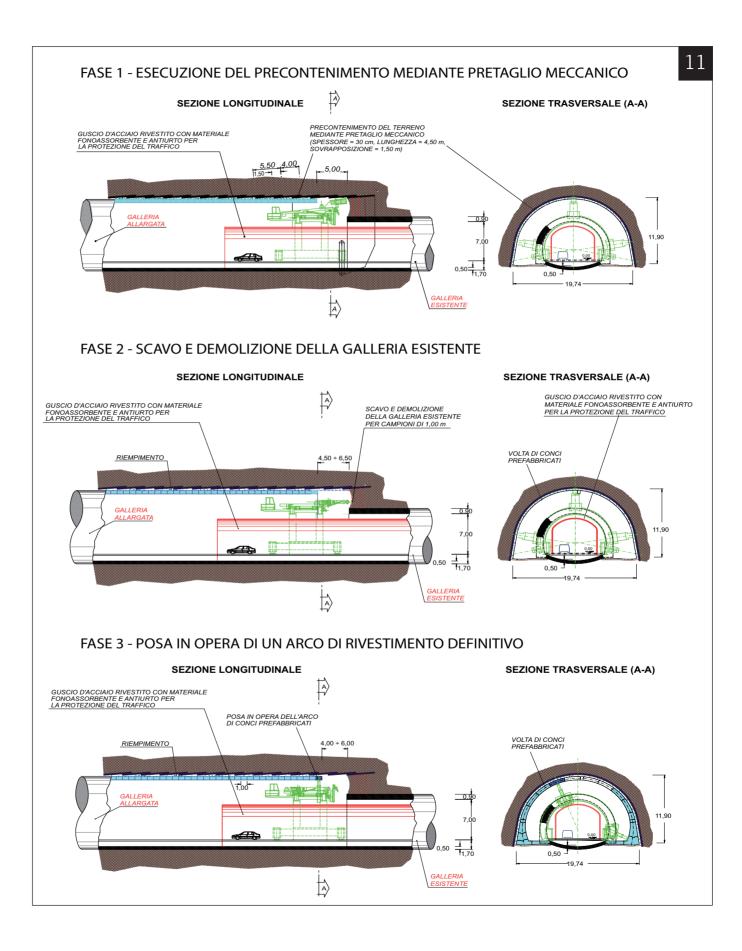


L'allargamento della galleria, quindi, si è operato attraverso il seguente ciclo operativo:

- 1. realizzazione di un guscio di pretaglio meccanico al contorno del futuro scavo (19,74 m di luce) di 5,5 m di lunghezza e 35 cm di spessore ed esecuzione degli interventi di consolidamento eventualmente necessari sul fronte d'allargo (figura 12);
- 2. demolizione per campioni, sotto la protezione del consolidamento precedentemente effettuato, del vecchio rivestimento e scavo del terreno fino a raggiungere il profilo teorico d'allargo (figura 13);
- 3. erezione immediata, a ridosso del fronte di scavo (4,5 ÷ 6,5 m max), del rivestimento definitivo, mediante la posa in opera di un arco di conci prefabbricati, secondo il principio della "volta attiva" (figura 15). Una volta completato l'allargo della galleria si è realizzata la struttura di fondazione (nuovo arco rovescio). Tutte le lavorazioni delle prime tre fasi sono state eseguite proteggendo la sede stradale con uno "scudo d'acciaio di protezione del traffico" semovente, sotto il quale i veicoli continuavano a scorrere in condizioni di sicurezza (figura 16).

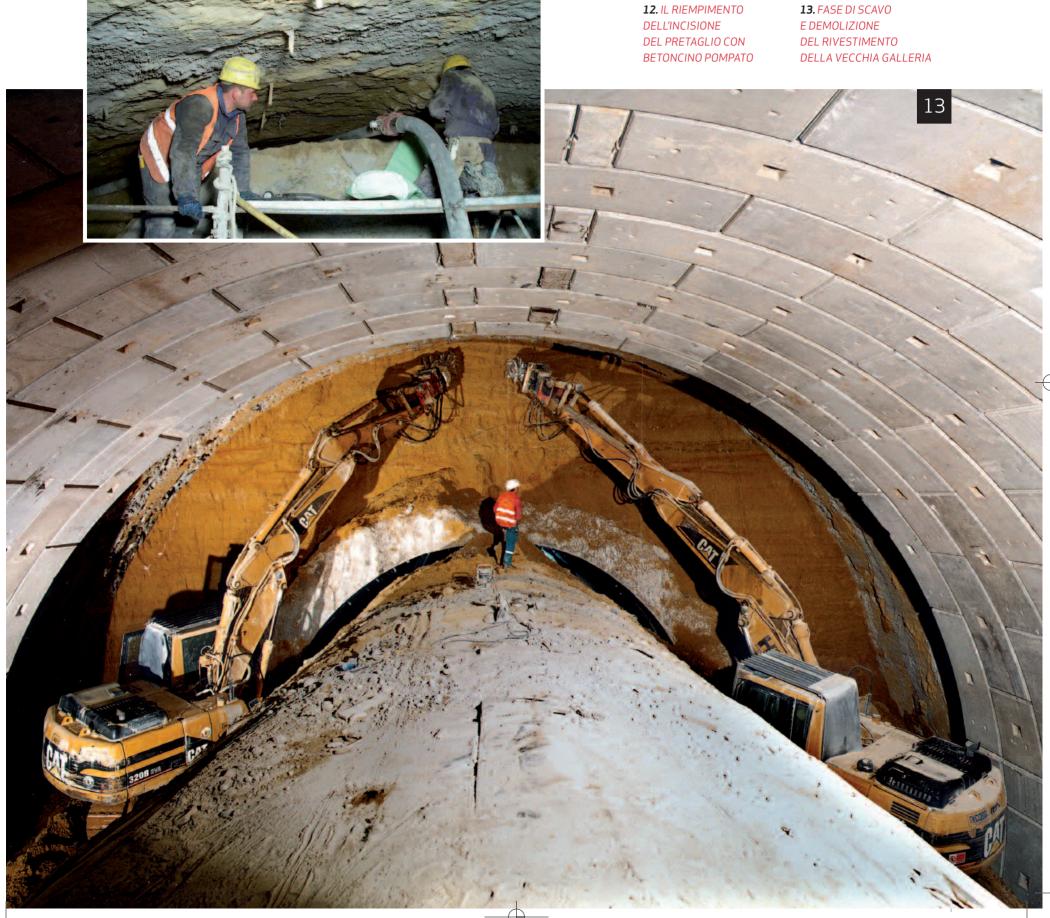
9. COROGRAFIA DELLA ZONA DI NAZZANO

10. SISTEMA COSTRUTTIVO PER L'ALLARGAMENTO DELLA GALLERIA AUTOSTRADALE IN PRESENZA DI TRAFFICO **11.** LE FASI PRINCIPALI PER L'ALLARGAMENTO DELLA GALLERIA



30 ANNI DI ROCKSOIL 291

12. IL RIEMPIMENTO **DELL'INCISIONE** DEL PRETAGLIO CON



ASSEMBLAGGIO DEL RIVESTIMENTO DEFINITIVO A "VOLTA ATTIVA" IN CONCI PREFABBRICATI IN C.A.



Lo scudo utilizzato misurava 60 m di lunghezza e si estendeva oltre il fronte d'avanzamento dell'allargo per circa 40 m. Esso consisteva in una struttura d'acciaio componibile di elementi modulari dotata di guide di scorrimento, ancoraggi, motorizzazione, pannellatura fonoassorbente e antiurto, in grado di assorbire la caduta di blocchi di materiale durante lo scavo del terreno e la demolizione della galleria esistente, compresi eventuali rilasci dello stesso.

Tutti i macchinari predisposti per l'esecuzione degli interventi previsti si muovevano e operavano al di sopra dello scudo. Quando, in seguito all'avanzamento, la distanza tra il fronte d'allargo e l'estremità anteriore dello scudo si approssimava al valore giudicato minimo per la sicurezza del traffico veicolare, esso veniva traslato in avanti e le diverse fasi ripetute ciclicamente sino a completare l'allargamento di tutta la galleria.

LA MACCHINA E LE SUE ATTREZZATURE

La progettazione e la messa a punto del prototipo della macchina e delle attrezzature hanno richiesto un particolare sforzo in quanto si trattava di ottimizzare, in uno spazio molto contenuto (quello compreso tra galleria finita e scudo), una serie di funzioni operative quali: pretaglio al fronte, scavo, posa dei conci, getti d'intasamento vari, demolizione della galleria esistente.

I problemi sono stati risolti utilizzando tecnologie innovative, che hanno consentito di progettare una macchina versatile e compatta, altamente computerizzata, in grado di risolvere tutte le funzioni richieste riducendo al minimo le movimentazioni e quindi anche le tempistiche d'impiego.

Sostanzialmente essa è costituita da una robusta struttura metallica a doppio arco (figura 14), collegata alla base mediante travi telescopiche che consentono di ottenere una rapida e precisa movimentazione longitudinale sia di avanzamento che di arretramento. Il centraggio trasversale e il corretto posizionamento.

Il centraggio trasversale e il corretto posizionamento in elevazione sono ottenuti mediante sistemi a comando idraulico.

Sull'arco rivolto verso il fronte è montato un carrello, particolarmente sofisticato, in grado di portare la lama per il pretaglio. Il movimento circolare del carrello sull'arco ottenuto mediante motoriduttori e cremagliere e le singole e complesse movimentazioni delle diverse attrezzature consentono di eseguire le varie operazioni previste dal progetto. Sullo stesso arco è ubicato, in posizione opportuna, un doppio sistema atto a gestire le tubazioni che servono sia all'esecuzione dell'intasamento del pretaglio eseguito con la lama, sia a quello previsto tra i conci e lo scavo.

L'arco posteriore è progettato e dimensionato per la posa in opera dei conci. Su esso scorre un carrello dotato di "erettore", in grado di "agganciare" i conci e andarli a posizionare in opera. Le movimentazioni dell'erettore sono totalmente elettro-idrauliche e comandate da una pulsantiera mobile dotata di visualizzatore a display in grado di fornire informazioni riguardo alle manovre da eseguire e agli eventuali errori commessi.



Prima della posa della chiave dell'arco e della conseguente realizzazione dell'autosostegno, i conci poggiano su speciali strutture telescopiche ancorate all'arco stesso e dotate di sensori che consentono di eseguire in sicurezza le diverse manovre. La struttura è dotata di passerelle di servizio varia-

mente disposte per consentire al personale di operare in condizioni di visibilità ottimali.

Le diverse funzioni delle attrezzature sono gestite da un PLC (*Programmable Logic Controller*), che è in grado di riconoscere i comandi ricevuti, attivare i blocchi di sicurezza e riversare sui display delle diverse pulsantiere le informazioni necessarie per una corretta e sicura gestione dell'attrezzatura.

Nella tabella che segue sono sintetizzati i dati tecnici che caratterizzano la macchina utilizzata.

Dati tecnici caratteristici della macchina	
Capacità di taglio con la lama	L = 550 cm; s = 35 cm
Posa in opera conci	portata max = 7 t a 10,70 m
Potenza installata	214 KW
Impiantistica	elettro-idraulica
Movimentazioni	a comando idraulico gestite da Programmable Logic Controller

14. LA MACCHINA UTILIZZATA PER ALLARGARE LA GALLERIA "NAZZANO"



L'AVANZAMENTO DEI LAVORI A NAZZANO

Una volta superata una serie di vicissitudini riconducibili esclusivamente a problematiche di ordine contrattuale e finanziario, che avevano costretto più volte a rinviare l'effettivo inizio dei lavori d'allargamento, questi sono iniziati in maniera finalmente continuativa, sulla carreggiata Nord, nel Novembre 2004 (figura 17).

Dopo aver risolto una serie di difficoltà legate all'attraversamento della zona d'imbocco a basse coperture, che aveva maggiormente risentito dell'effetto delle lavorazioni di costruzione della galleria esistente, a seguito di successive messe a punto del sistema si è infine raggiunta una regolare cadenza d'avanzamento dei lavori di ampliamento della canna in continua presenza di traffico, fino a ultimarne l'allargamento il 17 Novembre 2005. Le lavorazioni di ampliamento della carreggiata Sud, avviate alla fine del mese di gennaio 2006, sono a loro volta terminate nel Marzo 2007.



16. IL TRAFFICO CONTINUA A SCORRERE IN SICUREZZA DURANTE LE LAVORAZIONI SOTTO LA PROTEZIONE DELLO SCUDO D'ACCIAIO





METODO NAZZANO

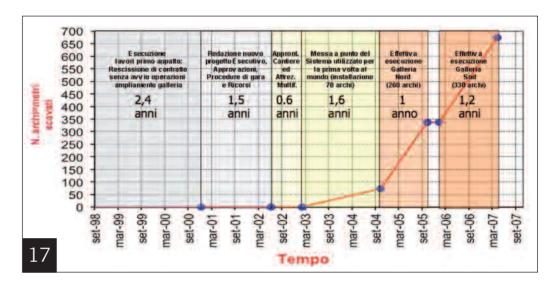
Durante la fase operativa e continuativa dei lavori, i valori di produzione giornaliera raggiunti sono stati dell'ordine di 0.8-0.9 m/g, con picchi di 1 m/g (vedasi figura 18), molto soddisfacenti e tali da rendere la metodologia adottata utilizzabile fin da ora produttivamente ed efficacemente per futuri ampliamenti di gallerie in Italia e nel mondo, tenuto anche conto degli ulteriori sviluppi tecnologici applicabili.

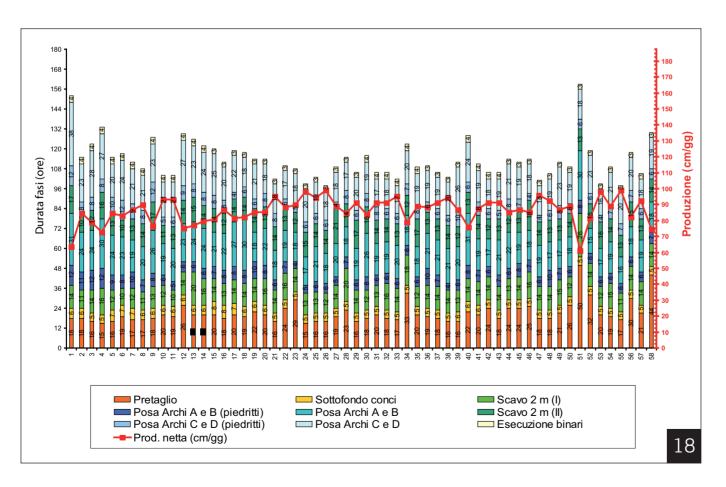
Le ottimizzazioni del sistema e del ciclo d'avanzamento compiute in corso d'opera hanno riguardato principalmente l'adozione di un utensile di taglio di maggiore lunghezza, tale da consentire di eseguire un'incisione di pretaglio di 5,5 m di lunghezza e 35 cm di spessore (contro i 4,5 m e 30 cm iniziali).

All'esecuzione del pretaglio seguiva poi l'esecuzione di due fasi di scavo, demolizione della galleria esistente ed esecuzione di spritz-beton al fronte, da 2 m di lunghezza ciascuna, per uno sfondo complessivo di 4 m, intervallate dalla posa di due archi consecutivi di volta attiva, ognuno di 1 m di lunghezza.

CONCLUSIONI

I risultati della sperimentazione indicano che la tecnologia illustrata risolve efficacemente le problematiche tipiche dell'allargamento delle gallerie, permettendo di mantenerle aperte al traffico durante le lavorazioni.

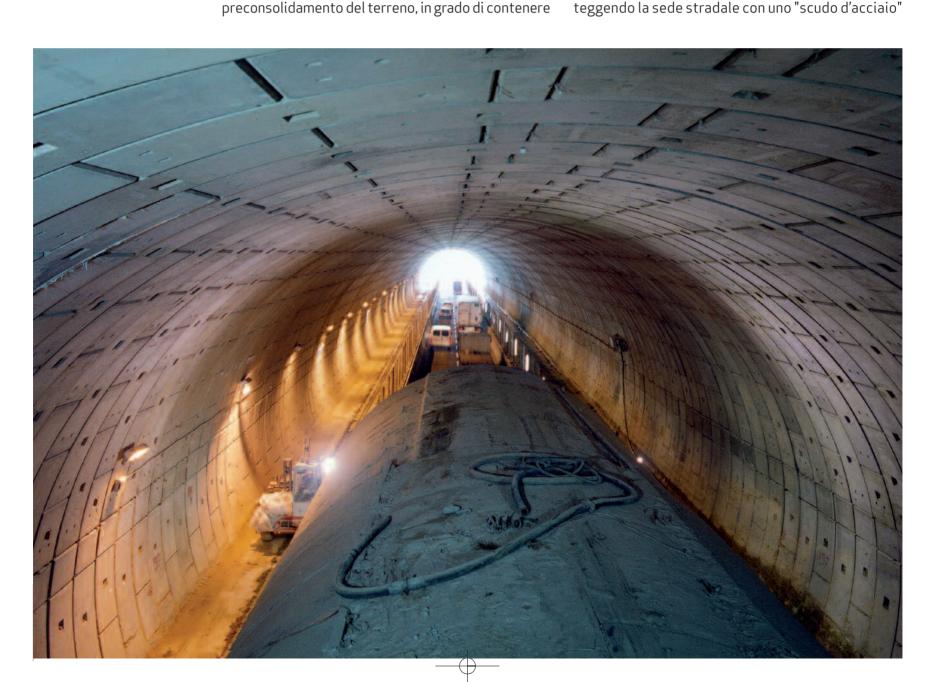


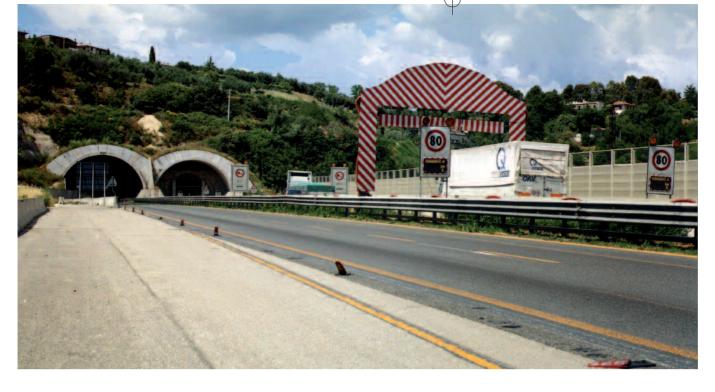


17. DISTRIBUZIONE GLOBALE
DEI TEMPI SPESI PER LA
REALIZZAZIONE DEL
PROGETTO D'AMPLIAMENTO
DELLA GALLERIA NAZZANO IN
PRESENZA DI TRAFFICO

18. I VALORI DI PRODUZIONE GIORNALIERA DURANTE LA FASE OPERATIVA E CONTINUATIVA DEI LAVORI Detta tecnologia si caratterizza per:

- 1. l'adozione, per stabilizzare e rivestire definitivamente la galleria allargata, di un rivestimento costituito da archi di conci prefabbricati messi in opera su sfondi ridotti secondo il principio della volta attiva", e quindi già operativo a brevissima distanza dal fronte d'allargo (4,5 ÷ 6,5 m max). Si evita così la messa in opera di interventi di stabilizzazione ad azione passiva quali lo spritz-beton e le centine;
- 2. la possibilità di mettere in carico il rivestimento definitivo mediante i martinetti nel concio di chiave, al fine di ricentrare i carichi dissimmetrici qualora si verificassero momenti flettenti tali da parzializzare la sezione resistente dell'arco di conci prefabbricati;
 3. la possibilità di operare, se necessario, interventi di
- o addirittura di annullare i fenomeni deformativi del fronte e del cavo e quindi di evitare l'allentamento incontrollato dell'ammasso in cui si opera assicurando la sicurezza degli scavi;
- **4.** la meccanizzazione spinta delle diverse fasi esecutive, compresa l'eventuale messa in opera degli interventi di preconsolidamento, con conseguente regolarizzazione delle cadenze d'avanzamento e riduzione dei tempi costruttivi, tutti fattori che si ripercuotono vantaggiosamente sull'economia del cantiere e sulle produzioni ottenibili;
- 5. l'estrema linearità delle produzioni ottenibili (industrializzazione dello scavo), che si possono prevedere dell'ordine di 0,6 ÷ 1,2 m/giorno di galleria finita; 6. la possibilità di eseguire tutte le lavorazioni proteggendo la sede stradale con uno "scudo d'acciaio"





IL DOPPIO PORTALE

DELLA GALLERIA "NAZZANO"

ALLARGATA

AUTOSTRADA A1, MILANO-ROMA

sotto il quale il traffico può continuare a scorrere in condizioni di sicurezza;

7. l'estrema versatilità della macchina utilizzata, che permette di operare nelle più svariate condizioni di terreno e di stato tenso-deformativo.

Dopo una significativa fase di messa a punto del sistema, legata all'assoluta novità della tecnologia adottata per risolvere il problema dell'ampliamento di una galleria sotto traffico, la sperimentazione ha evidenziato che operando con questa tecnologia si è in grado di:

- ► controllare gli effetti della probabile presenza, al contorno del cavo esistente, di una fascia di terreno che ha già subito fenomeni di plasticizzazione e che non deve venir ulteriormente disturbata;
- ▶ realizzare l'allargamento della sezione trasversale della galleria senza provocare l'innesco di dannosi fenomeni deformativi nel terreno, quindi evitando l'insorgere di ingenti spinte sul rivestimento della galleria finale allargata e di cedimenti differenziali in superficie pericolosi per le eventuali strutture esistenti;
- ▶ assicurare il rispetto delle tempistiche previste in sede di progetto, indipendentemente dal tipo di terreno e di situazione tenso-deformativa da affrontare, contenendo e pianificando in maniera certa i costi e i tempi di realizzazione, onde ridurre al minimo le deviazioni delle corsie di traffico e quindi i disagi per l'utenza.

Considerati gli eccellenti risultati prodotti durante la sperimentazione, la Società Autostrade per l'Italia S.p.A., che insieme all'ANAS gestisce la rete stradale e autostradale in Italia, ha già programmato d'impiegare il metodo "Nazzano" per tutti i futuri interventi d'allargamento di gallerie in presenza di traffico che si renderanno necessari per dare attuazione all'ambizioso piano d'ammodernamento e potenziamento della rete esistente predisposto dal Governo italiano. Tra i numerosi interventi previsti, sono in corso i preparativi per l'ampliamento delle due canne della galleria Montedomini di circa 450 m di lunghezza, lungo l'autostrada A14, presso Ancona.

BIBLIOGRAFIA

LUNARDI P., 2008. Design and construction of tunnels - Analysis of Controlled Deformation in Rock and Soils (ADECO-RS), Ed. SPRINGER, 576 pagine, marzo 2008

LUNARDI P., LUNARDI G., CASSANI G., 2007. Widening the Nazzano motorway tunnel from two to three lanes + an emergency lane without interrupting traffic, Atti del convegno Internazionale su "Tunnels, drivers of change", Madrid, 5-7 novembre 2007

LUNARDI P., 2007. Progetto e costruzione di gallerie - Analisi delle deformazioni

controllate nelle rocce e nei suoli (ADECO-RS), Ed. HOEPLI, 575 pagine, agosto 2007 **LUNARDI P., 2003.** Widening the load at Nazzano, Tunnels & Tunnelling Internatio-

nal, Luglio 2003

LUNARDI P., 2003. Un metodo costruttivo innovativo per allargare gallerie stradali, autostradali o ferroviarie senza interrompere il traffico: l'applicazione alla galleria Nazzano sull'autostrada A1 Milano-Na-

LUNARDI P., CALCERANO G., 2001. A new construction method for widening

poli, Strade & Autostrade, 2-2003

highway and railway tunnels, Proceedings of the AITES-ITA 2001 Word Tunnel Congress on "Progress in Tunnelling after 2000", Milano, 10-13 June 2001, vol. 2, pp. 665-671

LUNARDI P., 1999. Une methode de construction innovante pour elargir les tunnels routiers, autoroutiers et ferroviaires sans interrompre la circulation; son application au tunnel de Nazzano sur l'autoroute A1 Milan-Naples, Atti della Conferenza su "Instandsetzung von Tunneln" - Olten, 21 Ottobre 1999

I NOSTRI COLLABORATORI

AGRESTI Saverio ALTAMURA Luigina AMADI Alvise AUGUANNO Michele

BALESTRIERI Alberto
BASTA Donato
BELFIORE Andrea
BELLARDO Luca
BELLOCCHIO Andrea
BERTOLINI Tiziana
BINDI Renzo
BRAGALLINI Matteo
BRAIATO Nadia
BRIGANTE Gabriele
BUTTAFOCO Domenico
BUTTAFOCO Maria Grazia

CANGIANO Mario
CANZONERI Andrea
CAPPELLETTO Simone
CARINI Maurizio
CARNEVALE Andrea
CARRIERO Fabrizio
CASIRAGHI Emanuele
CASSANI Giovanna
CASSOLA Luciano
CASTROGIOVANNI Guido
CEMIN Simone
CHILOVI Caterina
CIANCIO Gustavo
CIPRIANI Christian

COMI Simona CORTI Simone COSENTINO Cesare

DE GIUDICI Claudio DE LUCA Luca DI FEO Michela DOMINICI Fabio DONI Stefano

ELEFTHERIOU Nicola

FERRARIO Luca
FIORILLI Elisa
FORMICHELLA Antonio
FRANDINO Mauro
FROSI Luigi
GATTI Martino
GATTO Alessio
GIANI Matteo
GILETTO Gaetano
GRASSI Matteo
GUALTIEROTTI Alessio

IANNACCI Christian
IEMMI Carlo
INGIANNI Matteo

LA ROSA Ilario
LANDRA Giovanni
LEONE Claudio
LODIGIANI Giuseppe

LUCCHESI Giancarlo LUCIA Antonello

MAGLIOCCHETTI Andrea
MAGRÌ Davide
MALACALZA Matteo
MANCINELLI Luca
MANCINO Paola
MANNA Francesco
MARTINO Maurizio
MARTINO Paola
MELANI Giacomo
MENNUNI Rossana
MERLANTI Paolo
MERLUZZI Armando
MONDIN Giovanni
MONTEVERDE Romina
MORETTI Giorgio

NARDULLI Enzo NATALI Maria Pia NEGRI Roberto NICOLETTI Lorella

PALA Dario
PALOMBARINI Alberto
PANETTIERI Onofrio
PASSERINI Stefano
PELOSO Dario
PENNINO Fiorenza
PINNA Alessandro
PITARO Michele

ROMA Andrea ROMANO Geremia ROSIELLO Luca

SALVATORI Patrizia SALVI Fabrizio SAMANNI Agostino SAVARESE Francesco SCARMATO Alessandro SCORDAMAGLIA Marco SICILIA Rosanna SOGNI Mauro SONCINI Afro SOVRAN Massimo SPAGNUOLO Pina STEFANELLI Ubaldo

TARCA Eugenio
TINELLI Nadia
TONINATO Francesco
TORRICELLI Valerio
TRIBBIA Nicoletta

VAILATI Cesare
VAIR Daniele
VERGAGNI Pietro
VILARDI Alessio
VISONE Ciro
VITIELLO Antonio
VOZA Antonio

ZACCARIA Luca ZEDDA Osvaldo ZEULI Vincenzo

