

Lo scavo di gallerie di grandi dimensioni nei terreni a grana fine e strutturalmente complessi

Pietro LUNARDI

Ingegnere specialista di tunnelling

Giovanna CASSANI

Rocksoil S.p.A.

Maurizio TANZINI

Ingegnere geotecnico

Il territorio italiano è in gran parte costituito da formazioni strutturalmente complesse nelle quali sono state realizzate, negli ultimi dieci anni, oltre 150 km di gallerie, sia stradali sia ferroviarie, di grandi dimensioni. Affrontare questo tipo di formazioni rientra dunque nella normalità per gli specialisti di gallerie italiani, che hanno conseguito una particolare competenza nel campo. Nell'articolo vengono analizzate le proprietà geotecniche dei terreni a grana fine e strutturalmente complessi in relazione allo scavo delle gallerie e all'approccio ADECO-RS, i cui principi hanno fatto scuola nel mondo e che è il frutto dell'esperienza italiana in tema di gallerie in terreni e condizioni tenso-deformative difficili. Si riporta, in particolare, per quanto concerne l'applicazione dell'approccio ADECO-RS allo scavo delle gallerie di grandi dimensioni in formazioni strutturalmente complesse, l'esperienza maturata durante la realizzazione della galleria Raticosa, lungo la tratta appenninica Bologna – Firenze della nuova linea ferroviaria ad alta velocità / capacità Milano – Roma – Napoli, che ha attraversato una formazione di argille scagliose fortemente tettonizzate, denominata Complesso Caotico. La galleria Raticosa è stato il primo caso al mondo in cui si sono attraversati, arrivando a coperture massime di quasi 600 m, terreni simili sotto stati tensionali conseguentemente elevati.

1. Introduzione

Il necessario sviluppo di infrastrutture di trasporto di cui l'Italia dovrà sempre più dotarsi per quanto concerne sia il trasporto ferroviario sia quello stradale, le caratteristiche in gran parte montuose del territorio italiano, nonché l'esigenza che tali opere abbiano un limitato impatto ambientale sono tutti fattori che inducono a realizzare le opere in galleria in percentuale sempre crescente.

D'altra parte, il fatto che il territorio della nostra penisola è per gran parte costituito da formazioni strutturalmente complesse comporta, nella progettazione e realizzazione di queste opere, che spesso comportano l'esecuzione di scavi in sotterraneo di

oltre 15 metri di diametro, la necessità di risolvere serie problematiche d'interazione terreno-struttura.

Le regioni in cui affiorano terreni argillosi strutturalmente complessi, tipicamente nell'Italia Centrale e Meridionale, sono state sede di un'intensa attività tettonica recente e, durante le ultime fasi glaciali, sono state interessate da variazioni del livello del mare. Come conseguenza, la maggior parte dei rilievi sono instabili o marginalmente stabili e molti pendii naturali sono stati modellati da movimenti franosi iniziati dieci o ventimila anni fa.

Affrontare questo tipo di formazioni rientra dunque nella normalità per gli specialisti di gallerie italiani, che hanno conseguito una particolare competenza nel campo. L'ap-

proccio ADECO-RS proposto nel 1988 da uno degli autori, i cui principi hanno fatto scuola nel mondo, è infatti il frutto dell'esperienza italiana in tema di gallerie in terreni e condizioni tenso-deformative difficili e nel nostro Paese ha già permesso di realizzare con criteri industriali oltre 150 km di gallerie cosiddette "difficili" in meno di dieci anni.

In questo articolo, dopo aver approfondito le particolari proprietà geotecniche e comportamentali dei terreni a grana fine e strutturalmente complessi in relazione allo scavo di gallerie (si ricorda infatti che uno dei principi fondamentali dell'approccio ADECO-RS riguarda l'importanza della conoscenza del mezzo in cui si deve operare) si riporterà l'esperienza maturata durante la realizzazione della galleria "Raticosa", lungo la tratta appenninica Bologna-Firenze della nuova linea ferroviaria ad alta velocità/capacità Milano-Roma-Napoli, caratterizzata dalla presenza di argille scagliose facenti parte del cosiddetto "Complesso Caotico".

La stessa formazione era stata già attraversata tra immani difficoltà durante la costruzione della Grande Galleria dell'Appennino all'inizio del secolo scorso, quando le spinte esercitate dall'ammasso argilloso, lasciato detensionare com'era prassi a quell'epoca, furono tali da provocare più volte il collasso dei rivestimenti, dando luogo a convergenze metriche e richiedendo continuamente la sospensione e la ripresa degli scavi. Negli stessi terreni le gallerie ferroviarie dell'Alta Velocità Bologna – Firenze sono state invece realizzate a piena sezione previo preconsolidamento del nucleo-fronte (approccio

ADECO-RS), facendo registrare pochi centimetri di estrusione e di convergenza.

2. Proprietà geotecniche dei terreni a grana fine e strutturalmente complessi con particolare riferimento allo scavo di una galleria

La scelta dei parametri geotecnici è di fondamentale importanza per stabilire la soluzione progettuale più idonea per una galleria, con particolare riferimento al comportamento del nucleo d'avanzamento e all'evoluzione tenso-deformativa tipicamente tridimensionale al fronte e al contorno della galleria. Nel caso dei terreni a grana fine e strutturalmente complessi la scelta risulta particolarmente delicata in quanto i parametri geotecnici da una parte dipendono dalla loro storia geologica (proprietà indici, parametri di stato, grado di sovraconsolidazione, caratteri strutturali), e dall'altra dallo stato tensionale indotto dallo scavo, ovvero sia dal percorso delle sollecitazioni alle quali i terreni sono soggetti durante l'avanzamento del fronte di scavo. Inoltre, nel caso dei terreni a grana fine, occorre distinguere fra: (1) la condizione di breve termine (non drenata), che è la più rilevante per il comportamento del nucleo-fronte e per la sua stabilità, (2) la condizione transitoria in cui il regime delle pressioni dell'acqua interstiziale, modificato dalle variazioni di stato tensionale indotte dallo scavo, evolve verso una nuova condizione di equilibrio, che può condizionare la stabilità degli scavi e del rivestimento di prima fase, e (3) una condizione di lungo termine (drenata) che interessa, prevalentemente, le condizioni di stabilità del rivestimento definitivo della galleria.

2.1. Argille consistenti

I terreni a grana fine, le argille consistenti e più in generale le rocce tenere di origine sedimentaria costituiscono i materiali presenti in maniera predominante sulla superficie della terra e pertanto hanno un importante significato dal punto di vista ingegneristico. In particolare, le argille consistenti affiorano, o si rinvergono, entro profondità che interessano tutte le opere di ingegneria civile, incluse pertanto le gallerie, in zone molto estese del territorio dell'Italia centra-

le e meridionale. Data la loro complessità esistono numerose differenti opinioni per la loro classificazione e identificazione. Per la progettazione delle gallerie è estremamente utile fare riferimento alla classificazione suggerita da Morgenstern e Eigenbrod (1974), basata sul valore della resistenza al taglio non drenata, che ha un'influenza fondamentale sulle condizioni di stabilità del fronte di scavo di una galleria. Le ricerche condotte da Morgenstern e Eigenbrod (1974) hanno tra l'altro evidenziato l'importanza di classificare i materiali argillosi sulla base della variazione della resistenza al taglio non drenata per effetto dell'impregnazione in acqua, determinando, mediante apposite prove di laboratorio, l'evoluzione nel tempo di tale resistenza per effetto del rammollimento del materiale. La variazione nel tempo della resistenza del materiale risulta di fondamentale importanza ai fini della progettazione di una galleria in presenza d'acqua e della definizione delle fasi esecutive di scavo e avanzamento, in quanto la soluzione progettuale deve garantire un'adeguata velocità di avanzamento, tale da minimizzare il possibile decadimento della resistenza al taglio a fronte del comportamento viscoso del mezzo.

2.2. Argille consistenti fessurate o giuntate

L'importanza che i caratteri strutturali hanno nei riguardi delle proprietà meccaniche delle argille fu già evidenziata da Terzaghi (1936), il quale distinse le argille intatte da quelle fessurate.

Secondo la definizione classica, le argille fessurate sono materiali aventi alta resistenza meccanica, intersecati da un più o meno fitto reticolo di superfici con minore resistenza che sono causa della loro naturale divisione in blocchi e zolle. Come conseguenza della loro storia geologica, quasi sempre tali argille presentano una pronunciata macrostruttura. Si tratta infatti di terreni antichi o molto antichi, che sono stati oggetto di forti sollecitazioni meccaniche, riconducibili a motivi tettonici (piegamenti, fagliamenti) e a cicli di carico e scarico. Dal punto di vista meccanico, le argille fessurate sono un termine di passaggio tra il continuo deformabile ed il rigido discontinuo e, come per le rocce, è necessario distinguere le proprietà della matrice da

quelle del massiccio in sede, con tutte le sue strutture.

Le proprietà di quest'ultimo non sono così facilmente definibili come quelle della matrice. Infatti dipendono dai percorsi di tensione e sono diverse nel caso di problemi che comportino un aumento delle tensioni efficaci ed in quelli che invece comportano una diminuzione di dette tensioni. Nel primo caso, infatti, l'influenza delle strutture è trascurabile e le proprietà del massiccio coincidono in pratica con quelle della matrice. Nel secondo caso le caratteristiche strutturali sono determinanti e le proprietà meccaniche del massiccio sono diverse (di regola minori) da quelle della matrice. La determinazione delle proprietà dell'argilla in sede in questo caso presenta difficoltà sperimentali e richiede l'esecuzione di prove speciali (in sito o in laboratorio) e di osservazioni e misure del comportamento di opere o di situazioni naturali.

Nel caso particolare della progettazione di gallerie di grandi dimensioni, l'analogia con il mezzo rigido discontinuo è stretta e non è perciò possibile definire le proprietà dell'argilla se non sono note la frequenza, la geometria, il tipo delle strutture e le caratteristiche di resistenza in corrispondenza delle superfici delle stesse. La geometria delle strutture determina il comportamento isotropo o meno dell'argilla in sede: strutture molto ravvicinate e con distribuzione casuale determinano un comportamento praticamente isotropo, mentre strutture riunite in famiglie con orientazioni comuni fanno sì che l'argilla in sede sia anisotropa.

2.3. Terreni strutturalmente complessi

Sono stati denominati come terreni strutturalmente complessi quelli che alla scala dell'elemento di dimensioni adatte per le prove meccaniche, cioè del macroelemento, presentano eterogeneità e discontinuità diverse per forma e caratteristiche. Queste macrostrutture, che influenzano in modo determinante il comportamento meccanico dei materiali naturali, rendono difficile, e talvolta impossibile, definire le loro caratteristiche attraverso parametri di valore oggettivo. Pertanto i terreni strutturalmente complessi costituiscono una classe particolare di materiali naturali ed hanno una loro specifica collocazione nella geotecnica (Esu, 1977). Secondo Croce (1977), sono "formazioni

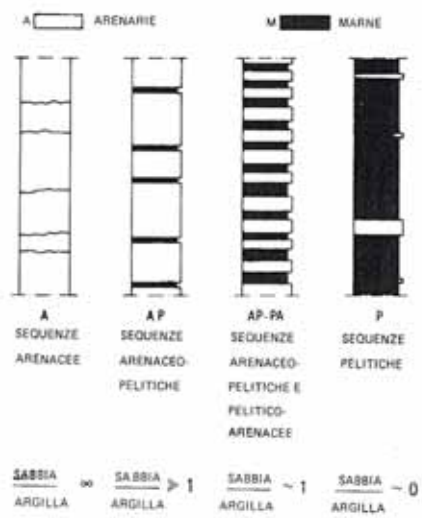


Fig. 1 – Classificazione e sequenze arenaceo – pelitiche (da A.G.I., 1979).

strutturalmente complesse” tutti quei depositi che, per effetto delle loro complicate caratteristiche litologiche e strutturali, non possono essere studiati utilizzando i classici approcci della Meccanica delle Terre o della Meccanica delle Rocce. Le cause principali di complessità possono essere individuate nella natura eterogenea e discontinua dei depositi alla scala dei campioni di laboratorio (mesostruttura) ed alla scala dei comuni problemi di ingegneria (macrostruttura). Per quanto concerne tali formazioni, da un punto di vista geologico si può parlare di formazioni torbiditiche. Le torbiditi sono sedimenti marini di mare profondo, trasportati ed accumulati, principalmente per mezzo di correnti di torbida, al piede della scarpata continentale, dove formano ampi conoidi allo sbocco di canali e canyons incisi nella scarpata stessa. Le formazioni torbiditiche sono fra quelle di più ampia estensione in affioramento in Italia; esse occupano vasti territori della penisola, lungo tutta la catena appenninica, e nella parte centrale e occidentale della Sicilia. Affioramenti di limitata estensione sono presenti anche lungo le pendici meridionali delle Alpi al bordo della pianura padana. Un quadro sinottico delle caratteristiche geotecniche delle più importanti formazioni torbiditiche italiane è stato presentato dall’A.G.I. al IV Congresso Internazionale di Meccanica delle Rocce a Montreux nel 1979 (A.G.I., 1979). La classificazione adottata distingueva tre

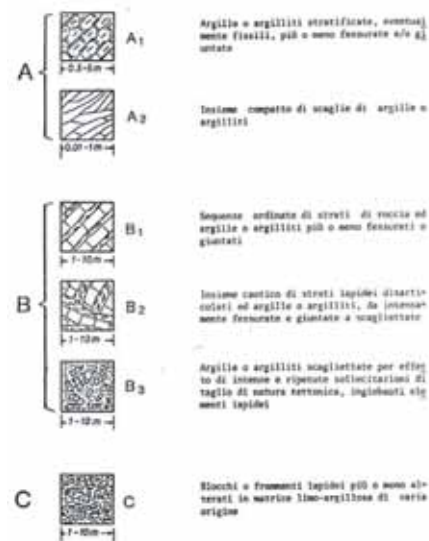


Fig. 2 – Classificazione dei terreni strutturalmente complessi (Esu, 1977).

gruppi principali di formazioni torbiditiche, per le quali si avevano prove in laboratorio ed in sito, sulla base delle loro caratteristiche litologiche e della complessità strutturale. Tali gruppi sono: 1) Formazioni arenaceo – pelitiche; 2) Formazioni calcareo – pelitiche e 3) Formazioni pelitiche. Le possibili associazioni litologiche di una formazione torbiditica sono basate sul valore del rapporto componente litoide – componente argilloso, facendo riferimento alla sequenza tipica torbiditi arenacee (A) – torbiditi pelitiche (P), come mostrato nella figura 1. Il rapporto A/P è fortemente variabile. Per le formazioni strutturalmente complesse è stata proposta una apposita classificazione (Esu, 1977) che esclude esplicitamente gli ammassi rocciosi e considera come fattori di complessità l’eterogeneità dei caratteri mineralogici e litologici e l’assetto strutturale dei terreni. La scala di riferimento è quella significativa ai fini delle applicazioni ed è quindi compresa fra alcuni centimetri, ovvero la scala dell’elemento di volume che viene sottoposto alle prove di laboratorio, ed i metri, che rappresentano la scala di interesse nella maggior parte dei problemi applicativi incluse quindi le gallerie di grandi dimensioni. Con riferimento alla figura 2, in base ai caratteri litologici vengono individuati tre gruppi di terreni, suddivisi in ulteriori classi

in funzione dell’assetto strutturale d’insieme. Il primo gruppo (A) comprende materiali a grana fine (argille, argilliti o marne) litologicamente omogenei, caratterizzati dalla presenza di discontinuità singenetiche e strutturali. La natura e le caratteristiche di queste ultime consentono di individuare due ulteriori classi di terreni. Alla prima classe (A1) appartengono ammassi poco disturbati, caratterizzati da una struttura d’insieme ordinata (le discontinuità più significative, piani di stratificazione e giunti, sono raggruppabili in famiglie). Alla seconda classe (A2) appartengono ammassi sottoposti ad intense sollecitazioni di taglio e perciò suddivisibili in frammenti, o scaglie, centimetrici o decimetrici delimitati da superfici lucide. Il gruppo B comprende formazioni originariamente costituite da alternanze più o meno regolari di terreni litologicamente eterogenei (strati lapidei e argillosi, argillitici o marnosi). Vengono individuate tre classi. Alla prima (B1) appartengono terreni con struttura regolare ed ordinata assimilabile a quella delle formazioni tipo A1. I terreni del tipo B2 presentano una struttura disarticolata da cui è ancora riconoscibile l’assetto originario: si tratta di formazioni flyschoidi tettonicamente disturbate. Il tipo B3 comprende formazioni con struttura completamente caoticizzata, quali i Flysch intensamente tettonizzati. Il terzo gruppo C include terreni litologicamente eterogenei, costituiti da elementi lapidei immersi in una matrice più o meno argillosa. Ad essi appartengono le coltri eluviali e colluviali, i terreni residuali.

2.4. Comportamento meccanico

2.4.1. Caratterizzazione meccanica dell’elemento di volume

Nello studio del comportamento delle formazioni naturali interessate dallo scavo di una galleria, il primo stadio è quello della caratterizzazione meccanica dell’elemento di volume (l’unità di volume o volume elementare); lo stadio successivo è quello dell’analisi del comportamento dell’ammasso, tenuto conto delle sue proprietà intrinseche, dell’influenza di eventuali macro e megastrutture, della geometria del problema (gallerie di grandi dimensioni), degli stati tensionali agenti.

Le usuali dimensioni dell'elemento di volume sono tali da includere le micro e le mesostrutture (riferite alle dimensioni dei campioni di laboratorio): esso deve essere quindi rappresentativo della loro influenza. Per formazioni omogenee continue, il cui comportamento è essenzialmente influenzato dalla microstruttura, le proprietà del volume elementare sono significative per lo studio del comportamento di volumi di terreno anche molto grandi, come quelli coinvolti dallo scavo di una galleria di grandi dimensioni: la resistenza misurata in laboratorio su campioni sufficientemente grandi, da essere rappresentativi del materiale nella sua sede naturale, è in pratica indipendente dalle dimensioni del provino.

Per formazioni eterogenee e/o discontinue (quali le formazioni strutturalmente complesse) la scelta delle dimensioni del provino è più delicata. Evidentemente, per i limiti tecnologici della sperimentazione, solo una parte delle strutture ricade all'interno dell'elemento di volume e, per di più, una parte di queste è solo casualmente distribuita all'interno dell'ammasso. Pertanto i parametri meccanici ottenuti in laboratorio non sono da soli sufficienti per descrivere il comportamento dell'ammasso. Si pone quindi il problema di definire la resistenza operativa in sito.

Naturalmente i criteri sperimentali (in particolare, la scelta delle dimensioni dei provini da sottoporre alle prove di laboratorio) e la stessa significatività della sperimentazione dipendono dai tipi di complessità in gioco. Tipica è la presenza di frammenti e di inclusioni di diversa natura o consistenza, come ad esempio elementi lapidei e lenti sabbiose, o fessure. Queste ultime possono avere varia origine e caratteristiche.

2.4.2. Influenza delle macrostrutture

Nella previsione del comportamento meccanico del terreno per effetto dello scavo di una galleria, e quindi nella definizione della resistenza operativa in sito, va tenuta in debito conto l'influenza delle macrostrutture, che interessano la scala dei decimetri e dei metri, ed eventualmente delle megastrutture (scala delle decine e delle centinaia di metri), che generalmente non ricadono all'interno dell'elemento di volume. In alcuni terreni (A1, B1) le strutture singenetiche (strati ovvero piani di stratificazione) e le strutture epigenetiche raggruppabili in fa-

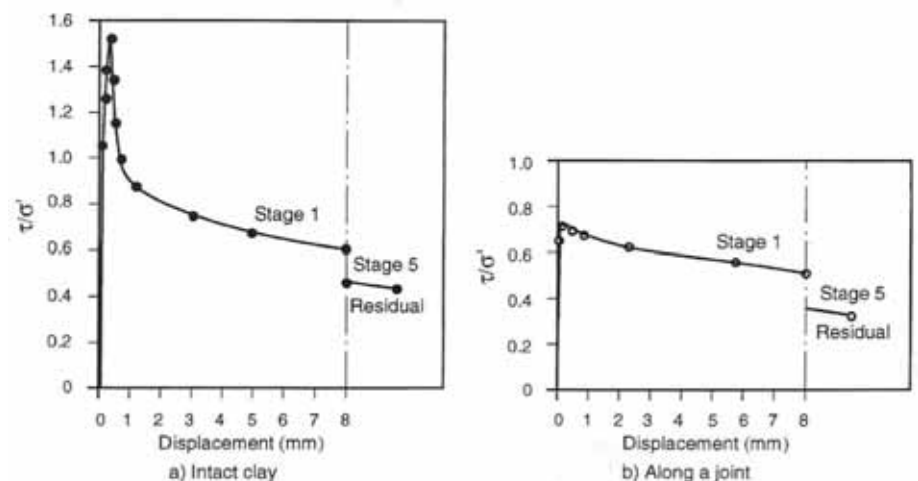


Fig. 3 - Curve tensioni tangenziali - spostamenti ottenute in prove di taglio diretto multi-stage sull'argilla di S. Barbara ($\sigma'_n = 100$ kPa): a) argilla intatta; b) lungo i giunti (Calabresi e Manfredini, 1973).

miglie (giunti) giocano un ruolo importante. In altri terreni (specie quelli A2, B2 e B3) il comportamento meccanico dell'ammasso è controllato, ma in maniera più difficilmente razionalizzabile, da discontinuità epigenetiche più casualmente diffuse nella matrice argillosa (faglie, superfici di taglio ecc.) ed eventualmente dalle inclusioni. Per l'analisi del comportamento meccanico della formazione, alla caratterizzazione dell'elemento di volume si deve accompagnare quella delle discontinuità macrostrutturali.

2.4.3. Resistenza

Per quanto concerne le argilliti e le argille consistenti giuntate, il comportamento meccanico del materiale intatto delimitato dalle macrodiscontinuità deve essere distinto da quello che caratterizza le discontinuità stesse. Alcuni risultati di prove di taglio diretto effettuate su argille consistenti giuntate sono riportati nella figura 3. Da esse si può dedurre quanto segue (Calabresi e Manfredini, 1973):

- il materiale intatto è caratterizzato da una resistenza di picco piuttosto elevata e da una forte riduzione di resistenza nella fase post-rottura (Fig. 3a): questo comportamento è tipico delle argille fortemente sovraconsolidate;
- la superficie dei giunti è caratterizzata da una elevata rigidità iniziale "tangente"; la resistenza di picco è mobilitata per modesti scorrimenti, ed è seguita da una chiara riduzione di resistenza (Fig. 3b). Il comportamento "strain-softening"

di queste discontinuità è stato giustificato con la rugosità superficiale dei giunti, che vengono "lisciati" durante lo scorrimento;

Tali osservazioni sperimentali hanno delle rilevanti implicazioni sulla progettazione di una galleria in quanto il marcato comportamento rammollente (*strain-softening*) causa una rottura progressiva dei materiali e, conseguentemente, per limitare il decadimento della resistenza, in corrispondenza sia del nucleo d'avanzamento sia del contorno del cavo, si rende necessario intervenire con opportuni preconsolidamenti mediante armature in vetroresina che, come evidenziato anche da prove di laboratorio su campioni di grandi dimensioni (Egger, 1980), permettono di conseguire il duplice scopo di incrementare la resistenza/rigidezza e di ridurre la fragilità del materiale ovvero la riduzione della resistenza dal valore di picco, al valore corrispondente alla condizione di stato critico ed, infine, al valore residuo. Per quanto concerne le argilliti intensamente fessile o fessurate e/o scagliettate (materiali tipo A2, B2 e B3), generalmente la spaziatura tra le fessure è così piccola che non si riconosce un significativo effetto scala. In questi materiali che hanno subito importanti deformazioni causate dalla loro storia geologica, i meccanismi di deformazione e rottura sono molto complessi e dipendono proprio dalle discontinuità prodotte dalla storia geologica, essendo strettamente connessi alla dimensione, alla orientazione ed alle caratteristiche delle fessure.

		CONDIZIONI DELLE DISCONTINUITA'				CATEGORIA DI COMPORTAMENTO METODO ADECO-RS			
		MOLTO BUONE - superfici molto scabre, sane non alterate	BUONE - superfici scabre, leggerissimo alterate, occasionali	DISCRETE - superfici liscie, moderatamente alterate	SCADENTI - superfici liscie (lucchesinate), superfici molto alterate con tracce di riempimento compatto o esistente da trattamenti inguanti	MOLTO SCADENTI - superfici liscie (lucchesinate), superfici molto alterate con materiale di riempimento costituito da argilla tenera	A	B	C
	A ₁	Argille, argilli ed argillocioli stratificati (con o senza flessilia) più o meno lacerati e/o giuntati; la complessità geotecnica dipende dalla composizione mineralogica e dalla storia degli stati di tensione (prevalentemente sforzi verticali)				GSI < 36			
	A ₂	Insieme compatto di scaglie di argille o argilli ed argillocioli con strutture di taglio; la complessità geotecnica dipende dalla composizione mineralogica e dalla storia degli stati di tensione (prevalentemente sforzi di taglio)				GSI < 30			
	B ₁	Sequenze di strati ordinati di rocce resistenti (α) e argille o argillocioli (β) più o meno lacerati e con giunti; la complessità geotecnica dipende dall'eterogeneità, dalla composizione mineralogica e dalla storia degli stati di tensione (principalmente sforzi verticali)				28 < GSI < 70			
	B ₂	Strati molto fratturati e sfaccati di rocce resistenti (α) e di argille o scisti argillosi molto lacerati e con giunti, e anche con strutture di taglio (β); la complessità è funzione dell'eterogeneità, della composizione mineralogica e della storia degli stati di tensione (prevalentemente sforzi di taglio)				GSI < 30			
	B ₃	Argille o argilli scagliate per effetto di intasse e ripetute sollecitazioni di taglio di natura tettonica, inglobati elementi lapidei; la complessità è funzione dell'eterogeneità, della composizione mineralogica e della storia degli stati di tensione (con ripetuti di sforzi di taglio con grandi spostamenti)				GSI < 28			
	C	Blocchi o frammenti di rocce più o meno alterate in una matrice lito-argillosa di varia origine; la complessità è funzione dell'eterogeneità e della composizione mineralogica; forme residuali e coluviali				GSI < 18			
Valori di GSI (Geological Strength Index)		70	60	50	40	30	20	10	
Formazioni arenacee (A) - pellicine (P) (per complessità geotecnica B ₁ e B ₂)		AP >> 1	AP = 3	AP = 1	AP = 1	AP circa 0			
Formazione calcarea (C) - pellicine (P) (per complessità geotecnica B ₁ e B ₂)		CP >> 1	CP = 3	CP = 1	CP circa 0				

Fig. 4 – Sistema di classificazione con stima del valore dell'indice GSI per i terreni strutturalmente complessi, finalizzato alla progettazione e costruzione delle gallerie.

2.4.4. Classificazione dei terreni strutturalmente complessi con riferimento alle gallerie e all'approccio ADECO-RS

Durante lo scavo di una galleria occorre effettuare sistematicamente dei rilievi geologico-strutturali del fronte di scavo allo scopo di: (1) confrontare le condizioni geologiche e geomeccaniche effettivamente incontrate durante gli scavi della galleria con le previsioni progettuali; (2) verificare, a fronte della risposta deformativa misurata dal monitoraggio installato, l'idoneità della sezione tipo adottata.

Nel caso delle argille e dei terreni strutturalmente complessi è utile fare riferimento alla classificazione, precedentemente illustrata, proposta da Esu (1977) e ripresa successivamente dall'AGI (1979), integrata con l'indice GSI (Geological Strength Index) introdotto da Hoek, Kaiser e Bawden (1995), successivamente modificato da Hoek e Marinos (2000), sulla base dei

terreni molto scadenti incontrati in Grecia durante lo scavo di importanti gallerie, ed, infine, esteso da Hoek, Marinos e Benissi (1998) alle formazioni rocciose eterogenee quali i Flysch.

La classificazione e stima del valore di GSI di seguito proposta e riportata nella figura 4 è stata ricavata sulle base delle esperienze finora acquisite nello scavo di gallerie in Italia, in terreni strutturalmente complessi, adottando l'approccio ADECO-RS. Mediante la stima del valore di GSI, nota la resistenza a compressione monoassiale dei diversi litotipi, σ_{ci} , ed il valore dell'indice m_i del criterio di rottura di Hoek e Brown, è possibile definire la fascia intrinseca dei parametri di resistenza al taglio dell'ammasso.

Sulla base di numerose analisi a ritroso condotte, durante lo scavo di gallerie, mediante modelli numerici tridimensionali utilizzando i dati forniti dal monitoraggio (estrusioni, convergenze, misure delle sollecitazioni sul priverestimento mediante

celle di carico o barrette estensimetriche, cedimenti del piano campagna), si è potuto ampiamente verificare come l'adozione del criterio di rottura di Hoek e Brown, una volta stimato correttamente il valore di GSI e assunti valori di σ_{ci} e di m_i che siano una media ponderata dei valori relativi ai diversi litotipi presenti al fronte, sia in grado di fornire parametri di resistenza al taglio realistici, utilizzabili con buoni risultati nelle diverse fasi, del progetto e della costruzione, previste dall'approccio ADECO-RS.

3. Influenza della rigidezza del nucleo di avanzamento sulla stabilità degli scavi in galleria

3.1. Condizioni tenso-deformative al fronte di scavo e nella zona retrostante

In modo particolare nel caso di gallerie in terreni a grana fine o in formazioni strutturalmente complesse, assume fondamentale importanza la valutazione dello stato tenso-deformativo tridimensionale che caratterizza la zona in prossimità del fronte di scavo (a monte e a valle dello stesso) riguardo all'innescò delle plasticizzazioni nell'ammasso roccioso. Per tale valutazione si deve ricorrere ad analisi numeriche tridimensionali, ma per ottenere velocemente un quadro sintetico delle condizioni di sforzo intorno ad una galleria ancora non stabilizzata con preconsolidamenti o rivestimenti volendo valutare la pura risposta dell'ammasso allo scavo (cioè in condizioni intrinseche) si può ricorrere al metodo bidimensionale basato sul percorso delle sollecitazioni (*stress path*). A questo scopo si calcola, in punti situati sul contorno della galleria, la tensione media, s , e la corrispondente tensione di taglio massima, t , definite nel seguente modo: $s = (\sigma_v + \sigma_h)/2$ e $t = (\sigma_v - \sigma_h)/2$ dove σ_v è la tensione verticale e σ_h è la tensione orizzontale. La figura 5 illustra un esempio di percorso tensionale, in un terreno per cui è valida la legge di resistenza di Mohr-Coulomb, per una galleria non rivestita. Per un punto situato sul futuro contorno della galleria, lo stato di sollecitazione, rappresentato inizialmente sul diagramma dallo stato di sforzo originario (S), al sopraggiungere del fronte si sposta

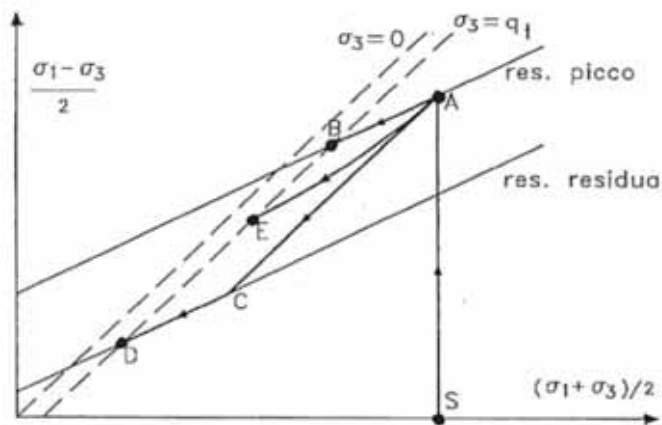


Fig. 5 - Percorsi tensionali al contorno di una galleria in un terreno in cui è valida la legge di resistenza di Mohr - Coulomb. SA: fase elastica; AB: comportamento elasto-plastico ideale; AE: comportamento elasto-plastico con rammollimento (softening); ACD: comportamento elasto-plastico perfettamente fragile (Boldini, Graziani e Ribacchi, 2000).

sul diagramma sino a raggiungere il valore di resistenza di picco dell'ammasso (A); continua poi a spostarsi lungo la curva di resistenza di picco, nel caso di comportamento plastico ideale (tratto AB) o verso la curva di resistenza residua nel caso di comportamento elasto-plastico con rammollimento o perfettamente fragile (percorsi AE o ACD rispettivamente).

Se tuttavia si mette a confronto il percorso tensionale calcolato mediante una analisi tridimensionale con quello che corrisponde invece ad una soluzione bidimensionale in forma chiusa, in condizioni di deformazione piana (come nell'esempio di figura 5) si notano delle notevoli differenze. Con riferimento alla figura 6 (Barla G., 2005), per una galleria circolare (diametro 8 m), ubicata in un ammasso roccioso di proprietà geotecniche scadenti sottoposto ad uno stato tensionale naturale di tipo idrostatico ($\sigma_v = \sigma_h = 10$ MPa), l'analisi tridimensionale mostra come all'avanzare del fronte di scavo la tensione normale media non rimane costante, come si ricava nell'analisi bidimensionale, ma varia in maniera assai complessa all'incrementarsi dello sforzo di taglio massimo, con una chiara tendenza a crescere mentre il fronte si avvicina alla sezione di interesse, ed a diminuire mentre lo stesso fronte si allontana.

Si può, pertanto, affermare che essendo la distribuzione delle tensioni e delle deformazioni al fronte e al contorno del cavo di

tipo tridimensionale, le analisi bidimensionali portano necessariamente a trascurare alcuni importanti aspetti del comportamento del terreno durante l'avanzamento, tra cui in particolare la deformazione del fronte di scavo (estrusione). La variazione dello stato tensionale nell'intorno del cavo è influenzata in modo determinante dalla presenza del fronte e, conseguentemente, controllare l'evoluzione delle deformazioni del nucleo-fronte durante lo scavo della galleria è di fondamentale importanza per assicurare la stabilità della stessa.

Le modifiche allo stato tensionale indotte dallo scavo di una galleria, possono causare problemi di deformazioni e di stabilità che possono comportare cedimenti in superficie inaccettabili, e anche fenomeni di rottura sia in corrispondenza del fronte di scavo sia a distanze prossime allo stesso. Uno dei meriti fondamentali e dalle conseguenze più rivoluzionarie dell'approccio ADECO-RS è l'aver intuito per primo la necessità di studiare le gallerie come problema 3D e l'aver individuato l'esistenza di uno stretto legame tra i fenomeni deformativi che avvengono all'interno del nucleo d'avanzamento della galleria (estrusioni) e quelli che si sviluppano successivamente al contorno del cavo, a valle del fronte (convergenze), dimostrando, attraverso una serie di sperimentazioni condotte durante la realizzazione di numerose gallerie ferroviarie e stradali, come i fenomeni deformativi del cavo possano essere controllati e sensibilmente ridotti regolando artificialmente

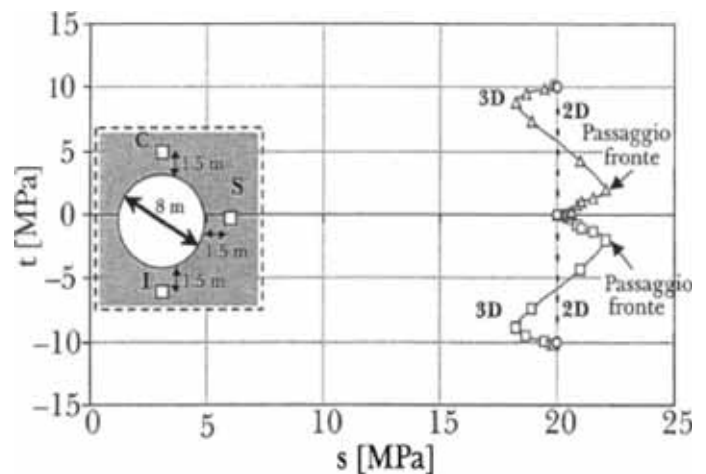


Fig. 6 - Percorso delle sollecitazioni nei punti C (corona), I (arco rovescio) e S (pavimento). L'ammasso roccioso ha un comportamento lineare elastico ed isotropo (Barla G., 2005).

la deformabilità del nucleo di avanzamento, cioè la sua rigidità (contenimento delle estrusioni). Questo ha portato a guardare al nucleo d'avanzamento come a un nuovo strumento di stabilizzazione a breve ed a lungo termine per la galleria: uno strumento la cui resistenza e deformabilità giocano un ruolo determinante, in quanto in grado di condizionare l'aspetto che più di tutti deve preoccupare il progettista di gallerie e cioè il comportamento del cavo all'arrivo del fronte di scavo.

L'applicazione dell'approccio ADECO-RS è particolarmente vantaggiosa quando si avanza in ammassi sollecitati in campo elasto-plastico, laddove per il successo delle operazioni di scavo è fondamentale contenere al massimo le deformazioni, pena incontrollabili decadimenti delle caratteristiche di resistenza del mezzo con conseguente probabile collasso della cavità.

Adottando l'approccio ADECO-RS, lo scavo della galleria, dopo che, eventualmente, il nucleo d'avanzamento è stato rinforzato con opportune tecnologie, può e dev'essere sempre condotto a piena sezione, conferendo al fronte una forma concava tale da favorire la mobilitazione naturale di un effetto arco longitudinale. Inoltre, per non perdere a valle del fronte il vantaggio ottenuto a monte rinforzando il nucleo è indispensabile prevedere la messa in opera, a valle del fronte, di rivestimenti adeguatamente rigidi. Ne consegue per il progettista la necessità (che in condizioni tenso - deformative difficili, quando i terreni sono strutturalmente

complessi è assolutamente imperativa) di dare continuità all'azione di controllo della risposta deformativa, già iniziata a monte del fronte di scavo intervenendo sulla rigidità del nucleo d'avanzamento, regolandone a valle la maniera di estrudere, attraverso l'esecuzione del getto delle murette e dell'arco rovescio il più possibile in prossimità del fronte (Lunardi, 2006).

Tra le possibili tecnologie da utilizzare per il rinforzo del nucleo nelle formazioni caratterizzate da scadenti proprietà geotecniche, quella delle chiodature di vetroresina ha registrato una sempre maggiore diffusione anche come conseguenza del moderno orientamento dei progettisti a ricorrere allo scavo a piena sezione anche per gallerie caratterizzate da altezze di scavo di 13-15 m, allo scopo di massimizzare le produzioni valorizzando le attrezzature di grandi dimensioni ed elevata potenza che l'evoluzione tecnologica mette oggi a disposizione.

La modellazione tridimensionale agli elementi finiti o alle differenze finite condotta con appropriati codici di calcolo in campo non lineare risulta attualmente la migliore strada per lo studio delle gallerie di grandi dimensioni e per la progettazione dei necessari interventi di rinforzo del nucleo d'avanzamento. Tale approccio basato sulle analisi numeriche, come si vedrà più avanti, consente di ottenere risultati confrontabili con la realtà sia in termini deformativi sia tensionali (sollecitazioni sulle opere di rivestimento del cavo).

Di seguito si riporta un esempio estremamente significativo relativamente all'applicazione dell'approccio ADECO-RS allo scavo di gallerie di grandi dimensioni in for-

mazioni argillose e in terreni strutturalmente complessi. L'esempio riguarda la galleria Raticosa della nuova tratta ferroviaria ad Alta Velocità/Capacità Bologna – Firenze. Detta galleria, di circa 140 m² di sezione trasversale, misura circa 10 km di lunghezza e per circa 4,5 km attraversa, con coperture che superano i 500 m, una formazione di argille scagliose fortemente tettonizzate, denominata Complesso Caotico.

3.2. Galleria Raticosa

3.2.1. Descrizione dell'opera

La galleria Raticosa, della lunghezza di 10450 m, fa parte della tratta Bologna-Firenze della nuova linea ad Alta Velocità/Capacità Milano-Roma-Napoli. Al km 29+982 della tratta ha inizio la galleria Raticosa, all'interno della quale si raggiunge il culmine della linea Bologna – Firenze a quota 413,5 m s.l.m.. La figura 7 mostra il profilo geologico della galleria. Per quasi 5 km, a partire dall'imbocco Nord, lato Bologna, la galleria attraversa terreni del Complesso Caotico (LC) costituito da argille scagliose, tipica formazione strutturalmente complessa, costituita da argilliti e da blocchi e brandelli di strati lapidei di dimensioni comprese tra alcuni centimetri ed alcuni metri. La componente argillitica è prevalente e si presenta sia intensamente fessurata sia interessata

da diffuse strutture di taglio. Nelle zone più intensamente tettonizzate è formata da un aggregato di scaglie, con superficie liscia e spesso striata, di dimensioni inferiori al centimetro. Sulla base dell'eterogeneità e dei caratteri strutturali, la complessità geotecnica delle argille scagliose è dei tipi B2 e B3 (figura 4). La formazione in oggetto è caratterizzata da valori molto bassi del contenuto naturale d'acqua a profondità elevate mentre si presenta ammorbidita ed alterata a ridotta profondità, a causa di fenomeni di rigonfiamento che hanno interessato gli strati più superficiali del deposito. Occorre aggiungere che in corrispondenza dell'imbocco Nord la zona ammorbidita ed alterata della Formazione del Complesso Caotico è sede di un fenomeno franoso, caratterizzato da movimenti del versante per circa 4 mm/anno. La galleria Raticosa è stato il primo caso al mondo in cui si sono attraversati, arrivando a coperture massime di quasi 600 m, terreni simili sotto stati tensionali conseguentemente elevati. La seconda metà della galleria (lato Firenze), di cui non ci occuperemo in questa sede, ha invece attraversato i flysch della Formazione Marnoso-Arenacea (RMA).

3.3.2. Condizioni geologiche e geotecniche

Preliminarmente alla progettazione della galleria Raticosa è stata condotta una im-

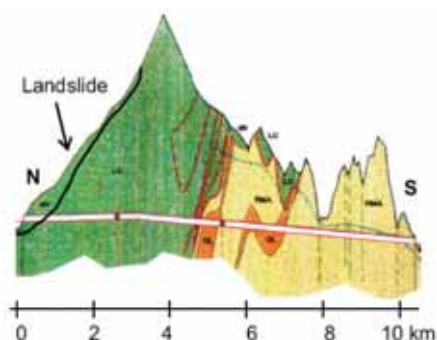


Fig. 7 - Galleria Raticosa, profilo geologico longitudinale (la sigla LC indica la formazione delle argille scagliose del Complesso Caotico, mentre la sigla RMA indica la formazione Marnoso – Arenacea).



Foto 1 - L'imbocco Nord della galleria Raticosa nella paleofrana.

Tab. 1 – Galleria Raticosa nella Formazione del Complesso Caotico, proprietà indice e proprietà meccaniche delle argille scagliose.

Peso dell'unità di volume (kN/m^3)	20.5 ÷ 23.5
Contenuto naturale d'acqua (%)	7 ÷ 19
Limite di liquidità (%)	30 ÷ 50
Limite di plasticità (%)	15 ÷ 20
Grado di saturazione (%)	47 ÷ 92
Frazione argillosa (%)	8 ÷ 45
Indice di compressione	0.10 ÷ 0.17
Indice di rigonfiamento	0.03 ÷ 0.06
Coesione di picco (kPa)	15 ÷ 50
Angolo di attrito di picco (°)	15 ÷ 20

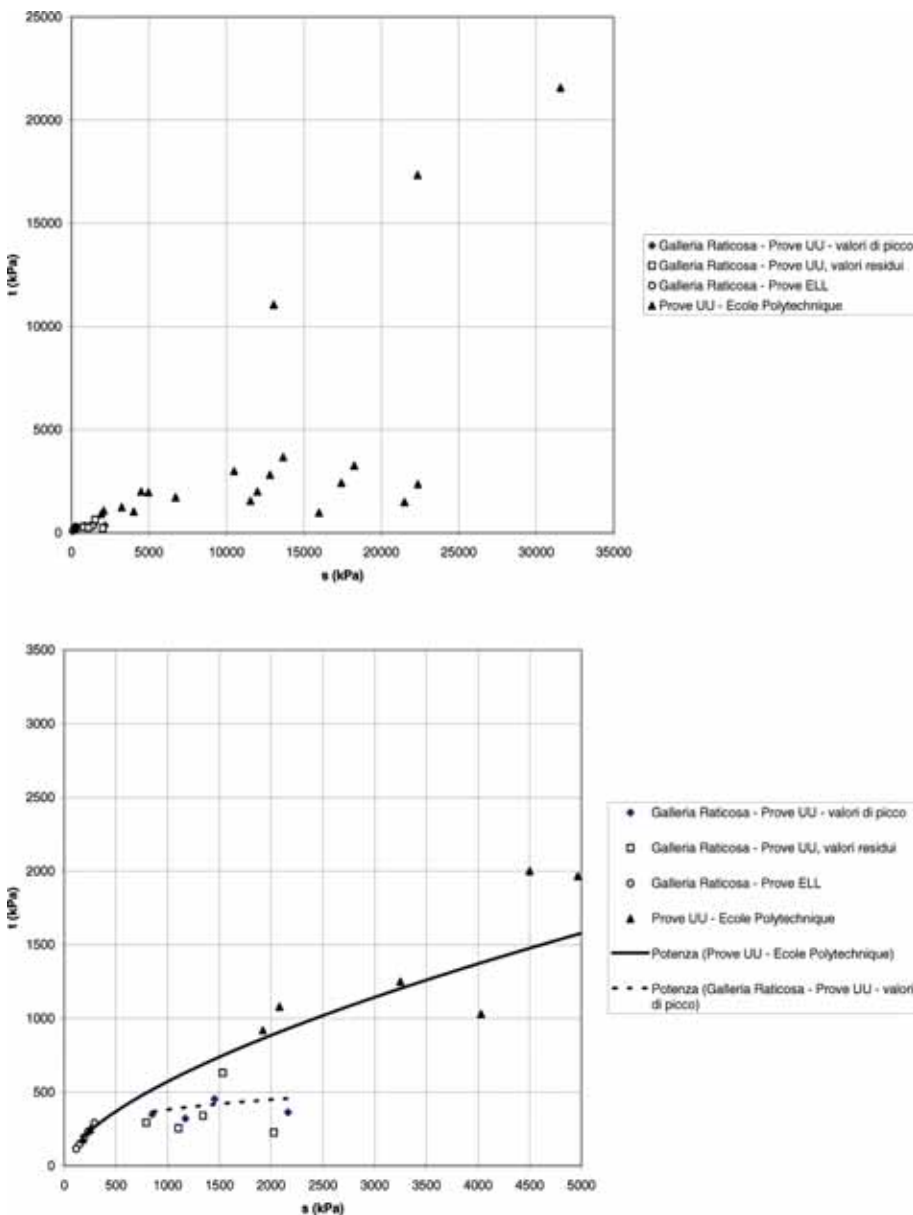


Fig. 8 – Riepilogo risultati prove di espansione laterale libera e triassiali UU e CU (con scala estesa per mostrare tutti i valori e con scala ridotta per mostrare i valori di resistenza minore).

portante indagine geotecnica comprendente prove sia in sito sia di laboratorio su campioni di argilla scagliosa prelevati a diverse profondità. Le prove di laboratorio hanno evidenziato un materiale caratterizzato da scadenti proprietà meccaniche, decisamente più ridotte di quelle che potevano essere ragionevolmente attribuite ad un materiale strutturalmente complesso quale quello in esame. I risultati delle prove erano infatti condizionati:

- dall'inevitabile grado di disturbo dei campioni sottoposti a prova, in quanto il campionamento determina uno scarico tensionale che produce sulla struttura scagliosa del materiale l'apertura di fessure;
- dall'eterogeneità ed anisotropia del litotipo in esame, oltre che dalla struttura a scaglie, che rende quanto mai difficoltosa la preparazione dei campioni da sottoporre a prova;
- dall'influenza della struttura scagliosa alla scala del campione, che amplifica gli effetti delle possibili superfici di rottura.

La seguente figura 8 riporta una rielaborazione delle prove di laboratorio, sia di espansione laterale libera (ELL) sia triassiali, che sono state effettuate ai fini della progettazione esecutiva, tra cui delle speciali prove triassiali effettuate al Politecnico di Parigi per investigare il comportamento del materiale quando sottoposto ad elevati valori della tensione di confinamento (fino a 20 MPa). È interessante notare come i risultati riportati nella figura 8 evidenzino degli involucri di rottura marcatamente curvilinei a partire da bassi valori di sollecitazione. La non linearità dell'involucro può essere causata dal fatto che il materiale non è saturo e che lo stesso campionamento determina uno scarico tensionale che produce sulla struttura scagliosa dello stesso, fortemente sovraconsolidato, l'apertura di fessure, con possibile diminuzione del grado di saturazione. Le prove triassiali effettuate a Parigi hanno evidenziato due differenti comportamenti: fragile e duttile, non direttamente correlati alla tensione di confinamento. Ciò può essere spiegato con l'influenza che la distribuzione delle fessure e della struttura scagliosa ha sui risultati di ciascuna prova, tenendo conto che la resistenza del materiale diminuisce al crescere dei gradi di libertà degli ele-

menti che compongono il campione ed all'aumentare dell'area delle fessure che intervengono nel meccanismo di rottura. Numerosi risultati riportati in letteratura indicano come l'influenza dello stato di fessurazione sulla resistenza in termini di tensioni efficaci diminuisce al crescere delle pressioni medie applicate. Questo perché per valori elevati di σ' le fessure presenti nel materiale non partecipano al meccanismo di scorrimento, essendo nella maggior parte chiuse, e la rottura si sviluppa pertanto come in un materiale intatto. Viceversa, per bassi valori di σ' , il materiale si comporta piuttosto come un insieme di elementi rigidi (scaglie) indipendenti. Conseguentemente, di norma, per tensioni efficaci ridotte si osserva un comportamento dilatante e "strain-softening", mentre per tensioni efficaci elevate sono riscontrabili comportamenti duttili e contraenti. La tabella 1 riepiloga le principali proprietà indice e proprietà meccaniche della argille scagliose.

3.2.3. Progetto della galleria secondo l'approccio ADECO-RS

Il progetto della galleria, basato sull'approccio ADECO-RS, si è sviluppato attraverso le seguenti fasi:

- una fase conoscitiva comprendente gli studi geologici, le indagini geotecniche, la loro interpretazione e la definizione dei parametri geotecnici e geomeccanici per la progettazione delle opere;
- una fase di diagnosi nella quale, sulla base delle conoscenze geologiche, idrogeologiche, geotecniche e geomeccaniche raccolte nella fase conoscitiva, il progettista è chiamato a fare una previsione attendibile riguardo al comportamento tenso-deformativo dello scavo in sotterraneo, in assenza di stabilizzazione. Da questa previsione dipende la successiva scelta degli interventi di stabilizzazione, quindi la riuscita del progetto. La previsione è effettuata, utilizzando metodi analitici e numerici, in termini di genesi, localizzazione, evoluzione ed entità dei probabili fenomeni deformativi che s'innescano nella fascia di terreno al contorno dello scavo, considerando con particolare attenzione il comportamento del nucleo-fronte. Tale comportamen-

to può ricadere in una delle seguenti tre categorie: nucleo-fronte stabile (categoria di comportamento A), nucleo-fronte stabile a breve termine (categoria di comportamento B), nucleo-fronte instabile (categoria di comportamento C);

- una fase di terapia, nella quale dopo avere formulato previsioni attendibili riguardo al comportamento tenso-deformativo dell'ammasso in seguito allo scavo, sono scelti gli interventi di stabilizzazione più idonei a controllare, contenere o addirittura anticipare ed annullare le deformazioni;
- una fase operativa e di verifica in corso d'opera che prevede sistematici rilievi geostrutturali dei fronti di scavo e l'adozione di un sistema di monitoraggio che permetta, mediante misure d'estrusione del fronte, misure di convergenza, misure estensimetriche e di tensione nei rivestimenti, ecc., di verificare la correttezza delle ipotesi progettuali.

Sulla base di quanto sopra, a causa delle scadenti caratteristiche meccaniche delle argille scagliose e delle elevate coperture è stata identificata per tutta la tratta della galleria nella Formazione del Complesso Caotico una categoria di comportamento di

tipo C, ovvero sia un comportamento caratterizzato da nucleo-fronte instabile.

In fase di terapia, il problema progettuale da risolvere era la messa a punto di accorgimenti, progettuali e costruttivi, in grado di evitare che la combinazione di tensioni indotte dallo scavo con le scadenti proprietà meccaniche dell'ammasso portasse, in determinate zone attorno al cavo, a superare il valore della tensione di taglio limite. Infatti, una volta superato questo valore si producono nel terreno fenomeni di plasticizzazione con conseguente decadimento dei parametri della resistenza al taglio dai valori di picco ai valori residui ed innesco di fenomeni deformativi dipendenti dal tempo. Si è quindi progettata una tecnica di scavo caratterizzata:

- dal rinforzo del nucleo-fronte mediante armature in vetroresina (35-80 barre della lunghezza di 20-24 m installate ogni 10-12 m di avanzamento del fronte di scavo),
- dal consolidamento in avanzamento, con barre dello stesso tipo, del contorno del profilo di scavo a formare un arco di terreno rinforzato;
- dalla messa in opera, ogni metro di avanzamento, di un rivestimento di prima fase



Foto 2 – Fronte nelle argille scagliose consolidato con armature di vetroresina.

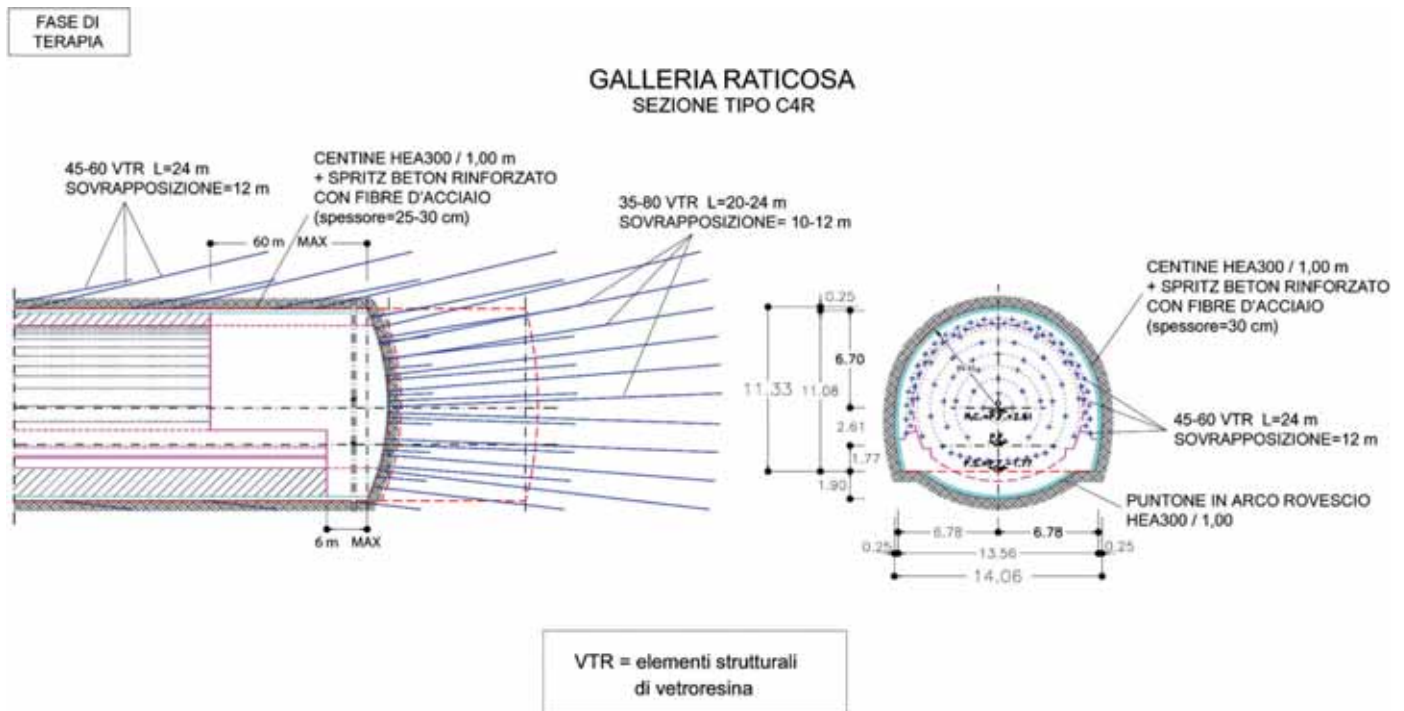


Fig. 9 – Galleria Raticosa nelle argille scagliose della Formazione del Complesso Caotico, sezione tipo adottata.

ad anello chiuso (costituito da uno strato di calcestruzzo proiettato di 25÷30 cm, da due centine accoppiate del tipo IPN 180 (localmente 2 IPN 220 o HEA 300) con eventuale puntone in arco rovescio;

- dalla realizzazione delle murette e dell'arco rovescio entro pochi metri dal fronte
- dalla chiusura del rivestimento definitivo entro una distanza di 30 m dal fronte, come mostrato nella figura 9.

La progettazione si è avvalsa dei risultati forniti da numerose analisi numeriche che sono state condotte allo scopo di definire l'entità sia degli interventi di rinforzo del nucleo-fronte, atti ad incrementare le sue caratteristiche di resistenza e deformabilità, sia degli interventi protettivi al contorno dello stesso, atti a produrre la canalizzazione delle tensioni all'esterno del nucleo d'avanzamento e concorrere, di conseguenza, alla conservazione delle stesse caratteristiche di resistenza e di deformabilità.

Dette analisi numeriche si sono basate su modelli tridimensionali agli elementi finiti e alle differenze finite che hanno tenuto conto sia delle caratteristiche della formazione attraversata, nella quale le deformazioni plastiche portano ad un significativo degrado delle proprietà di resistenza ("softening" o rammollimento plastico), sia delle modalità d'avanzamento.

Attraverso l'esame delle curve estrusione-lunghezza degli sfondi ed estrusione-numero di elementi in vetroresina ottenute dalle analisi numeriche 3D, è stato possibile individuare il corretto numero e l'appropriata lunghezza di sovrapposizione degli elementi in vetroresina da mettere in opera per evitare l'instabilità del sistema nucleo-cavità, prevedendone in sede



Foto 3 – Il getto dell'arco rovescio vicino al fronte di scavo.

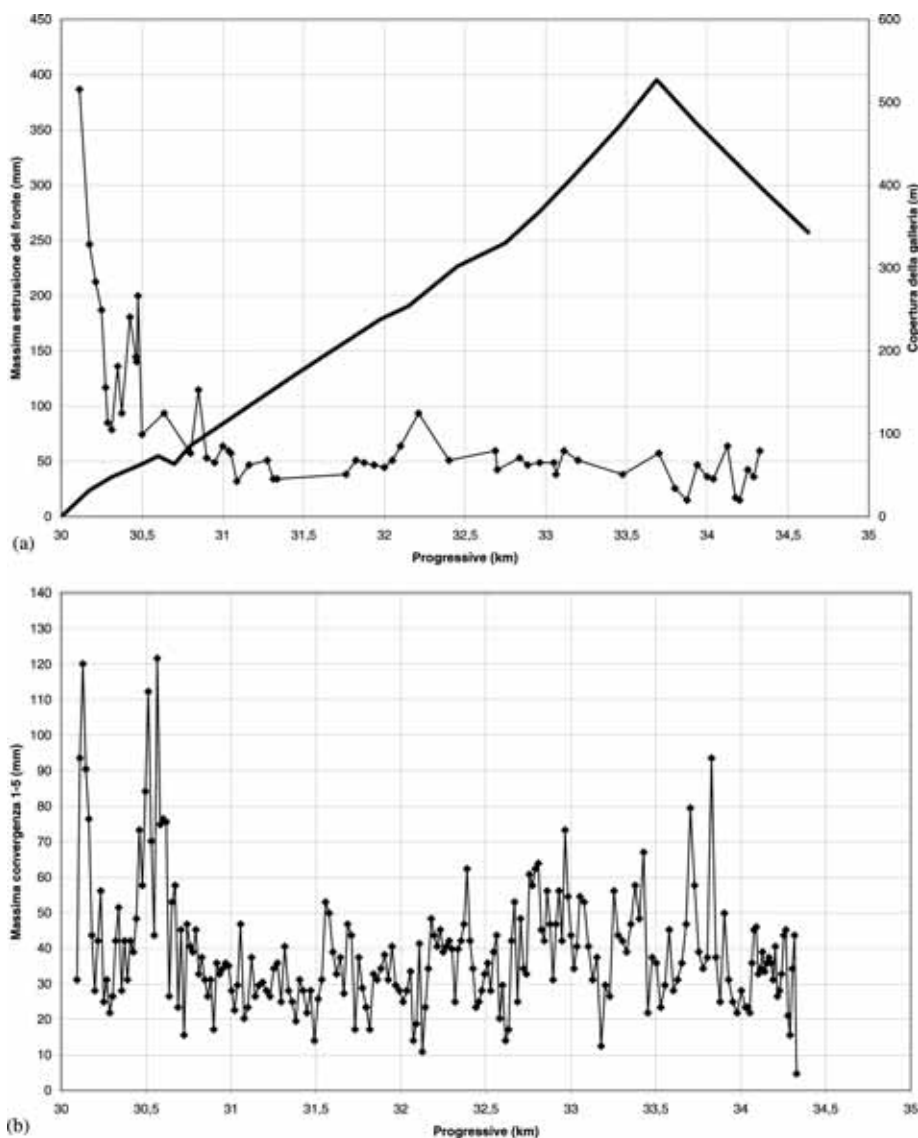


Fig. 10 - Galleria Raticosa: (a) valori massimi di estrusione del fronte, (b) valori massimi di convergenza.

progettuale le variabilità d'intervento da attuare in funzione dei risultati del monitoraggio (estrusioni e convergenze misurate in corso d'opera).

Sulla base di tale progetto, lo scavo nel Complesso Caotico della galleria Raticosa, è stato operato e completato senza inconvenienti rilevanti con produzioni medie estremamente lineari, pari a circa 2 m/g, a testimonianza dell'elevato grado d'industrializzazione raggiunto nonostante il difficile contesto tenso-deformativo.

In particolare, l'introduzione del puntone in arco rovescio, consentendo di operare la chiusura dell'anello di rivestimento di prima fase in tempi rapidissimi, si è rivelato un provvedimento progettuale assai efficace ai

fini del perfetto controllo deformativo del cavo.

Come previsto dal progetto, le caratteristiche del sistema di rinforzo e di rivestimento, quali il numero delle armature di vetroresina inserite nel nucleo-fronte, l'interasse delle centine e lo spessore dell'anello di calcestruzzo proiettato, sono state tarate durante tutto lo scavo della galleria sulla base della risposta deformativa dell'ammasso all'avanzamento. A questo scopo, l'intero processo costruttivo si è svolto sotto il continuo controllo di un sistema di monitoraggio basato su misure topografiche di spostamento delle pareti della galleria e su misure di estrusione del fronte di scavo.

Una sintesi dei valori massimi di estrusione del fronte di scavo e di convergenza del cavo misurati durante lo scavo della galleria Raticosa all'interno della Formazione del Complesso Caotico, è riportata in figura 10.

Con riferimento ai valori riportati nella figura 10, a partire dall'imbocco Nord e per tutto il tratto di attraversamento a basse coperture della tratta in frana, in galleria sono stati misurati valori di estrusione mediamente compresi fra 80 e 200 mm con alcune situazioni, soprattutto nella parte iniziale della galleria, con valori compresi fra i 200 ed i 350 mm circa. Le convergenze nella tratta iniziale in frana sono risultate mediamente comprese fra 25 e 75 mm con valori massimi intorno ai 120 mm. Una volta attraversata tale tratta, la risposta deformativa del cavo, grazie agli interventi di preconsolidamento realizzati, è risultata molto contenuta, anche sotto le coperture più elevate: le estrusioni si sono attestate su valori massimi mediamente intorno ai 50 mm mentre le convergenze hanno presentato valori medi intorno ai 40 mm. La deformazione del fronte di scavo è apparsa pressoché costante. Le misure di deformazione ottenute dal sistema di monitoraggio hanno evidenziato migliori caratteristiche meccaniche del terreno ad elevate profondità.

La differenza di comportamento deformativo dell'ammasso allo scavo, fra la tratta a basse coperture dall'imbocco Nord e la successiva tratta con progressivo aumento delle coperture, è evidente nella figura 11, che riporta le misure di estrusione eseguite nelle stazioni di misura scelte come rappresentative delle due tratte in oggetto.

Le misure di estrusione, riportate in figura 11 a, si riferiscono alla tratta in corrispondenza della quale la copertura della galleria era di circa 30 m. L'estrusometro incrementale aveva una lunghezza di 33 m. Sono riportate 5 letture effettuate, dopo la lettura zero, durante l'avanzamento del fronte di scavo. I valori di estrusione aumentano all'avanzare dello scavo: in corrispondenza della lettura D, il fronte era avanzato di 13 m rispetto alla progressiva nella quale era stato installato l'estrusometro incrementale; la lettura E è stata effettuata dopo un fermo del fronte, nella stessa posizione nella quale era stata effettuata la lettura D. Si nota una zona di influenza del fronte superiore ai 13 m.

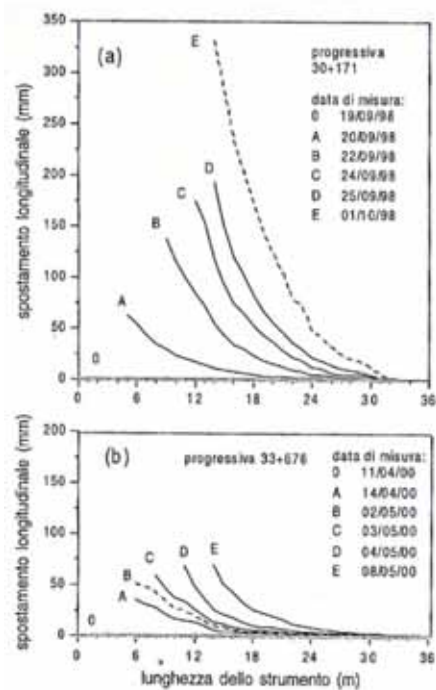


Fig. 11 - Galleria Raticosa, misure di estrusione del fronte di scavo: (a) tratta a basse coperture in frana; (b) tratta centrale con coperture crescenti.

Un differente andamento è evidenziato dalle misure di estrusione realizzate nella tratta sotto elevate coperture. Nella figura 11 b sono mostrate le letture effettuate con un estrusometro incrementale installato alla progressiva 33+676, sotto circa 400 m di copertura. Si nota come il valore massimo di estrusione del fronte si sia raggiunto dopo un avanzamento della galleria di 10 m (lettura D) e come non si siano verificati ulteriori incrementi nella successiva lettura E operata con il fronte nella stessa posizione della lettura D. In questo caso la zona di influenza del fronte risulta di poco superiore ai 10 m.

Attraverso la figura 11 è inoltre possibile valutare il diverso comportamento dipendente dal tempo evidenziato dalle argille scagliose alle differenti profondità. Nel caso dell'estrusometro incrementale installato alla progressiva 30+171, in base alle letture D ed E, in corrispondenza delle quali il fronte era rimasto fermo, si è osservata una velocità d'estrusione del fronte di scavo di circa 21 mm/giorno. Per l'estrusometro installato alla progressiva 33+676, la velocità di estrusione del fronte risulta invece ridotta a solo 1,2 mm/giorno, come desumibile

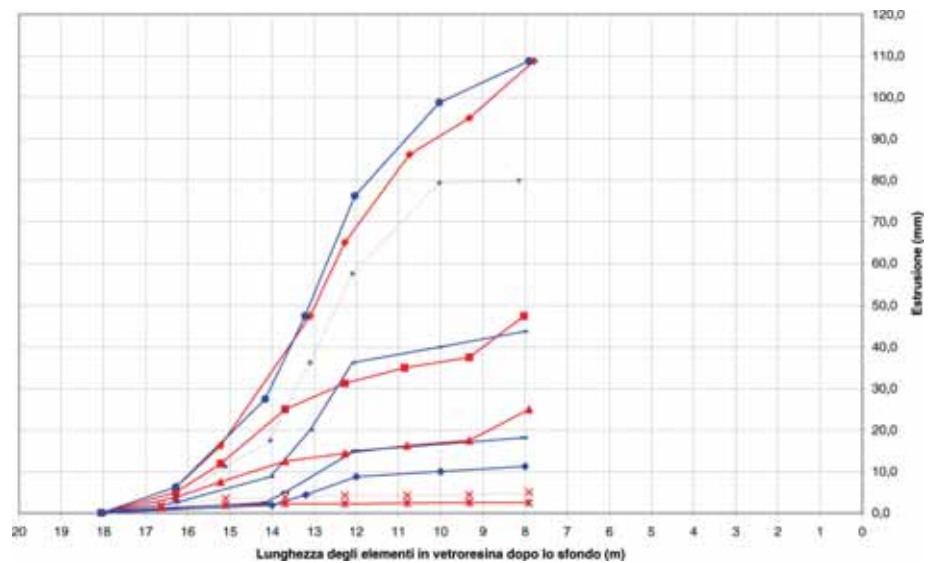


Fig. 12 - Confronto fra le misure di estrusione e i valori teorici calcolati mediante un programma agli elementi finiti per un estrusometro installato alla progressiva km 30+093 (i grafici in rosso sono ricavati dalle analisi numeriche FEM mentre quelli in blu sono ricavati dalle misure di monitoraggio).

dal confronto fra le letture A e B, ottenute anch'esse a fronte fermo.

Tutti i dati di monitoraggio sono stati raccolti sistematicamente e, come si è detto, sono stati interpretati in corso d'opera anche con l'ausilio di modelli numerici tridimensionali in campo elasto-plastico non lineare. Il confronto fra l'entità delle estrusioni e delle convergenze reali effettivamente misurate e quelle previste in progetto ha consentito di verificare la validità delle ipotesi iniziali e dei metodi di calcolo utilizzati, nonché l'efficacia delle opere di stabilizzazione realizzate. A quest'ultimo riguardo, la figura 12 mostra, per un estrusometro installato alla progressiva 30+093 della galleria, il confronto fra i valori di estrusione calcolati ed i valori effettivamente misurati; come si può notare si ha una buona corrispondenza. In tale tratta la sezione tipo prevedeva 40 elementi di vetroresina della lunghezza di 18 m ripetuti ogni 10 m con conseguente sovrapposizione minima di 8 m.

Occorre evidenziare anche come, grazie alla realizzazione di misure sistematiche e contemporanee di estrusione e convergenza che hanno permesso il costante esame critico della risposta deformativa del terreno allo scavo, sia stato possibile ottimizzare e tarare gli interventi di stabilizzazione della galleria. Nella figura 13 è mostrato un esempio di rappresentazione grafica congiunta delle estrusioni e delle convergenze

in una tratta di galleria scelta come rappresentativa. Si può notare dalla figura come, a seguito dell'avanzamento del fronte, al progressivo ridursi, cioè, della profondità del nucleo rinforzato dai 18 m iniziali a soli 8 m (con conseguente riduzione della sua rigidità media) si sviluppi una risposta deformativa del nucleo stesso (estrusione) e della cavità a valle del fronte (convergenza) progressivamente spostata da un andamento di tipo elastico a uno di tipo elastoplastico. In particolare le curve di convergenza, da un andamento iniziale tipico di una situazione che evolve rapidamente verso la stabilità (con valori massimi dell'ordine di 20 mm, che si producono a seguito di movimenti estrusivi massimi dell'ordine di 23 mm), assumono gradatamente andamenti che evidenziano una crescente difficoltà dei fenomeni deformativi ad esaurirsi. Per esempio, quando la lunghezza del nucleo consolidato scende a soli 8 m, si sviluppano estrusioni dell'ordine di 180 mm, che danno luogo a convergenze più che raddoppiate rispetto a quelle rilevate all'inizio del ciclo di lavorazione.

Le letture combinate di estrusione e convergenza del cavo hanno costituito un segnale importantissimo al fine di stabilire il momento in cui era necessario arrestare l'avanzamento per eseguire un nuovo consolidamento e ripristinare la profondità minima del nucleo consolidato indispensabile

FASE DI VERIFICA

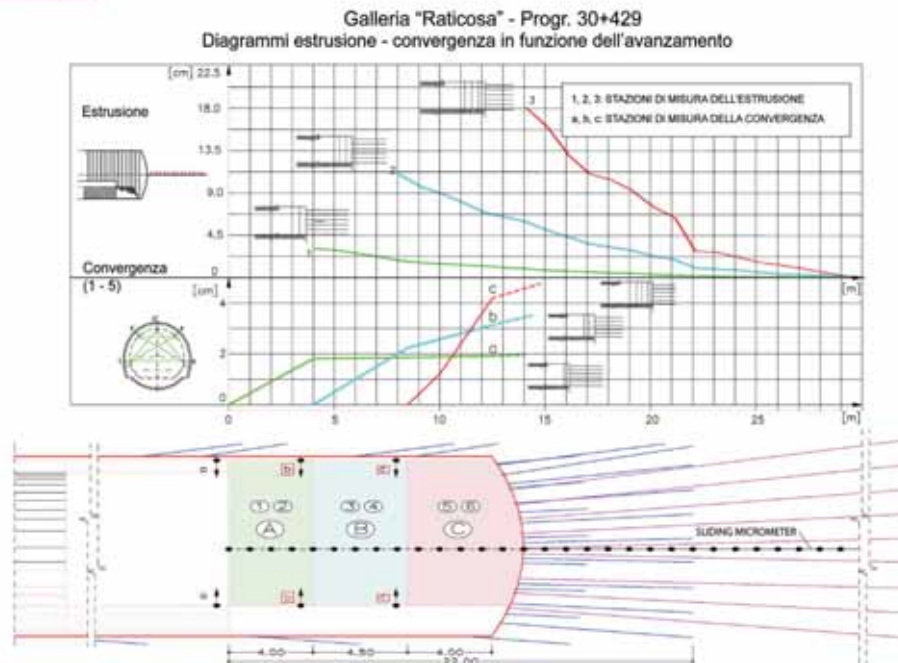


Fig. 13 – Galleria Raticosa, esempio di diagrammi estrusione – convergenza in funzione dell'avanzamento.

per mantenere l'ammasso, se non in campo elastico, quanto meno lontano dal campo di rottura. I dati acquisiti durante le scavo della galleria Raticosa sono stati forniti dalla società di

progettazione Rocksoil S.p.A. di Milano a numerosi studiosi, ricercatori e professori universitari che su di essi hanno potuto effettuare ricerche e pubblicazioni. Tra quanto è stato pubblicato in letteratura si riprende

liberamente un caso di analisi a ritroso riportato dal Prof. G. Barla (2005), dal quale si evince come oggi sia possibile mettere a punto procedimenti di calcolo sufficientemente attendibili assumendo parametri geomeccanici e leggi costitutive in grado di riprodurre in modo soddisfacente il comportamento dell'ammasso allo scavo.

A questo riguardo sono state prese in considerazione le misure di estrusione eseguite alla progressiva 30+102 della galleria Raticosa. In figura 14 sono riportati i risultati relativi ad un periodo di osservazione assai prolungato. L'installazione dell'estrusometro al fronte e la lettura zero avvennero il 28 giugno 1998, dopo un arresto dell'avanzamento di circa 13 giorni. Lo scavo riprese all'inizio del mese di luglio, per proseguire in modo regolare fino al 6 luglio (progressiva 30+112), quando si ebbe una seconda interruzione dell'avanzamento di circa 8 giorni.

Tenendo conto che le misure di estrusione rappresentano l'incremento di spostamento longitudinale dei punti dell'asse della galleria, nella zona di terreno antistante il fronte, rispetto allo spostamento di riferimento che si aveva al momento dell'installazione dello strumento avendo come punto fisso un punto a 30 m di distanza (lettura di zero), si comprende come le deformazioni abbiano avuto modo di svilupparsi in modo significativo nel tempo.

Le misure dei giorni 4, 5 e 6 luglio furono eseguite durante l'avanzamento dello scavo, quindi sono poco influenzate dagli effetti della viscosità, invece la misura del 15 luglio fu eseguita dopo diversi giorni di fermo, di conseguenza la componente di deformazione viscosa è molto rilevante. Dal confronto risulta evidente che il valore dell'estrusione misurato dipende da diversi fattori, tra i quali assumono importanza: (a) la velocità d'avanzamento corrente dello scavo; (b) la storia dello scavo antecedente e in particolare le interruzioni dell'avanzamento immediatamente precedenti; (c) la distanza del tratto finale dell'estrusometro (un punto fisso).

Tenuto conto dell'esigenza di ricorrere a schematizzazioni semplici riducendo al minimo i tempi di modellazione e dell'esigenza di riprodurre le caratteristiche reali del problema con particolare attenzione al fattore temporale, la cui influenza sul modello doveva essere facilmente individuabile, è stato fatto

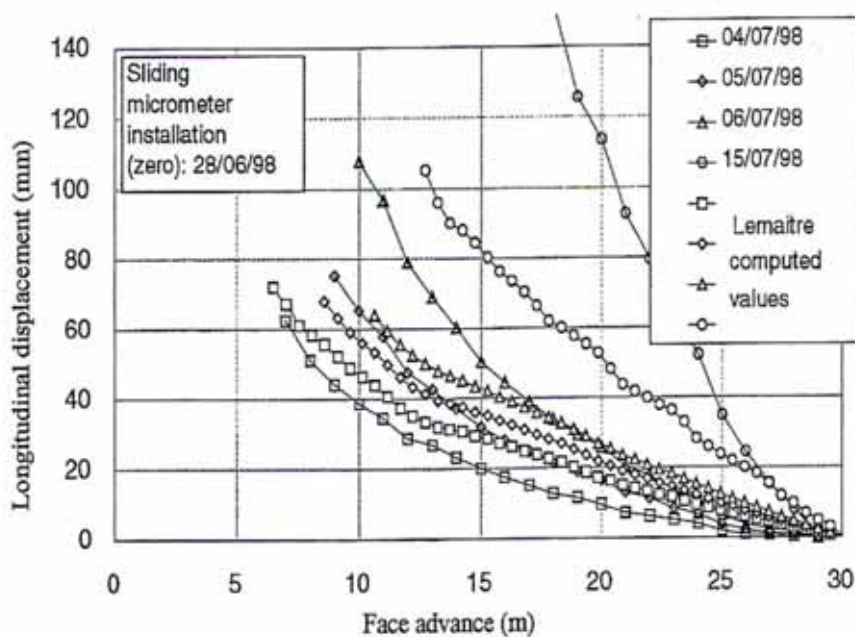


Fig. 14 – Misure di estrusione del fronte di scavo della galleria Raticosa alla progressiva 30+102 dall'imbocco Nord, confronto con i risultati della modellazione numerica (Barla, 2005)

ricorso ad un modello numerico in condizioni di assialsimmetria (Debernardi, 2004). Le principali assunzioni nella modellazione svolta sono state le seguenti (Barla, 2005):

- stato tensionale iniziale di tipo geostatico, con tensione isotropa pari a 1,25 MPa. Le analisi sono state svolte in condizioni idrauliche accoppiate, non drenate e con assenza di flusso idraulico nel mezzo. La pressione interstiziale è stata scelta costante e pari a 400 kPa,
- terreno naturale, ossia non interessato da interventi di rinforzo, rappresentato con il modello elasto-viscoplastico di Lemaitre, in accordo ai parametri viscosi determinati in laboratorio; per il terreno del nucleo-fronte e dell'intorno del cavo, rinforzato con armature in vetroresina (anch'esso simulato con il modello di Lemaitre) si è raddoppiato il modulo di deformazione rispetto al valore assunto per il terreno naturale, lasciando invece inalterati i parametri viscosi;
- rivestimento di prima fase a comportamento elastico lineare, con parametri equivalenti a quelli dell'anello costituito dal calcestruzzo proiettato e dalle centine. Gli elementi del rivestimento sono stati attivati per fasi, in modo da seguire la sequenza costruttiva, così come gli elementi introdotti per simulare gli interventi di rinforzo del terreno nel nucleo d'avanzamento e all'intorno del cavo.

I risultati della modellazione numerica sono illustrati in figura 14, dove si confrontano i valori previsti dal calcolo con quelli derivati dalle misure reali. Tenuto conto della complessità del problema, si può senz'altro affermare che il modello elasto-viscoplastico messo a punto riproduce complessivamente, in modo soddisfacente, il comportamento reale dell'ammasso allo scavo (Barla, 2005).

Bibliografia

- ASSOCIAZIONE GEOTECNICA ITALIANA (1979) – *Some Italian Experiences on the Mechanical Characterization of Structurally Complex Formations*. Proc. International Congress On Rock Mechanics, Montreux (Svizzera).
- BARLA G. (2005) – *Sviluppi nell'analisi progettuale delle opere in sotterraneo*. Rivista Italiana di Geotecnica n. 3/2005.
- BERNAUD, D., COLINA, H. & ROUSSET, G. (1993) – “Calculs de dimensionnement du soutènement du tunnel ‘Linea Alta Velocità’ dans les argiles chaotiques”, G.3S – Groupement pour l'Etude des Structures Souterraines de Stockage, Ecole Polytechnique, Palaiseau.
- BOLDINI, D., GRAZIANI A., RIBACCHI R. (2000) – *L'analisi tensio-deformativa al fronte di scavo e nella zone retrostante*. Lo scavo meccanizzato delle gallerie – VII Ciclo di Conferenze di Meccanica e Ingegneria delle Rocce” Torino 5-6 dicembre 2000.
- BOLDINI D., GRAZIANI A., RIBACCHI R. (2002) – *Analysis of Monitoring data from a deep tunnel in a tectonized clay-shale (Raticosa Tunnel, Italy)*. Proc. 4th International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground (IS-Toulouse, 2002), Toulouse, Francia.
- CALABRESI G. & MANFREDINI (1973) – *Shear strength characteristics of the jointed clay of S. Barbara*. Géotechnique, 23, n. 2, pp. 233-244.
- CASSANI G. (2005) – *Il metodo ADECO-RS. Criteri di utilizzo progettuale*. Workshop SIG “L'innovazione tecnologica nella concezione e realizzazione di gallerie”.
- CROCE A. (1977) – *Opening address*. Proc. Int. Symp. The Geotechnics of Structurally Complex Formations, Capri. Vol. II, pp. 148-151.
- DEBERNARDI D. (2004) – *Prove specialistiche e analisi numeriche a ritroso riguardanti lo scavo di gallerie profonde in Argille Scagliose tenendo conto della dipendenza dal tempo*. Tesi di Laurea Magistrale. Politecnico di Torino.
- EGGER, P. (1980) – Deformation at the face of the heading and determination of the cohesion of the rock mass. *Underground Space Technology* 4: 313-318.
- ESU F. (1976) – *Problemi di stabilità dei pendii naturali in argille sovraconsolidate e fessurate italiane*. CGT, Politecnico di Torino.
- ESU F. (1977) – *Behaviour of slopes in structurally complex formations*, *Proceed. Int. Symp. “The Geotechnics of Structurally Complex Formations”*, Capri, General. Rep., v. II, pp.292-304.
- ESU (1985) – *Geotechnical Properties and Slope Stability in Structural Complex Clay Soil*, *Geotechnical Engineering in Italy, An Overview*, AGI.
- HOEK E., KAISER P.K., BAWDEN W.F. (1995) – *Support of Underground excavations in hard rock*, p.215, Rotterdam, Balkema.
- HOEK, E., MARINOS, P. E BENISSI, M. (1998) – *Applicability of the Geological Strength Index (GSI) classification for very weak and sheared rock masses. The case of the Athens Schist Formation*. *Bull. Engg. Geol. Env.* 57 (2), 151-160.
- HOEK, E. AND MARINOS, P. (2000) – *Predicting Tunnel Squeezing*. *Tunnels and Tunnelling International*. Part 1 – November 2000, Part 2 – December, 2000
- KOVARI K., LUNARDI P. (2000) – *On the observational method in tunnelling*. International Conference on Geotechnical & Geological Engineering, Melbourne, Australia, 19-24 November.
- LUNARDI P. (1982) – *Problemi geomeccanici nella realizzazione delle grandi cavità*. Dagli atti del convegno sul tema “Lo spazio in sotterraneo come nuovo utilizzo del territorio”. Bolzano, Settembre 1982.
- LUNARDI P., BINDI R., FOCARACCI A. (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. (1994-1996) – *Progetto e costruzione di gallerie secondo l'approccio basato sull'analisi delle deformazioni controllate nelle rocce e nei suoli*. Quarry and Construction, Marzo 1994, Marzo 1995, Aprile 1996.
- LUNARDI P. (1997-1999) – *Conception et execution des tunnels d'après l'analyse des déformations contrôlées dans les roches et dans les sols*. *Revue Française de Géotechnique*, n. 80, 84,86.
- 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 – agosto 1999.
- LUNARDI P. (2000) – *Design & constructing tunnels – ADECO-RS approach*. T&T International special supplement, Maggio 2000.
- LUNARDI P. (2001) – *Progetto e costruzione di gallerie – Approccio ADECO-RS. Supplemento a Quarry and Construction*. Maggio 2001.
- LUNARDI P. (2001) – *Attendibilità della progettazione*. *Strade & Autostrade*, n. 5.
- LUNARDI P. (1994-1996) – *Progetto e costruzione di gallerie secondo l'approccio basato sull'analisi delle deformazioni controllate nelle rocce e nei suoli*. Quarry and Construction, Marzo 1994, Marzo 1995, Aprile 1996.
- LUNARDI P. (2006) – *Progetto e costruzione di gallerie*. *Analisi delle deformazioni controllate nelle rocce e nei suoli (ADECO-RS)*. Hoepli.
- MARINOS, P.G. E HOEK, E. (2000) – *GSI: A geological friendly tool for rock mass strength estimation*. *Proceedings of the International Conference on Geotechnical & Geological Engineering (GeoEng 2000)*, Technomic Publishing Co. Inc., pp 1422-1440, Melbourne, Australia.
- MARINOS, P. E HOEK, E. (2001) – *Estimating the geotechnical properties of heterogeneous rock masses such as flysch*, *Bull. Engg. Geol. Env.* 60, 85-92.
- MORGENSTERN N.R. & EIGENBROD, K.D. (1974) – *Classification of argillaceous soils and rocks*. *J. of the Geotechnical Engng. Div., ASCE*, 100, pp. 1137-1156.