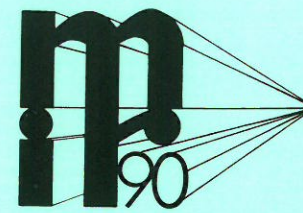


INDICE DELLE MEMORIE

1. LE FORMAZIONI ROCCIOSE TENERE. CARATTERI LITOLOGICI, GEOLOGICI E STRUTTURALI
Prof. M. Sciotti
2. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DI ALCUNE ROCCE TENERE ITALIANE
Prof. A. Evangelista e Prof. A. Pellegrino
3. IL COMPORTAMENTO MECCANICO DELLE ARGILLE CONSISTENTI
Prof. G. Calabresi
4. PROVE DI LABORATORIO. PROBLEMATICHE ED ESEMPI
Prof. G. Barla, Dott. F. Forlati, Ing. A. Zaninetti
5. PROVE E MISURE IN SITO
Ing. P. Devin, Ing. A. Frassoni, Ing. P.P. Rossi
6. ROCK CHARACTERIZATION ACCORDING TO ENGINEERING OBJECTIVES
Dr. J. Hudson
7. HYDROFRACTURE STRESS MEASUREMENTS: ROLE AND APPLICATIONS IN WEAK ROCK MASSES
Dr. R. Pine
8. DEFORMABILITÀ. RESISTENZA MECCANICA. LEGGI COSTITUTIVE
Prof. R. Nova
9. MODELLAZIONE NUMERICA: ANALISI VISCOPLASTICA DI ROCCE TENERE
Prof. A. Cividini e Prof. G. Gioda
10. DEEP FOUNDATIONS IN WEAK AND FRACTURED ROCKS
Dr. L. Richards
11. PROBLEMI DI STABILITÀ DI CAVITÀ SOTTERRANEE E SCARPATE IN ROCCE PIROCLASTICHE
Ing. A. Lembo Fazio e Prof. R. Ribacchi
12. FRACTURE MODES AROUND TUNNELS IN WEAK ROCKS
Prof. S. Bandis
13. APPLICATIONS OF THE CONVERGENCE-CONFINEMENT METHOD IN WEAK ROCKS
Prof. M. Panet
14. UN ESEMPIO DI MODELLAZIONE MATEMATICA IN ROCCE TENERE: LA RUPE DI ORVIETO
Prof. G. Barla, Ing. M. Borri Brunetto e Ing. L. Vai
15. LE METODOLOGIE DI SCAVO MECCANIZZATO IN SOTTERRANEO IN PRESENZA DI ROCCE TENERE
Prof. N. Innaurato
16. TUNNELLING IN SWELLING AND SQUEEZING ROCKS
Prof. K. Kovari
17. METODI DI RINFORZO E STABILIZZAZIONE DI ROCCE TENERE
Ing. A. Balossi Restelli
18. THE KARAWANKEN TUNNEL: AN EXAMPLE OF EXCAVATION IN HEAVILY-SQUEEZING SCHISTS
Dipl. Ing. Mario Glessig
19. STUDI DI MECCANICA ED INGEGNERIA DELLE ROCCE IN ALCUNE MINIERE DI SALI IN ITALIA
Prof. G. Barla e Ing. P. Jarre
20. STUDI DI BASE PER LA PROGETTAZIONE DEL TUNNEL DI WEISENBERG IN UN'ARGIL-LITE ANIDRITICA RIGONFIANTE
Dr. W. Steiner
21. TUNNELLING IN SEDIMENTARY ROCKS FOR THE HIGH-SPEED DOUBLE TRACK RAILWAY LINES IN GERMANY
Prof. H. Duddeck
22. STRESS, STRENGTH AND DEFORMABILITY ASSESSMENT FOR THE DESIGN OF LARGE STORAGE CAVERNS IN A WEAK EOCENE CHALK
Prof. G. Barla, Dr. J. Sharp e Ing. U. Rabagliati



17

TORINO
26-29 Novembre
1990

POLITECNICO DI TORINO
COREP-Conorzio per la Ricerca
e l'Educatione Permanente
Dipartimento di Ingegneria Strutturale

TERZO CICLO DI CONFERENZE
DI MECCANICA E INGEGNERIA
DELLE ROCCE

Le rocce tenere

METODI DI RINFORZO E STABILIZZAZIONE DI ROCCE TENERE

A. BALOSSI RESTELLI
Studio Ingegneria Civile, Milano

Nella relazione vengono esposte le tecnologie abitualmente adottate per trattare le rocce tenere. Gli esempi riportati si riferiscono quasi tutti a lavori eseguiti, alcuni solamente trattano situazioni oggetto di studio o in fase di progettazione. La casistica, senza avere la pretesa di essere completa, ha cercato di spaziare un po' nel campo delle fondazioni, pendii, gallerie e cavità sotterranee. Per operare la scelta della metodologia più conveniente per il rinforzo di queste formazioni complesse che stanno a "cavallo" tra i terreni e le rocce, è indispensabile eseguire un'indagine accurata. In difetto, si deve essere pronti ad operare cambiamenti in corso d'opera per adattare le tecnologie alle reali situazioni. Si è voluta inoltre sottolineare l'importanza della posa di una strumentazione di controllo che possa indicare mano mano la necessità o meno di introdurre lavorazioni integrative a quelle di base progettate: in tale modo è possibile ottenere la massima economicità degli interventi.

1. GENERALITA'

E' sempre difficile l'approccio con questi tipi di formazioni soprattutto perchè le loro caratteristiche non sono mai ben definite e generalmente in un ambito anche ristretto dell'ammasso i parametri di resistenza meccanica variano in modo notevole, spesso repentino.

I metodi di rinforzo e stabilizzazione sono molteplici: è possibile infatti ricorrere alle tecnologie adottate abitualmente per risolvere sia i problemi di consolidamento dei terreni sia quelli di rinforzo delle rocce.

La difficoltà sta proprio nella scelta dell'intervento più conveniente che conferisca il grado di sicurezza necessario e nello stesso tempo tenga anche conto dell'economicità dell'opera.

Questo non è sempre possibile a priori, perchè in fase di progettazione le indagini sono sovente scarse ed incomplete.

Qualche volta i dati a disposizione risultano addirittura "devianti" tanto che non ci si può rendere conto neppure di trovarsi nella zona di confine tra terreni e rocce.

Più avanti farò qualche cenno a situazioni del genere che hanno imposto in corso d'opera sensibili correzioni delle tecnologie specialistiche di protezione con notevole dispendio di energie e costi maggiorati.

A questo proposito desidero fare rimarcare con molta decisione il ruolo determinante che per le rocce tenere vengono ad assumere le in-

dagini preliminari.

Per tutto quanto sopra accennato queste indagini:

- devono essere condotte se possibile ancora più accuratamente rispetto alla norma ed ai casi dove gli ammassi presentano caratteristiche omogenee
- devono essere distribuite con maggiore frequenza in modo da consentire l'individuazione delle zone più o meno deboli.

E' anche importante che i campioni estratti dai sondaggi vengano esaminati con cura da persone esperte che, con l'aiuto di prove di laboratorio sia meccaniche che chimiche, possano estrapolare una classificazione corretta e geometricamente ben definita del tipo di formazione.

Solo a queste condizioni il progettista può essere in grado di operare la scelta corretta delle metodologie più convenienti.

La casistica di interventi qui di seguito da me riportati, ben lungi dall'essere completa ed esauriente, vuole tuttavia porre in evidenza come, nell'ambito di questa zona di confine tra terreni e rocce, ci si muova ancora oggi con grande incertezza e difficoltà, con trattamenti che sovente devono essere adattati all'ultimo momento.

Si sente impellente la necessità di una regolamentazione più precisa che, ad esempio, imponga delle specifiche particolari per le indagini e la determinazione di qualche nuovo

parametro da introdurre nelle valutazioni e nei calcoli.

2. TIPI DI ROCCE ED INTERVENTI DI RINFORZO

Come già accennato sopra sono moltissime le tecniche d'intervento applicabili nel caso delle rocce tenere e risulta quasi impossibile a tutt'oggi una suddivisione in categorie in funzione del tipo di formazione.

Diventano infatti prevalenti sia lo stato di consistenza raggiunto in quel determinato momento dalla roccia, sia le condizioni al contorno del problema che si sta affrontando.

Se è in atto un fenomeno di alterazione disgregante è necessario conoscere lo stato di degrado raggiunto: in alcuni casi questo stato è così spinto che i rimedi da apportare sono quelli tipici del consolidamento dei terreni incoerenti.

Se al contrario è in atto una trasformazione metamorfica è importante conoscere il grado di consistenza acquisito naturalmente dalla formazione sedimentaria e stabilirne l'omogeneità del complesso: in questi casi potranno anche essere adottate, nelle situazioni più favorevoli, tecniche che possano sfruttare al meglio la consistenza intrinseca già presente nell'ammasso.

Le situazioni intermedie sono sempre le più scabrose da risolvere perchè normalmente le zone di maggiore debolezza sono costituite da formazioni molto fini dal punto di vista granulometrico.

Le iniezioni hanno di conseguenza un potere consolidante assai scarso a causa della difficile penetrabilità.

Inoltre la coesione naturale offerta dalle parti più tenere, che interconnettono massi di maggiore consistenza, è sempre molto bassa per cui i trattamenti basati sull'armatura per mezzo di elementi meccanici non possono contare su una diffusione ampia di sforzi di reazione.

Queste brevi considerazioni portano alla conclusione che si tratta generalmente di applicazioni composite ed integrate e che, solamente attraverso uno studio dettagliato "caso per caso", si può giungere alla determinazione della metodologia più congrua e meno costosa.

In assenza, l'ingegnere è costretto ad assumere provvedimenti particolarmente cautelativi per il raggiungimento dell'obiettivo.

Riporto qui di seguito una serie di esempi applicativi suddivisi in funzione delle tre grandi categorie trattate dal M.I.R. 1990 e cioè fondazioni, pendii, gallerie e cavità sotterranee.

Per ognuna di queste, ho cercato di riportare una casistica di differenti tipi di trattamento utilizzati, mediante una breve descrizione del problema e del cantiere.

3. FONDAZIONI

3.1. CONGELAMENTO

E' stato adottato anni fa per la realizzazione della fondazione a pozzo di una pila della superstrada n. 36 in prossimità di Lecco ad Abbadia Lariana.

Il pozzo, di 10,20 m di diametro e 27 m di profondità (22 m circa sotto falda), s'incastava in una formazione calcarea estremamente debole e fratturata.

La figura n. 1 fornisce un'idea del tipo di roccia, dei giunti molto aperti e frequenti e del materiale fine limoso che le acque del lago hanno depositato all'interno di essi.

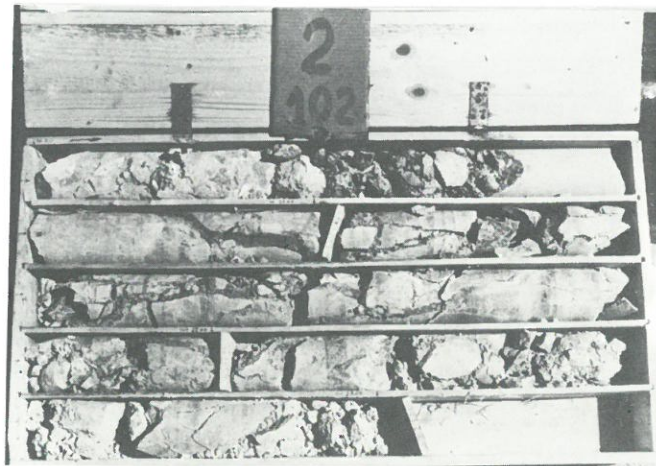


Fig. 1 - Carote di un sondaggio. Si può notare l'estremo stato di degrado della formazione rocciosa: le fessure hanno andamento caotico, sono molto ampie e riempite di materiale fino limoso.

Questa situazione di estrema debolezza e precarietà era stata provocata sia dalla pendenza del versante e dal carico del materiale di deiezione sovrastante che hanno innescato fenomeni gravitativi con conseguenti aperture di grandi fessure, sia dalle escursioni del livello del lago che hanno originato una serie di frane successive dei detriti superiori.

In queste condizioni risultava impossibile scavare il pozzo in sicurezza senza predisporre una adeguata protezione.

Siccome la massa stessa del getto della fondazione, una volta realizzata, avrebbe bene retto le spinte orizzontali di versante, è stato scelto un sistema di consolidamento ed impermeabilizzazione molto efficace, ma temporaneo: il congelamento appunto, con circolazione di salamoia ed integrazione con azoto liquido.

La figura n. 2 mostra uno schema del trattamento eseguito.

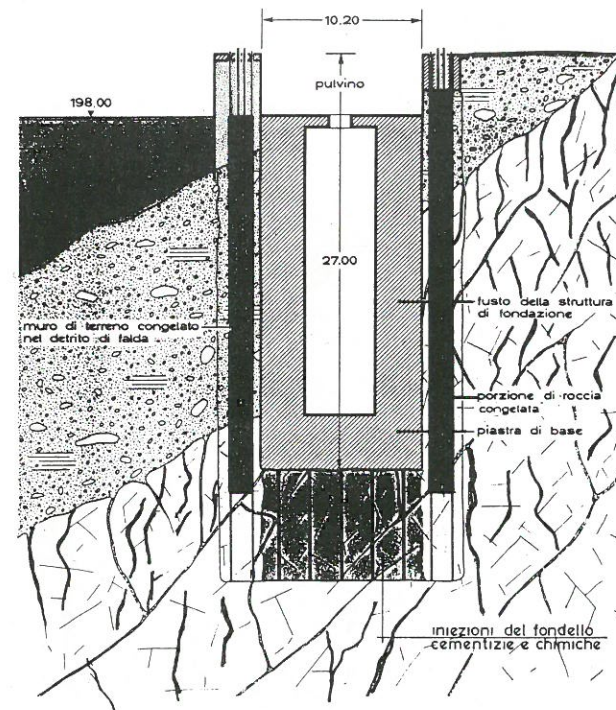


Fig. 2 - Lo scavo protetto dal congelamento lungo tutte le pareti e da iniezioni (cementizie e di resine fenoliche) sul fondo

Una possibile alternativa, costituita dall'esecuzione di una berlinese, è stata scartata perchè la sua realizzazione avrebbe comportato grosse perforazioni attraverso massi di roccia in condizioni di equilibrio assai precario.

3.2. INIEZIONI

Nel caso delle rocce tenere la metodologia delle iniezioni di consolidamento e di impermeabilizzazione deve tenere conto della particolare situazione in cui si trova la formazione.

Credo di potere affermare che assai raramente può essere applicata la normale tecnica d'iniezione in roccia e cioè quella che comporta l'esecuzione di perforazioni e la semplice iniezione di miscele tramite otturatore applicato alle pareti stesse del foro.

Infatti le rocce tenere sono sempre molto fragili e gli utensili di perforazione, qualche volta la stessa circolazione d'acqua di raffreddamento, provocano franamenti delle pareti dei fori con formazioni di varici spesso molto ampie che impediscono la tenuta dei normali otturatori (coppette di cuoio) ed anche di quelli ad espansione oleodinamica.

Per questi motivi è necessario ricorrere

alle tecnologie particolari qui di seguito descritte.

3.2.1. INIEZIONI TRAMITE TUBI CON SACCHI OTTURATORI

Si tratta di una metodologia oggi già ampiamente utilizzata.

Porto come esempio le iniezioni ora in fase di completamento alla diga del Metramo in Calabria.

Questa diga in terra di 600 m di lunghezza e 100 m di altezza all'incirca è fondata su un cappellaccio di rocce cristalline (granodioriti).

L'ammasso, a seguito di fenomeni tettonici e di raffreddamento, risulta estremamente fratturato.

Inoltre, in relazione alla facile penetrazione delle acque meteoriche in profondità, si ha la massima diffusione dei fenomeni di alterazione quali l'"arenizzazione" e la "caolinnizzazione".

L'impermeabilizzazione fino a 100 m di profondità viene ottenuta tramite una cortina di iniezioni costituita da fori distribuiti su tre linee e la portanza delle fondazioni tramite iniezioni di consolidamento più superficiali.

A seguito di molte riflessioni e prove in situ, sia per le iniezioni dello schermo d'impermeabilizzazione che per quelle di consolidamento è stata decisa l'adozione della tecnica M.P.S.P. (multiple packer sleeved pipes).

In figura n. 3 è riportato lo schema generale degli interventi ed in figura n. 4 un dettaglio del metodo d'iniezione tramite tubo con sacchi otturatori.

Le perforazioni di 105 mm di diametro vengono eseguite a rotopercolazione con circolazione d'acqua.

I tubi metallici hanno 50/44 mm di diametro ed un sacco otturatore ogni 5 m.

L'interasse dei fori dello schermo varia da 1,5 m fino a 3 m.

La miscela ternaria "stabilizzata" a base di cemento e argilla, adottata al termine delle numerose prove, ha la seguente composizione:

argilla	60 kg
bentonite	5 kg
cemento	35 kg
acqua	220 kg

La miscela chimica, iniettata nella sola fila centrale fino a 40 m di profondità, è a base di silicato di sodio con reagente inorganico a catena lunga, tale da garantire la permanenza del gel nel lungo periodo.

Il sistema M.P.S.P. deriva direttamente da quello dei tubi a valvola; tiene tuttavia conto del fatto che la miscela di guaina che normalmente avvolge i tubi impedirebbe in queste formazioni rocciose l'apertura delle valvole

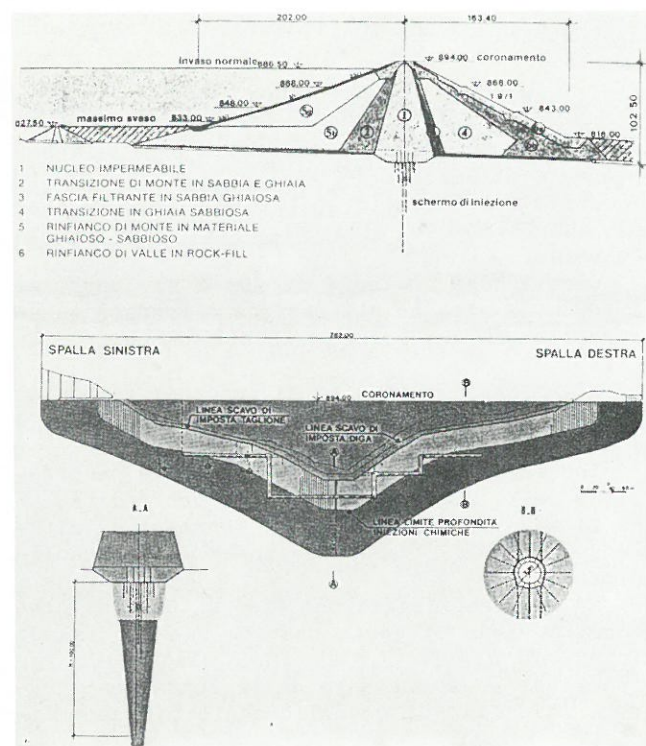


Fig. 3 - Lo schermo di impermeabilizzazione della diga eseguito col sistema M.P.S.P. Sono visibili i cunicoli ricavati per la ripresa delle iniezioni secondo raggere e per la installazione della strumentazione di controllo.

in gomma per le iniezioni.

I tubi con gli otturatori a sacco consentono:

- di iniettare le miscele in formazioni anche molto fessurate
- di riprendere le iniezioni a breve distanza di tempo nella stessa valvola, magari con miscele differenziate
- di creare una buona tenuta tramite i sacchi otturatori, che una volta iniettati si dispongono, espandendosi, secondo la forma della parete del foro.

Le iniezioni possono dunque avvenire secondo stadi successivi a differenti profondità.

E' necessario tuttavia avere l'accortezza di iniettare secondo una sequenza operativa ben definita, che tenga conto del fatto che fori troppo vicini potrebbero correre il rischio di comunicazioni di miscela con conseguente impossibilità di apertura regolare delle valvole.

In altre parole è indispensabile intervenire, in un primo tempo, con maglie di fori molto larghe (in funzione dell'apertura delle fessure) ed infittire successivamente il trattamento con nuovi fori interposti ai precedenti.

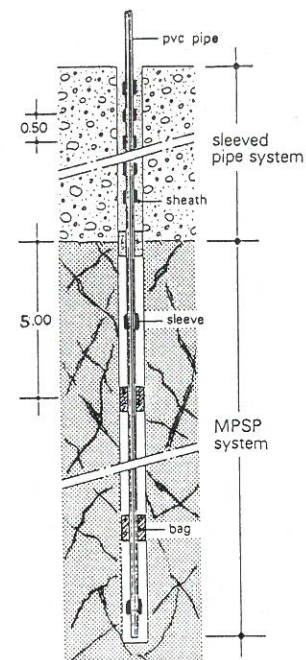


Fig. 4 - Un dettaglio della tecnologia M.P.S.P. Adattamento per le rocce tenere della tecnica dei normali tubi valvolati, pure illustrata nella parte alta.

3.2.2. INIEZIONI IN ROCCE MOLTO DEGRADATE

Esistono casi in cui il processo di disgregazione è così avanzato da rendere conveniente l'iniezione attraverso normali tubi a valvole, così come si trattasse di suoli alluvionali incoerenti.

A questo proposito ritengo possano essere prese in considerazione a titolo esemplificativo quelle formazioni complesse di graniti "semi arenizzati" (residual basement granite) che si incontrano frequentemente in Sud Africa, soprattutto nella parte Nord (Transvall).

La figura n. 5 mostra la situazione complessa della roccia in fase di trasformazione.

Apparentemente sono dei graniti, in realtà costituiscono una sequenza complessa, che dal punto di vista della composizione mineralogica si estende da blocchi di granito sano fino a granodioriti, dioriti quarzose e tonaliti.

Nelle regioni umide i graniti, per effetto degli eventi atmosferici, si decompongono in suoli "residuali" fino a sensibili profondità (anche qualche decina di metri).

Le particelle di quarzo rimangono inalterate ed assumono l'aspetto di grani sabbiosi, mentre le particelle di mica, specialmente la muscovite, rimangono solo parzialmente inalterate ad eccezione delle zone superficiali soggette più direttamente alle intemperie, dove esse vengono completamente decomposte.

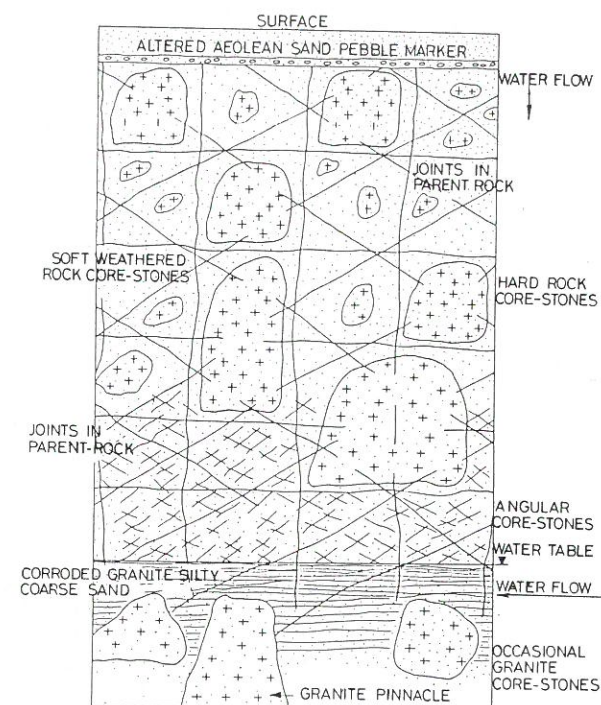


Fig. 5 - Schema di una formazione di granito a differenti livelli di alterazione per effetto di percolazioni d'acqua (weathered granite). Da J.E. Jennings, 1974

Si tratta di un fenomeno evolutivo assai complicato che origina sempre notevoli difficoltà quando questo terreno coinvolge le fondazioni di opere importanti.

La questione si complica ancor più quando i prodotti residuali hanno un alto grado di "dispersività": in questi casi i terreni appaiono abbastanza tenaci e consistenti finché non sono a contatto con acqua.

L'asportazione di ioni sodio, per l'effetto dello scorrimento di acqua, fa aumentare il coefficiente di permeabilità della roccia con conseguenze assai gravi per le opere sovrastanti, sia in termini di cedimenti, sia in termini di grado di impermeabilizzazione.

Per stabilire il grado di dispersività di una roccia alterata vengono eseguite prove fisiche e chimiche, tra le quali la più indicativa è la stima della percentuale di sodio scambiato ESP (exchangeable sodium percentage presente nelle particelle argillose della roccia).

Quando tale valore risulta superiore a 15 e l'acqua di filtrazione contiene pochi sali, la formazione viene considerata dispersiva e conseguentemente è necessario prendere dei provvedimenti adeguati.

In questa sede non è possibile scendere in ulteriori dettagli.

Si vuole solamente esporre l'esistenza di questo problema, che ad esempio si è manifestato recentemente nel corso della costruzione di una diga in terra.

La campagna di sondaggi non aveva evidenziato la reale natura dei graniti, sia perché ha dovuto essere condotta con grande rapidità, sia perché la frequenza delle masse di granito più consistente aveva fatto pensare ad una formazione di roccia molto fratturata.

Questi fatti avevano indotto i progettisti a prevedere iniezioni tradizionali a base di cemento per lo schermo di impermeabilizzazione ed anche per il consolidamento delle fondazioni dello sfioratore.

A seguito dei bassissimi assorbimenti di cemento ottenuti (circa un decimo di quanto previsto, senza superare le pressioni imposte) malgrado le reiterate passate eseguite ed i numerosissimi fori aggiuntivi praticati, si sono condotte indagini molto accurate che hanno portato ad evidenziare la presenza di graniti arenizzati, in certe zone caratterizzati da un alto grado di dispersività (ESP fino al 35%).

La figura n. 6 mostra un dettaglio della formazione di base.



Fig. 6 - Uno scavo in roccia molto alterata e con alto grado di dispersività. Dai frammenti occorsi nella parete laterale si deduce come la presenza d'acqua riduca ulteriormente le proprietà meccaniche di questo tipo di formazione

Le caratteristiche granulometriche delle parti decomposte, praticamente simili a quelle di una sabbia medio fine talvolta limosa, confermano le cause della non penetrabilità delle miscele a base di cemento e la necessità di trattare i primi 10-15 m con il sistema dei tubi a valvole attraverso i quali inviare miscele a base di cementi fini e successivamente prodotti chimici a bassa viscosità.

Al di sotto, nel granito più sano, le iniezioni condotte tradizionalmente hanno fatto conseguire un sufficiente grado d'impermeabilizzazione.

3.3. JET-GROUTING "MONODIREZIONALE"

Come si dirà anche più avanti la tecnologia del jet-grouting tradizionale non è generalmente attuabile nel caso delle rocce.

Tuttavia in alcuni casi, adottando strumenti e metodologie appropriate, può venire utilizzato con buoni risultati in rocce tenere.

Così è avvenuto per la realizzazione dello schermo di tenuta della diga di Brombach (Nurnberg) fondata su arenarie molto fessurate.

L'erosione fluviale aveva creato nel banco arenaceo una profonda incisione successivamente colmata da depositi più o meno fini; questo processo ha generato una decompressione generale delle arenarie con conseguente formazione di diffuse fessurazioni subverticali.

Dopo approfonditi studi ed un campo prove in situ, si è deciso di impiegare la tecnologia del jet-grouting monodirezionale allo scopo di intercettare in modo continuo le fessure e riempirle con miscela cementizia.

La tecnologia messa a punto prevedeva che i getti di miscela cementizia (a pressione di circa 500 bar) per il taglio monodirezionale venissero proiettati nella roccia tramite due ugelli contrapposti, con l'aggiunta di un altro ugello speciale di forma anulare attraverso il quale fare fuoriuscire dell'aria compressa (9,7 bar max) per la riduzione delle perdite di energia incontrate dal fluido cementante.

La lunghezza dei tagli in arenaria senza l'ausilio dell'aria era risultata in media pari a 65-70 cm, mentre con la tecnologia modificata, definitivamente adottata, tale lunghezza era aumentata fino a 100-140 cm (larghezza delle "lamelle" cementate).

Gli interventi con questo sistema hanno comportato

- una prima cortina di tagli monodirezionali che ha interessato l'intero corpo diga ed ha raggiunto gli strati più profondi fino ad un massimo di 36,40 m sotto la quota di coronamento della diga.

I fori, posti ad 1 m d'interasse fra loro, realizzano dei tagli orientati di +15° e -15° rispetto all'asse della diga, in modo da assicurare una buona interconnessione fra i tagli e quindi la continuità della scher-

matura

- una seconda cortina, di dimensioni più modeste, che ha interessato una fascia di terreno di 10 m circa di potenza sotto il corpo diga, per realizzare un trattamento "massivo" nelle zone più critiche ed intercettare i maggiori tubi di flusso esistenti.

I fori di questa seconda cortina erano posizionati nell'interspazio dei precedenti ed i tagli avevano un andamento parallelo all'asse diga.

I buoni risultati ottenuti sono stati evidenziati, dopo l'invaso della diga, dalla fitta rete di piezometri installati a valle del trattamento.

4. PENDII E SCAVI

4.1. "BERLINESI" TIRANTATE

Il sistema è assai noto e negli ultimi anni ha risolto numerose difficili situazioni. Basti pensare agli imbocchi di gallerie in ammassi rocciosi in equilibrio limite, ai grandi scavi per miniere a cielo aperto, alla realizzazione del muro di sostegno di 34 m di altezza eseguito a Genova a ridosso di vecchi edifici da conservare.

Non espongo nel dettaglio quest'ultimo intervento, malgrado il suo grande interesse, perchè è già molto noto ed è stato oggetto di numerose pubblicazioni.

I terreni coinvolti (calcari, arenarie fessurate ed argille sovraconsolidate) possono a mio parere rientrare nella categoria delle rocce tenere o comunque stanno molto vicini al limite delle stesse (vedere bibliografia).

Riporto invece un intervento, ancora in fase attuativa, progettato per la stabilizzazione della collina sulla quale è fondata la Chiesa di S. Pantaleo di Martis (nei pressi di Sassari) in grave stato di degrado.

Si tratta di un monumento molto interessante costruito agli inizi del 1300 e che per certe caratteristiche lo si può attribuire a maestranze di ispirazione ligure.

La Chiesa, a tre navate, ha subito rimaneggiamenti nel 1500 e nel secolo scorso; la parte inferiore del campanile e gran parte della facciata mantengono il loro aspetto iniziale.

Le figure nn. 7 e 8 mostrano l'attuale situazione della struttura che, a seguito dei movimenti degli strati rocciosi di fondazione, ha subito nei secoli dei progressivi dissesti ed è in parte crollata dopo il completo abbandono avvenuto attorno al 1900.

In epoca passata sono state eseguite numerose opere di rinforzo, come stanno a testimoniare gli imponenti "barbacani" a sostegno della zona dell'abside e della navata laterale Sud.

Le figure nn. 9 e 10 mostrano l'incisione eseguita nel pendio roccioso per l'esecuzione della berlinese ed un dettaglio del tufo po-



Fig. 7 - Vista della Chiesa fondata su uno spalto collinoso in equilibrio instabile

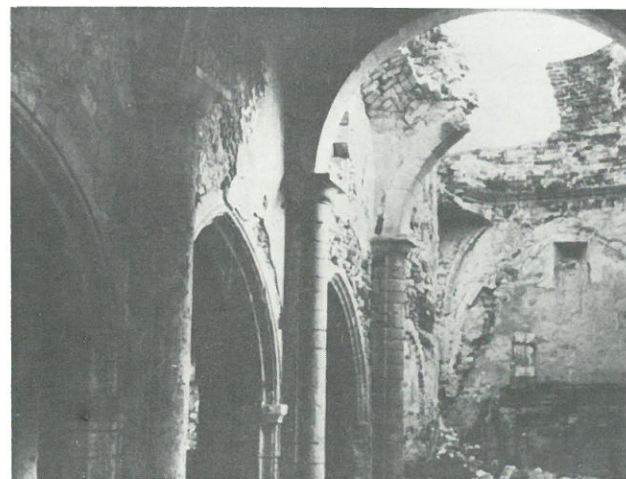


Fig. 8 - Gli effetti sulle strutture della Chiesa provocati dagli smottamenti in atto

miceo bianco.

L'altezza della collina, dalla sommità al piede, è di circa 22-25 m.

E' stata eseguita una accurata indagine geotecnica composta da sondaggi, piezometri, rilievi geomorfologici, prove di laboratorio su campioni di roccia, inclinometri, al termine della quale si è potuto sia stabilire la costituzione e le caratteristiche della formazione, sia determinare in modo preciso la linea di scorrimento del versante.

I movimenti, tutt'ora in atto, vengono continuamente controllati durante i lavori di stabilizzazione.

La stratigrafia evidenziata dall'indagine ha portato all'individuazione delle seguenti 3 formazioni principali:

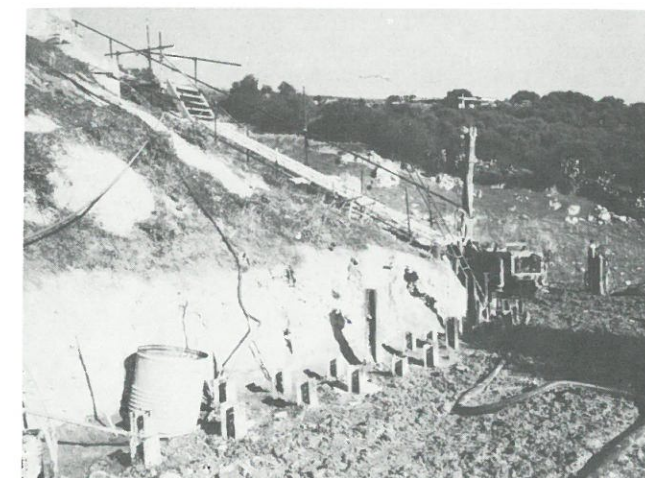


Fig. 9 - L'incisione nella collina per l'esecuzione della "berlinese". Sono visibili alcune putrelle già in opera e la sonda al lavoro



Fig. 10 - Un particolare della formazione rocciosa della collina. Tufo pomiceo bianco molto friabile

- un livello superficiale di terreni di riporto o di roccia estremamente degradata con spessore variabile da 1 a 3,50 m
- una sequenza di tufi pomiceo bianco grigiastri
- una serie sedimentaria con intercalari vulcanici che comprende argilliti, qualche straterello sabbioso ghiaioso ed arenarie.

Il livello della falda più superficiale è mutevole in funzione degli eventi meteorologici, oscilla comunque attorno alla base della collina.

All'origine dell'instabilità stanno sia la fragilità intrinseca delle rocce costituenti la collina, i cui versanti sono molto acclivi e soggetti ad erosione meteorica, sia la percolazione sregolata delle acque attraverso l'ammasso roccioso.

La figura n. 11 rappresenta lo schema complessivo delle opere di stabilizzazione ora in fase di esecuzione.

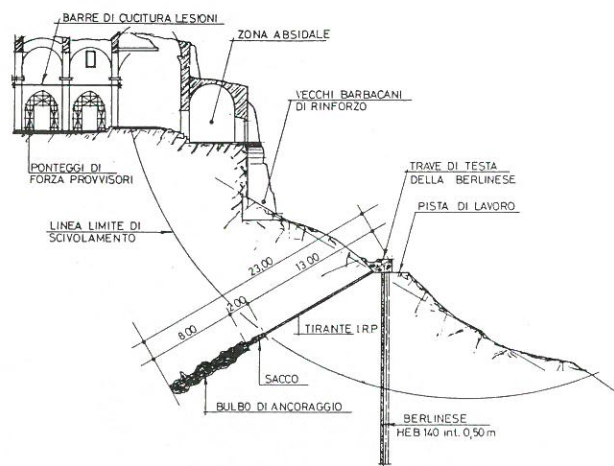


Fig. 11 - Sezione in asse Chiesa. La linea di scivolamento del versante e lo schema dell'intervento di stabilizzazione.

L'equilibrio del versante, con un fattore di sicurezza pari ad 1,3, verrà raggiunto con la posa di putrelle verticali HEB 140 di lunghezza variabile da 18 a 22 m, disposte su due file a quinconce ed interassate di 0,50 m.

Le putrelle saranno collegate in testa da una trave in c.a. sulla quale agiranno dei tiranti a 6 trefoli da 90 t e lunghezza tale da impostare il bulbo d'ancoraggio in zona sicura al di sotto della linea di scivolamento.

Una volta stabilizzato il fenomeno, verrà completato il restauro delle strutture della Chiesa, sulle quali fin'ora si è intervenuti con qualche opera di salvaguardia di prima fase nel tentativo di conservare il più possibile le strutture pericolanti.

La figura n. 12 mostra una puntellatura di "forza" a sostegno di un'arcata.

4.2. INTERVENTI DI DRENAGGIO

Per quanto concerne la stabilizzazione di pendii assume, come è noto, un ruolo determinante la regolazione delle falde; infatti una delle cause principali che sta all'origine dei franamenti anche degli ammassi rocciosi teneri è il disordine idrologico in cui generalmente

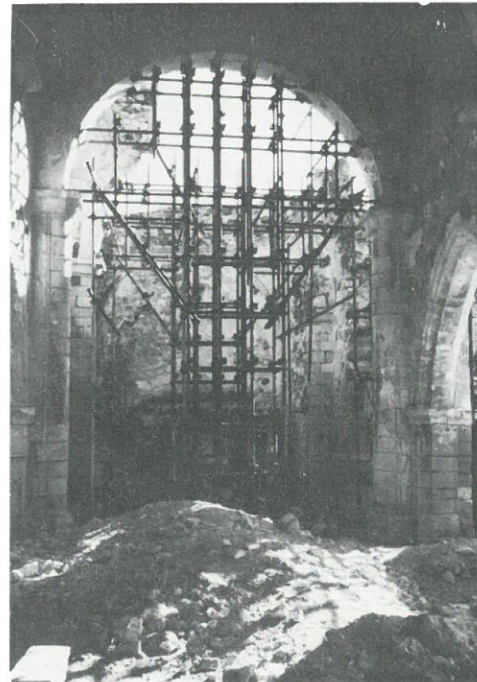


Fig. 12 - Opere provvisorie di rinforzo della Chiesa. Una puntellatura di "forza" per il sostegno di un'arcata

vengono a trovarsi i versanti, specialmente quelli interessati da processi di urbanizzazione o da opere che apportano mutamenti all'andamento naturale delle falde.

I sistemi di drenaggio sono molteplici: trincee e gallerie drenanti, pozzi di emungimento con pompe di sollevamento, semplici fori drenanti per gravità, sistemi misti trincee e pozzi drenanti collegati fra loro mediante perforazioni suborizzontali.

Porto a titolo di esempio quanto si sta eseguendo per la stabilizzazione della frana di Palombella, vicino al porto di Ancona.

La geologia dell'area in frana è caratterizzata da un basamento di argille plioceniche fortemente sovraconsolidate, sovrastato da bancate di sabbie pleistoceniche talvolta cementate di potenza variabile.

Nella zona verso mare le argille sono quasi affioranti sovrastate da pochi metri di materiale colluviale.

La potenziale franosità del versante era nota da sempre per cui l'abitato si era sviluppato in altre direzioni; la vicinanza al porto ha comunque reso necessaria la costruzione di infrastrutture tra cui, in prossimità del piede della frana, un grosso svincolo stradale di collegamento tra la statale Adriatica e la viabilità urbana e portuale (by pass di Palombella).

I primi studi geotecnici riguardanti il sito sono stati eseguiti fin dagli anni sessanta ed approfonditi a seguito della frana del di-

cembre 1982; in questa occasione l'area della superficie mobilitata è stata di 3.000.000 mq.

La frana è stata causata dalle sfavorevoli condizioni idrogeologiche del versante.

Come si può notare sulla sezione trasversale, dal bacino acquifero contenuto nelle sabbie di monte, l'acqua ha percolato attraverso le discontinuità macrostrutturali (giunti e fessure) della formazione di base riducendone la resistenza allo scorrimento globale (vedere fig. n. 13).

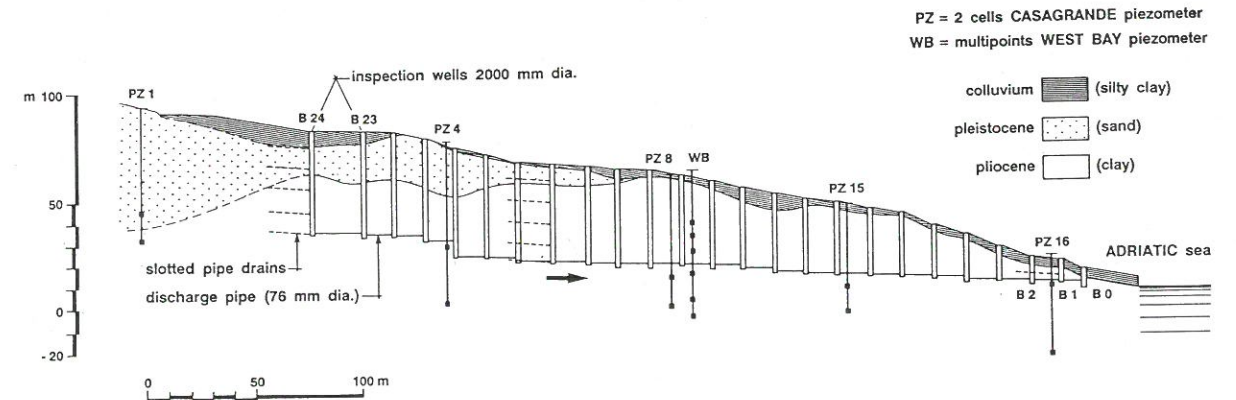


Fig. 13 - Una sezione geologica del versante instabile. Una fila di pozzi drenanti e strumentazione di controllo

Per consentire lo svolgimento in sicurezza dei lavori per l'ampliamento della superstrada è stato necessario eseguire un intervento per la stabilizzazione di una zona situata in prossimità dell'ultima frana, consistente in una regolazione del regime idraulico sotterraneo tramite pozzi drenanti.

I pozzi, del diametro di 2 metri, sono posti ad una distanza di 15-20 m l'uno dall'altro, la loro profondità è variabile ed in alcuni casi raggiunge anche i 50 m.

La figura n. 14 riporta la planimetria della frana di Palombella con la posizione dei pozzi drenanti.

I pozzi di ciascuna fila sono collegati fra di loro da tubi del diametro di 76-100 mm posti nella loro parte inferiore; questi trasportano a valle, per gravità, l'acqua drenata dai pozzi fino ad un punto di scarico posto al di sotto della superficie di potenziale scorrimento.

In figura 15 è riportata la sezione verticale di un pozzo drenante, mentre in figura 16 è illustrata la tecnica di perforazione per la messa in opera dei tubi di collegamento tra i pozzi.

I lavori, ancora in corso, saranno completati per la fine del 1991, ma già allo stato attuale, con le file B,D ed F funzionanti, sono stati misurati degli abbassamenti del livello della falda.

I pozzi sono stati scavati e collegati al punto di scarico, a partire da valle, in modo tale da aumentare progressivamente le capacità drenanti di ciascuna fila.

I problemi da risolvere sono stati molteplici, anche a causa della elevata resistenza della formazione di base sovraconsolidata, della pressione idraulica sui rivestimenti e delle operazioni di riempimento con materiale drenante.

4.3. INIEZIONI, BARRE DI ANCORAGGIO, AGGRAPPAGGIO CON RESINE

Sono tecnologie di rinforzo che si possono applicare solamente in casi molto particolari.

Ad esempio quando si tratti di stabilizzare una parete di roccia tenera soggetta a movimenti franosi o a veri e propri crolli.

E' il caso di spalti rocciosi che per ragioni di sicurezza delle zone sottostanti, oppure semplicemente per ragioni ambientali, devono essere consolidati per arrestare quel processo di erosione progressiva che col passare del tempo porterebbe inevitabilmente alla loro scomparsa.

E' stata recentemente studiata la stabilizzazione di una parete a strapiombo di Travertino in centro Italia, interessata da grandi caverne nella zona più superficiale e da fessure di dimensioni decrescenti mano mano ci si addentra nell'ammasso roccioso.

Sono state eseguite indagini preventive molto accurate e rilievi di grande precisione.

Le prove di laboratorio su provini di roccia hanno evidenziate una notevolissima variabilità nei parametri di resistenza in funzione soprattutto della percentuale dei vuoti presenti nel campione di Travertino in esame.

Il peso specifico medio della roccia è risultato pari a 1,2 t/mc, la resistenza a compressione semplice varia da un massimo di 10 MPa a valori minimi attorno ad 1 MPa, la resi-

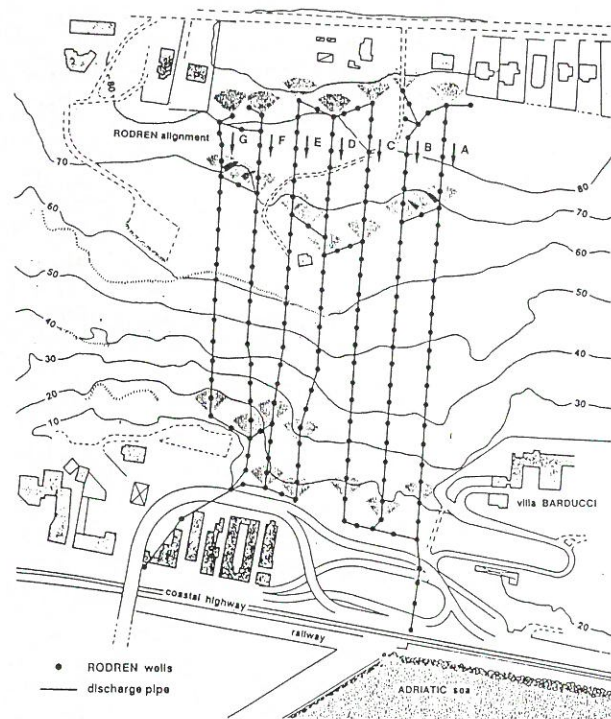


Fig. 14 - Planimetria dell'intervento di stabilizzazione della frana mediante pozzi drenanti collegati fra loro alla base.

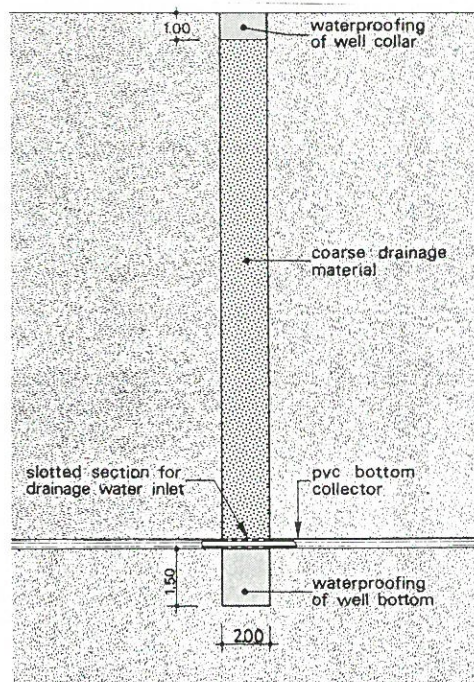


Fig. 15 - Particolare di un pozzo drenante

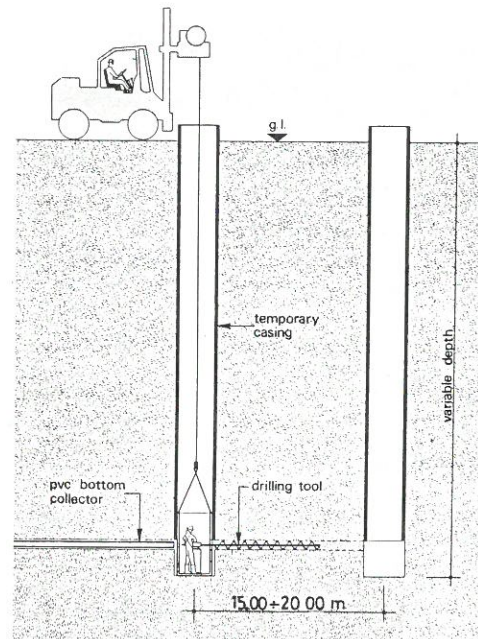


Fig. 16 - Schema della lavorazione per il collegamento dei pozzi tramite collettori alla base

stenza a taglio è di circa 1 MPa e quella a trazione di 0,3 MPa.

Il progetto di stabilizzazione ha dovuto affrontare una serie di difficili problemi originati dalla fragilità della roccia, dalla complicata morfologia, dalla sicurezza stessa degli interventi.

Come mostra la figura n. 17 sono state previste le seguenti operazioni:

- un primo intervento di stabilizzazione provvisoria di prima fase dei massi di roccia più pericolanti in parete, mediante il trattamento delle fessure con malte di resine epossidiche; una sorta di "aggrappaggio" che nel caso di massi di volume fino a 20 mc verrebbe a conferire un coefficiente di sicurezza pari ad almeno 1,3 nei confronti della situazione di equilibrio limite
- un trattamento generale del masso roccioso retrostante, per uno spessore di una trentina di metri, mediante iniezioni cementizie eseguite dall'alto.

Le iniezioni comprenderanno l'esecuzione di uno schermo protettivo lungo una linea di poco arretrata rispetto alle caverne superficiali di parete.

Qui, a causa dell'apertura e della intensità delle fessure, dovranno essere impiegati tubi con sacchi otturatori.

La schermatura, realizzata con miscele speciali a rapida presa, consentirà il regolare svolgimento delle iniezioni dell'intero masso retrostante impedendo fuoriuscite di mi-

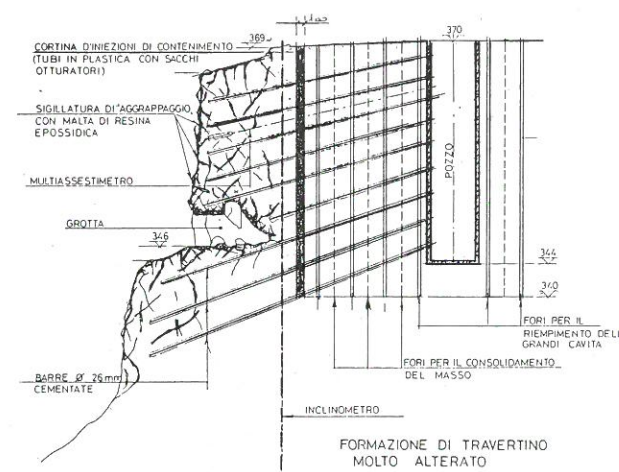


Fig. 17 - Intervento di stabilizzazione di una parete in Travertino mediante l'uso di resinature, chiodature passive ed iniezioni.

sceles e comunicazioni dirette con la parete. In questa zona la roccia appare meno fratturata per cui sarà possibile intervenire con iniezioni condotte secondo la normale tecnologia (a foro non attrezzato)

- da ultimo barre metalliche d'ancoraggio passive verranno poste in opera a partire da pozzi secondo raggere sovrapposte e rivolte verso la parete.

L'interasse delle barre sarà assai ridotto, tenuto conto della fragilità della roccia e della presenza delle numerosissime fessure. Si costituirà così una vera e propria armatura della roccia pericolante di parete che tramite le barre verrà definitivamente resa solidale con l'ammasso retrostante consolidato con le iniezioni.

Faccio rimarcare che ancoraggi attivi (per esempio tiranti a trefoli con bulbo di ancoraggio) non avrebbero possibilità di successo secondo questa disposizione a causa della fragilità della roccia e della scarsa resistenza al taglio delle zone più corticali di Travertino.

A questo punto non posso non ricordare i trattamenti di rinforzo, eseguiti molti anni or sono, della fragilissima roccia dei Templi di Abu Simbel nell'alto Egitto (vedere bibliografia).

L'arenaria della collina nella quale erano stati scavati i Templi e modellate le grandi figure delle due facciate, era così tenera che il solo contatto con acqua provocava la sua immediata disgregazione.

Per questa ragione ha dovuto essere bandito l'utilizzo di qualsiasi tipo di miscela contenente acqua.

I lavori di rinforzo, necessari per garan-

tire l'integrità dei blocchi durante il sollevamento ed il trasporto, sono stati resi possibili dall'utilizzo combinato di barre metalliche di rinforzo e malte di resine epossidiche.

Resine di tipo poliestere, più penetranti, sono state inoltre utilizzate per il consolidamento dell'arenaria nelle zone superficiali più delicate: in particolare questo rinforzo è stato eseguito in corrispondenza dei tagli da praticarsi per la suddivisione dei blocchi e per la salvaguardia di tutte le parti più spigolose.

5. GALLERIE E CAVITÀ SOTTERRANEE

5.1. INFILAGGI MECCANICI

Il sistema della protezione dello scavo di galleria in terreni cedevoli mediante l'infissione, oltre il fronte di scavo, di infilaggi (tubi) metallici o in altro materiale resistente tipo vetro-resina, è ormai impiegato con successo da molti anni.

La geometria dell'"ombrello" protettivo è generalmente tronco-conica: questo fatto comporta l'allontanamento progressivo dell'elemento di sostegno dalla linea di scavo fino ad un limite che dipende dalla capacità di autosostentamento della formazione.

La lunghezza delle tratte successive è variabile dunque in funzione delle condizioni meccaniche del terreno, ma deve anche tenere conto dell'interdipendenza tra le operazioni di infilaggio e quelle di scavo e getto, in sostanza dell'economia delle due lavorazioni combinate.

Nel cantiere della galleria stradale di Lìmina, vicino a Mammola, ad una ventina di chilometri da Reggio Calabria, si è cercato di ottimizzare il sistema.

La figura n. 18 riporta la sezione tipo del cavo e gli infilaggi di sostegno.

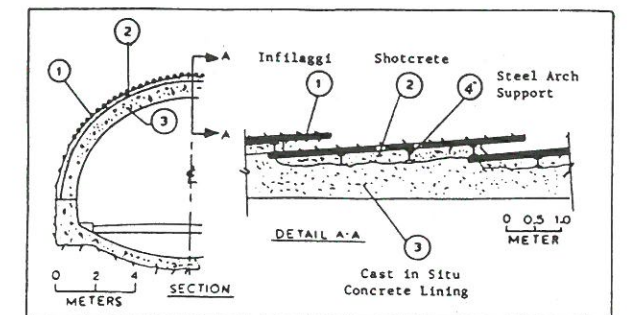


Fig. 18 - Sezione della galleria e particolare degli infilaggi di sostegno

La galleria di 3.100 m di lunghezza attraversa formazioni rocciose estremamente variabili: orneblenda-biotite diorite, irregolarment-

te frantumate e molto alterate dalle copiose acque di percolazione (che spesso hanno dovuto essere captate tramite fori drenanti di 100 mm di diametro e 12 m di lunghezza, eseguiti a partire dal fronte).

In queste condizioni assai severe e di estrema variabilità si ha avuto modo di graduare la lunghezza delle tratte di scavo in funzione della qualità della roccia.

In definitiva si è evidenziato che, contrariamente alla tendenza generale, l'utilizzo di infilaggi corti (di lunghezza 5 m) risultava il più sicuro ed il più economico.

Con un interasse di centine pari a 1,25 m, sono state scavate tratte successive di lunghezza da 1,25 m nelle condizioni di roccia peggiore fino ad un massimo di 3,75 m in condizioni di roccia di buona consistenza.

Dalla figura n. 19 si possono ricavare le varie geometrie (ampiezza dello scavo, lunghezza degli infilaggi protettivi e delle tratte di scavo) in funzione delle proprietà meccaniche della roccia.

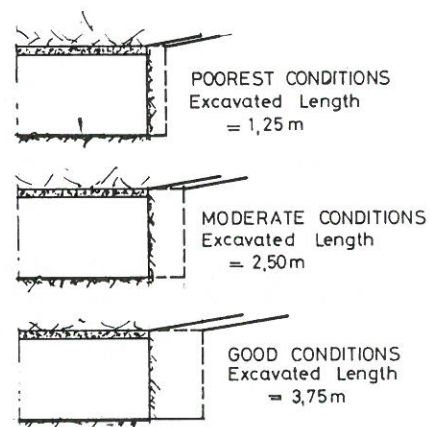


Fig. 19 - Schema esemplificativo delle lunghezze di scavo in funzione del tipo di roccia.

Ritengo che questo fatto rappresenti un certo passo avanti nell'applicazione degli infilaggi che fino ad ora tendeva a prevedere lunghezze di scavo sempre maggiori (si è arrivati fino a superare i 15 m).

A dimostrazione che tutto è migliorabile e perfettibile, su questo cantiere si è inoltre sperimentata una nuova tecnologia d'iniezione attorno ai tubi metallici da 76 mm di diametro.

Gli infilaggi, dotati di due valvole per iniezione, venivano avvolti lungo tutta la loro lunghezza da un sacco di polipropilene geotessile, capace di una espansione fino a 180 mm di diametro e sigillato alle due estremità.

Una volta posizionato ciascun elemento, veniva iniettata attraverso le valvole una miscela a base di cemento che provocava l'espansione

del sacco; la presa risultava sempre velocissima in quanto la maggior parte dell'acqua sotto la pressione dell'iniezione sfuggiva attraverso le maglie del tessuto.

Nei tratti di roccia più scadenti le valvole venivano anche utilizzate per iniettare miscele a base di silicato per consolidare una certa porzione di terreno attorno ai tubi.

In conclusione con questo sistema l'avanzamento medio del fronte di scavo è stato di 3 m per giorno e si è riusciti ad instaurare un'ottima interconnessione tra le operazioni specialistiche di infilaggio e quelle relative allo scavo.

Normalmente la fase di infilaggio (da 30 a 40 fori) durava otto ore, seguita da una fase di 16 ore per le altre operazioni di scavo, posa centine e spritz-beton con rete.

La figura n. 20 mostra la posa di un infilaggio.



Fig. 20 - Posa di un tubo di infilaggio nella galleria stradale di Limina. Si può notare il tessuto che avvolge il tubo per il suo rapido "ammarraggio" alla roccia

5.2. PREMILL

Per l'esecuzione della galleria ferroviaria a doppio binario di Targia (Siracusa) viene utilizzato con buon successo il sistema di sostegno, ormai ben noto, del pretaglio meccanico.

La galleria, di lunghezza 3.300 m, attraversa, a partire dall'imbocco lato Siracusa per 650 m circa, rocce molto tenere: dapprima calcareniti (arenarie bianche con resistenza uniaxiale di 9-10 MPa), successivamente ialoclastiti (rocce vulcaniche con resistenza di 12 MPa).

Queste ultime, di aspetto tufaceo, si sono

depositate in ambiente subacqueo e pertanto contengono una percentuale variabile di argilla.

Ambedue le formazioni hanno un grado di coesione assai basso, non sufficiente a garantire la stabilità dello scavo, anche se eseguito secondo tratte molto brevi.

E' necessario anche segnalare che una presenza d'acqua, anche di modesta entità, fa scendere notevolmente i valori di resistenza sopra riportati.

Il fronte stesso di avanzamento, se non trattato, avrebbe presentato notevoli rischi di rilasci.

Le figure nn. 21 e 22 riportano gli schemi della galleria e dei trattamenti eseguiti.

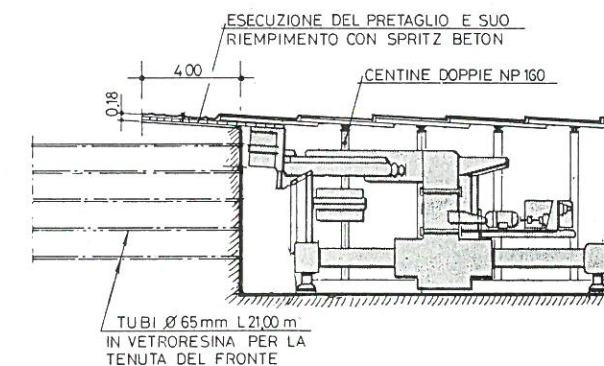


Fig. 21 - Attrezzatura per l'esecuzione del pretaglio meccanico e tubi in vetroresina per il sostegno del fronte.

Anche in questo caso, a seguito di un periodo di prova, le varie lavorazioni che coinvolgevano l'Impresa generale e l'Impresa specializzata hanno potuto essere bene coordinate, in modo tale da eliminare praticamente tempi morti.

In linea generale lo svolgimento delle successive operazioni nell'arco di una settimana, una volta ottimizzato, è stato il seguente:

- sabato e domenica: esecuzione a partire dal fronte di una trentina di fori orizzontali equipaggiati con tubi in vetro-resina per la tenuta del fronte, per una lunghezza di 21 m, in modo da coprire la produzione settimanale
- lunedì: esecuzione dell'arco rovescio e delle murette di tutta la tratta precedente. Questa operazione si è rivelata importantissima data la tendenza del cavo ad una rapida convergenza. La massima convergenza, pari a 2 cm, è stata riscontrata al piede ad una distanza di 30 m dal fronte di scavo
- da lunedì sera a venerdì sera: pretaglio, lungo tutta la calotta, piedritti e prolungato per 1 m circa al di sotto, spritz-beton

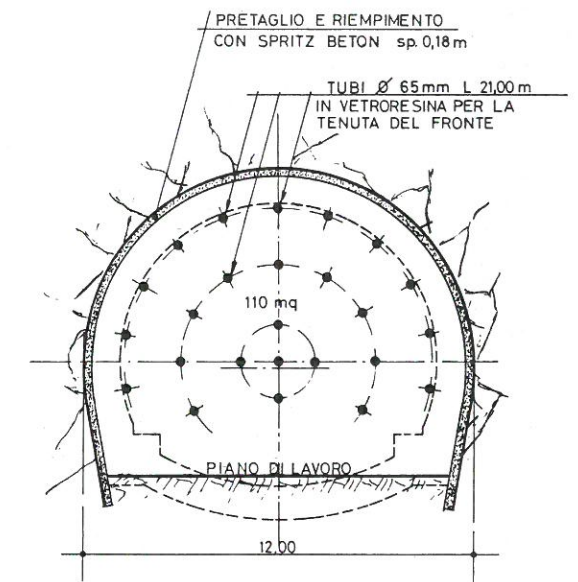


Fig. 22 - Il fronte della galleria. Si possono osservare il pretaglio a protezione dello scavo ed i tubi in vetroresina.

a serraggio del taglio stesso, scavo a tutta sezione per tratte successive di 3,50 m ognuna.

Il rivestimento definitivo a tutta sezione ha seguito l'avanzamento ad una distanza di 100-120 m all'incirca.

Procedendo in questa maniera si è raggiunta una produzione molto soddisfacente, in un clima di notevole sicurezza, malgrado l'estrema fragilità della formazione rocciosa e l'ampiezza del cavo.

Mediamente l'avanzamento è stato pari a 3,50 m/giorno di galleria finita.

5.3. BERLINESE, ANCORAGGI, INIEZIONI

La centrale elettrica in caverna di Fortuna è situata in un'area vulcanica nella Provincia di Chiriqui nella Repubblica di Panama.

La caverna, delle dimensioni in pianta di 23,7 m x 80 m ed altezza di 34,75 m, si trova ad una profondità di circa 470 m dalla superficie ed è situata in un complesso geologico di origine vulcanica in cui i tre litotipi presenti, Andesiti, Agglomerati e Tufo, giacciono secondo una disposizione caotica di difficile definizione.

L'Andesite è una roccia vulcanica di colore grigio o grigio-verde, normalmente molto resistente, ma se alterata la sua resistenza si può ridurre notevolmente in funzione del grado di alterazione.

L'Agglomerato è costituito da una roccia argillosa brecciata di colore rosso-grigiastro

generalmente mediamente resistente.

E' costituita per il 31% da una matrice cieneritica, per l'8% da limo, per il 23% da sabbia e per la restante parte da ciottoli.

Il Tufo, di colore rosso scuro con sottili venature grigie, è una roccia poco resistente e che esposta all'aria si deteriora molto rapidamente.

E' caratterizzata da una bassa permeabilità e dalla tendenza a rigonfiare.

A causa della estrema profondità della caverna, in fase di indagine, furono eseguiti solamente 3 sondaggi dai quali risultò che la roccia intorno alla zona di scavo era costituita per l'85% da Andesite, per il 15% da Agglomerato e solo per l'1% da Tufo.

La resistenza a compressione media delle due rocce presenti in preponderanza, ottenuta su campioni prelevati dai sondaggi, fu di 116,9 MPa ed il modulo di Young di $23,15 \times 10^3$ MPa.

Tenendo quindi conto delle buone caratteristiche di resistenza della roccia presente e delle considerevoli dimensioni della caverna, fu previsto un sistema per il sostegno del cavo costituito da chiodature e spritz.

Le chiodature, di lunghezza variabile da 7 m in calotta a 5 m sui muri laterali, sarebbero state disposte secondo una maglia di 1m x 1m ed infittite solamente in quelle zone più deboli, dove la presenza di tufo l'avrebbe reso necessario.

Tenuto conto della scarsità delle indagini geotecniche, fu deciso di sfruttare la prima fase di scavo, eseguita in corrispondenza della parte centrale della calotta, come cunicolo esplorativo ed eventualmente modificare il progetto in base alla situazione litologica presente.

Come previsto, la roccia scavata fu un'Andesite di buona consistenza per cui il progetto non venne al momento modificato e lo scavo della calotta proseguì.

Durante gli scavi concomitanti delle gallerie di servizio e di accesso alla caverna si notò che la presenza di tufo era superiore al previsto, tanto che le deformazioni occorse in un tratto di galleria resero necessaria l'interruzione dello scavo per permettere di eseguire dei rinforzi adeguati alla situazione.

Lo scavo della caverna venne anch'esso sospeso e si decise di eseguire una serie di sondaggi integrativi.

Risultò che la presenza di Tufo era di molto superiore a quanto previsto; inoltre la resistenza a compressione a libera espansione media valutata sui tre litotipi risultava di 56,6 MPa anziché si 116,9 MPa e di 2,45 MPa nel Tufo (vedere la geologia in figura n. 23).

Di fronte a questa evidenza, il progetto delle opere di sostegno delle pareti della caverna dovette essere completamente rivisto, mentre, per quanto riguarda la calotta, si do-

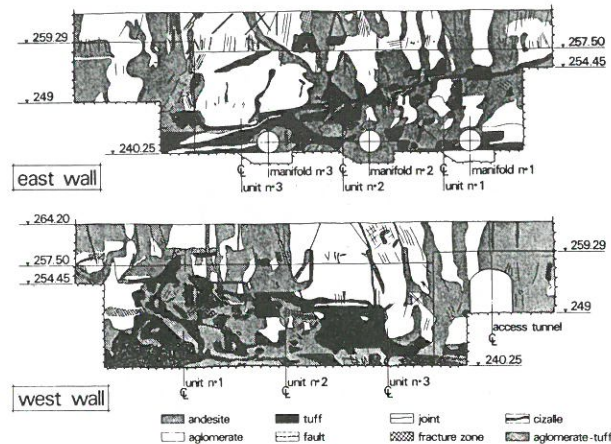


Fig. 23 - Sezioni geologiche in corrispondenza delle pareti Est ed Ovest della caverna

vettero mettere in opera ulteriori chiodature solamente in un tratto di 14 m di lunghezza, a causa delle deformazioni occorse a seguito dello scavo.

Fu inoltre previsto di incrementare il sistema di controllo delle deformazioni delle pareti che era costituito dalle seguenti apparecchiature:

- estensimetri a lunga base installati in numero di tre per ogni base di misura (lunghezza 7 m, 22 m, 40 m)
- multiassestimetri
- celle di carico per il controllo delle tensioni nei tiranti
- basi per le misure di convergenza.

Il nuovo intervento di rinforzo delle pareti (vedere figure nn. 24 e 25), costituito da una "berlinese" tirantata, prevedeva le seguenti fasi operative:

- 1) perforazione Ø 200 mm, posa di putrelle tipo HEB 120 ad un interasse di 0,5 m, cementazione del foro tramite l'inserimento di due tubi valvolati e successive iniezioni in pressione attraverso le valvole dei tubi
- 2) ribasso dello scavo di 2 m
- 3) messa in opera di una coppia di profilati UPN 260 per il contrasto delle teste dei tiranti
- 4) perforazione, posa dei tiranti, esecuzione del bulbo di ancoraggio. Tensionamento dei tiranti tipo IRP a 5 o 6 trefoli, della lunghezza di 20 m, posti ad interasse di 2 m l'uno dall'altro
- 5) messa in opera della strumentazione di controllo prevista in quella zona della parete
- 6) successivo scavo di ribasso di ulteriori 2 m, e così via.

Fu deciso di adottare questo sistema di sostegno delle pareti perchè era stata ritenuta necessaria l'installazione di pali verticali

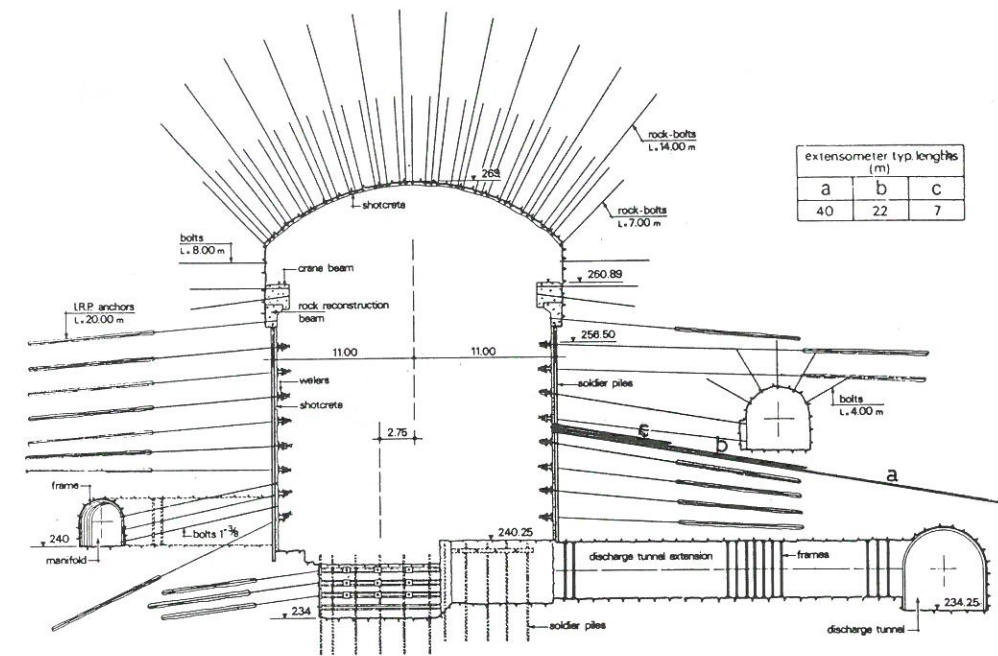


Fig. 24 - Schema della soluzione progettuale adottata per il sostegno della caverna

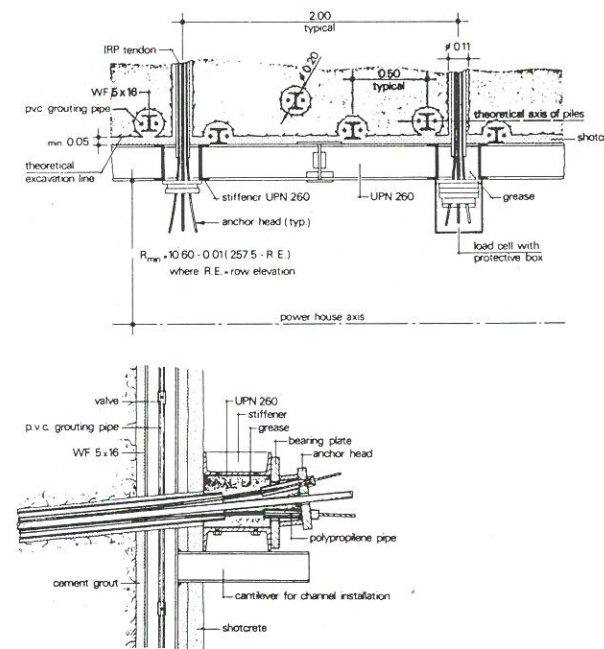


Fig. 25 - Particolari costruttivi delle berlinesi di sostegno delle pareti

li prima dello scavo così da limitare al massimo le deformazioni della roccia e favorire la redistribuzione degli sforzi nell'ammasso.

Il rilievo periodico delle deformazioni della superficie di scavo e delle tensioni nei tiranti suggerì ancora in fase di scavo (a quota 247) di incrementare la resistenza dei tiranti della zona inferiore utilizzando tiranti a 6 trefoli anziché a 5.

A scavo ultimato, le deformazioni massime misurate sulla parete Est risultavano di 50,8 mm, sulla parete Ovest di 36,8 mm e la velocità di deformazione, che era pari a $1,3 \times 10^{-2}$ mm/giorno, faceva prevedere che le deformazioni si sarebbero arrestate in circa 6 mesi (vedere figura n. 26).

La parete Est venne ulteriormente rinforzata con 61 barre Diwidag da 35 mm, di lunghezza complessiva pari a 13 m dei quali 4 di ancoraggio.

Nella parete Ovest, dove lo spostamento era stato inferiore, fu deciso di non installare ulteriori rinforzi poiché la struttura interna di cemento armato si sarebbe sviluppata lungo tutta la parete.

5.4. JET-GROUTING

Questa tecnologia non è generalmente attuabile nel caso delle rocce.

Discutibile può essere la sua applicazione quando la formazione è costituita da rocce tenere.

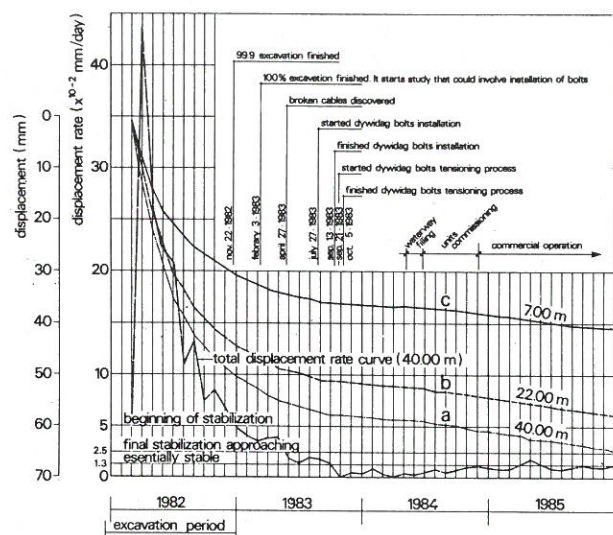


Fig. 26 - Curve di spostamento e di velocità ricavate da tre estensimetri di differente lunghezza collocati in una base di misura della parete Est

E' necessario valutare bene caso per caso e comunque risulta quasi sempre necessario inscrivere al termine delle operazioni di jet una armatura che sofferisca alle carenze dovute agli inevitabili effetti d'ombra e che costituisca una sorta di cucitura tra i blocchi di roccia di più alte caratteristiche meccaniche.

In casi molto particolari, qualora si riesca con prelavaggi con aria ed acqua in pressione ad asportare una parte delle scaglie più fini (jet-grouting tipo "Kajima"), è possibile ottenere dei buoni risultati.

5.5. ARCHI DI SOSTEGNO MEDIANTE INIEZIONI DI "CLAQUAGE" ARMATE

Si tratta di una tecnologia già abbastanza diffusa nei terreni teneri e fini, che per ragioni granulometriche non sono consolidabili con iniezioni normali.

L'arco di terreno resistente tutt'attorno al cavo della galleria viene realizzato con l'inserimento a forza di miscela a base di cemento (raddensamento e precompressione della formazione rocciosa tenera) utilizzando tubi metallici disposti a raggera e dotati di bulbo all'estremità più lontana e di controbulbo immediatamente a ridosso dello scavo.

Per meglio chiarire questo metodo riporto qui di seguito lo schema tipo che è stato applicato varie volte per il ripristino o l'ampliamento (vedere fig. n. 27) di gallerie in rocce molto degradate.

Spesse volte in queste formazioni sono in atto fenomeni di alterazione molto importanti che solo sondaggi condotti con molta cura possono evidenziare.

Ad esempio recentemente, nel corso di uno studio di un problema relativo all'ampliamento di una galleria stradale nell'alto Novarese, ho avuto modo di esaminare delle carote di uno gneiss in fase di alterazione, che alla vista apparivano sane e con buon grado di omogeneità, ma che esposte all'aria ed all'umidità atmosferica si disfacevano completamente.

Ragione per la quale il vecchio rivestimento della galleria non aveva retto alle spinte ed una decina di anni fa aveva dovuto essere sostenuto da un anello in c.a. di ingombro tale da imporre il senso unico di marcia.

In queste condizioni assai complesse la sicurezza del lavoro di ampliamento imporrebbe l'applicazione del metodo sopra esposto, oppure quello degli infilaggi tipo "parapioggia".

5.6. DRENAGGI

Sono spesso determinanti per l'equilibrio dei cavi sotterranei, sia nel corso dei lavori di realizzazione di nuove opere, sia nel lungo termine per la buona conservazione delle strutture di rivestimento.

In alcuni casi i drenaggi possono rivestire addirittura un ruolo risolutivo di problemi molto complicati.

Cito ad esempio il problema della galleria idraulica Agri Sauro che, dopo notevoli difficoltà, è ora in fase di ultimazione.

La galleria di 4 m di diametro e 6615 m di lunghezza viene eseguita con uno scudo meccanico e la posa immediata, nella parte retrostante dello scudo stesso, di anelli prefabbricati in c.a.

Dopo avere attraversato senza grossi problemi una formazione di argillite di buona consistenza per 2.650 m all'incirca, lo scudo ha incontrato formazioni alterne di limi consolidati con intercalazioni marnose e straterelli di sabbie sempre più carichi d'acqua.

All'improvviso, a causa delle spinte eccessive, alcuni settori del rivestimento si sono rilasciati e la galleria è stata invasa per circa 350 m da grande quantità di acqua e di terreno allo stato semifluido, con la formazione di un fornello di notevoli dimensioni.

Il carico idraulico in condizioni statiche è risultato pari a circa 70 m.

Lo scudo, sommerso completamente, ha potuto essere raggiunto con l'impiego di trattamenti lunghi e molto difficili di iniezioni e di congelamento con azoto liquido.

In tali condizioni di terreno molto perturbato, questa è risultata l'unica soluzione possibile.

Il riutilizzo dello scudo e la ripresa dello scavo nella stessa posizione avrebbe tuttavia richiesto degli esborsi finanziari di notevole entità, per cui si è optato per una deviazione laterale della galleria a partire dalla progressiva 2.412, in modo che la zona critica venisse incontrata dal by pass ad una

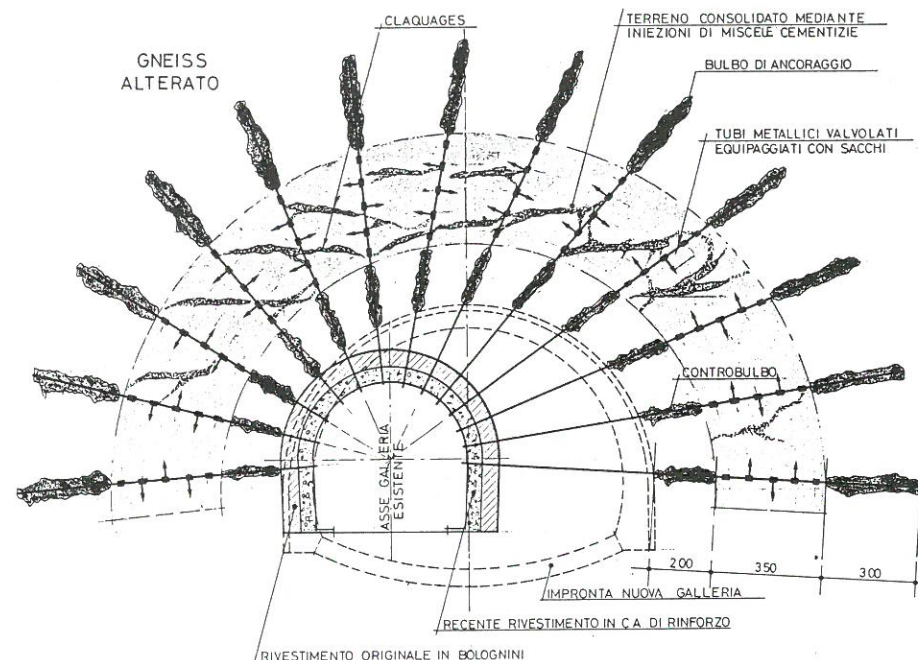


Fig. 27 - Protezione del cavo mediante iniezioni di "claquage" armate. I sacchi otturatori delimitano l'arco da inniettare e precomprimere

distanza di 100 m all'incirca e fosse possibile affrontare la situazione avendo sul fronte un terreno non perturbato.

Lo scavo è proseguito con grande cautela, facendo sempre precedere l'esecuzione di un foro d'ispezione di 63 m di lunghezza impostato in chiave galleria a partire da 8 m dietro lo scudo con inclinazione di 7° verso l'alto.

Quando si è giunti ad una certa distanza dalla formazione debole e carica di acqua, lo scavo, per tratte successive di 35 m di lunghezza, è stato protetto da un sistema preventivo drenante (ombrello conico di dreni).

La fig. n. 28 mostra lo schema tipico adottato.

I drenaggi sono costituiti da tubi finestrati protetti da uno speciale tessuto per consentire la formazione del "filtro rovescio" e quindi garantire un lungo periodo di attività del dreno.

Le perforazioni sono tutte state eseguite con "preventer".

Il numero di dreni è variato molto in funzione del tipo di terreno incontrato.

Nei tratti peggiori hanno dovuto essere messi in opera 16 drenaggi disposti tutt'at-

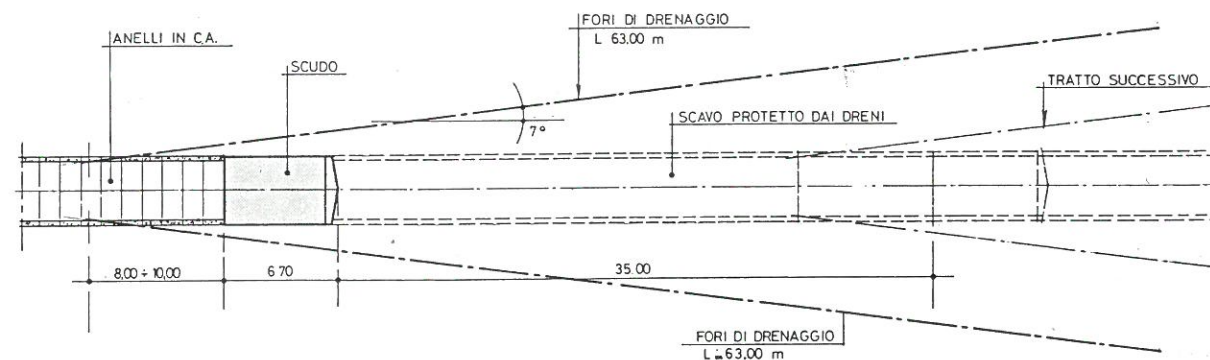


Fig. 28 - Lo schema dei tubi drenanti predisposti ad "ombrello" prima dell'avanzamento dello scudo per una tratta di 35 m di lunghezza

torno alla galleria; in altri tratti sono stati sufficienti 6 dreni, 3 per ciascun lato.

Si è arrivati alla distribuzione ottimale dopo le prime sperimentazioni dell'interazione fra i dreni stessi.

Lo scopo era naturalmente quello di abbattere il carico idraulico nell'intorno dello scavo.

In molte tratte la pressione di 6 atmosfere, misurata dopo l'esecuzione del primo drenno, scendeva fino ad un valore minimo attorno alle 0,8 atmosfere, una volta completato l'ultimo drenaggio della corona.

Per quanto concerne l'efficienza dell'effetto drenante e di conseguenza la stabilità dello scavo, è stata notata l'importanza che la situazione iniziale di torbidità si esaurisse in breve tempo; in altre parole che l'acqua drenata divenisse rapidamente limpida.

La persistenza di trasporto solido è sempre stata indice di rischio grave per l'avanzamento.

In quattro casi di questo tipo per ottenere un buon grado di sicurezza si è dovuto ricorrere all'esecuzione preventiva di iniezioni di "claquage" (miscela cemento e bentonite) tramite l'esecuzione di un ombrello di 24 tubi a valvole anch'essi lunghi 63 m ed inclinati di 8°.

Le tratte drenate sono state fino ad oggi 35 e la portata totale drenata raggiunge allo stato attuale delle cose i 35 l/sec.

Al completamento della galleria mancano ancora 1.000 m all'incirca.

6. CONCLUSIONI

La rassegna di interventi sopra riferiti non ha certamente la pretesa di avere toccato in modo completo la casistica riguardante gli interventi possibili per il rinforzo delle rocce tenere.

L'esposizione ha voluto solamente mettere in luce i seguenti aspetti:

a) l'importanza determinante di accurate e diffuse indagini preliminari.

Anche le prove di laboratorio (meccaniche e chimiche) sui campioni estratti devono potere fornire al progettista una visione precisa delle caratteristiche effettive dell'ammasso roccioso

b) per queste formazioni che stanno "a cavallo" fra le rocce ed i terreni, si avverte la necessità di formulare delle specifiche particolari che indirizzino in modo più mirato la campagna di ispezione geotecnica preliminare

c) anche la scelta dei parametri principali da introdurre nei calcoli non è semplice ed andrebbe meglio orientata.

Naturalmente il fare prevalere i parametri caratteristici della meccanica dei terreni, piuttosto che quelli delle rocce, deve essere valutato caso per caso.

Nelle formazioni miste e complesse la sensibilità del progettista deve essere coadiuvata dalla conoscenza precisa della geologia, affinché possa essere effettuata la scelta o l'integrazione fra loro di questi parametri, distribuendoli opportunamente in modo tale da operare sempre con le tecniche più idonee e più economiche.

A questo proposito mi viene in mente la situazione che proprio quest'anno si è dovuta affrontare per l'esecuzione di un sottopasso della via Appia, in corrispondenza dell'ingresso dell'aeroporto di Ciampino a Roma.

Lo schizzo di figura n. 29 mostra il problema nel suo complesso.

I sondaggi, eseguiti in modo sporadico e veloce per mancanza di tempo (essendo il lavoro urgentissimo in relazione ai mondiali di calcio), non avevano evidenziato lo strato di lava tenace.

Il progetto allora, trattandosi di tufi teneri, si era orientato verso l'esecuzione di una paratia di pali accostati di diametro 0

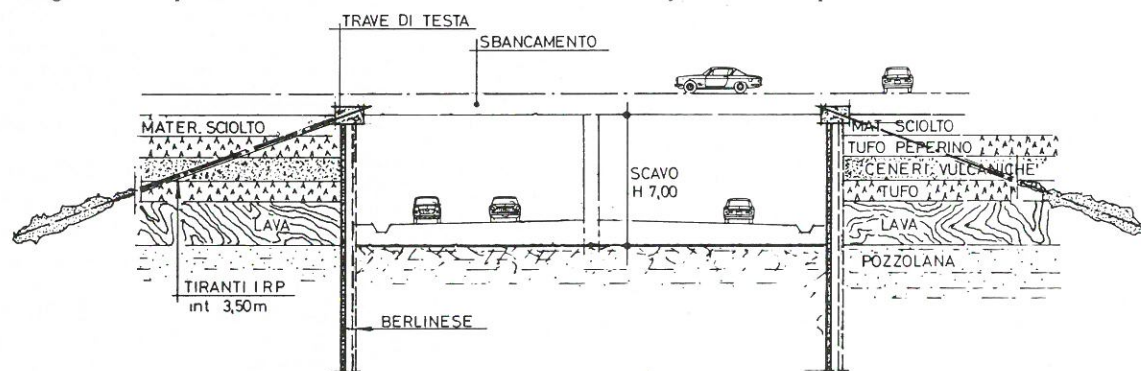


Fig. 29 - Sezione trasversale dello scavo nella zona sottopasso. La formazione di lava molto tenace ha imposto una variazione di tecnologia per il sostegno della trincea

1000, tirantati in testa.

Una volta iniziate le operazioni di perforazione la formazione lavica creava subito grossissimi problemi e rallentamenti di produzione incompatibili con i tempi a disposizione.

Chiarita la situazione, l'ostacolo ha potuto essere superato bene con l'introduzione parziale di putrelle metalliche (tipo berlinese) che comportavano perforazioni di piccolo diametro.

I parametri di calcolo sono tutti stati rivisti ed applicati in modo differenziato per le bancate di tufi e per le lave.

Il sottopasso è stato così ultimato in sicurezza entro i termini stabiliti.

d) quest'ultimo esempio (un po' particolare perché tratta di un sistema composito di bancate molto tenaci inserite in formazioni tenere), oltre ad altri più sopra riportati, evidenzia come molto frequentemente, data la difficoltà di previsioni sicure, si sia costretti ad intervenire con variazioni di intervento o di tecnologia in corso d'opera

e) in alcuni casi eventuali integrazioni (vedi la centrale in caverna di Fortuna-Panama) possono essere già previste in sede progettuale.

Esse verranno applicate solo nelle zone più delicate in funzione dei movimenti della roccia registrati dalla strumentazione appositamente posta in opera, oppure a seguito delle effettive necessità derivanti da condizioni geologiche puntuali.

L'accurato controllo degli effetti della "turbativa" apportata dagli scavi negli ammassi rocciosi è sempre raccomandabile perché consente di limitare gli interventi allo stretto indispensabile per garantire la sicurezza.

RINGRAZIAMENTI

Durante la stesura di questa memoria ho contattato numerose Persone ed Enti che gentilmente mi hanno fornito informazioni varie e dettagli sugli interventi da me non direttamente seguiti.

Devo segnalare in particolare l'Impresa Rodio, ma anche la Soprintendenza ai Monumenti di Sassari e Nuoro, la SEPI S.p.A. e le Imprese Collini, Consonda, Del Favero, Oberosler.

A tutti il mio grazie sincero.

BIBLIOGRAFIA

BALOSI RESTELLI A. (1969)
Salvataggio dei tempi di Abu Simbel - Estratto da "L'Ingegnere" n. 10/11/12

BALOSI RESTELLI A. (1973)
La tecnica del congelamento dei terreni per risolvere un delicato problema geotecnico sulla S.S. 36 - Estratto da "L'Industria delle Costruzioni" n. Nov.Dic.

BALOSI RESTELLI A. (1986)
Stabilizzazione della roccia d'imposta e della parete sovrastante S. Caterina del Sasso - XVI Convegno Nazionale di Geotecnica - Bologna

BARLA G., MASCARDI C. (1975)
High anchored wall in Genoa - Inst. of Civil Eng., London - pag. 123-128 paper 16

BIANCO B., BRUCE D.A. (1991)
Large landslide stabilization by deep drainage wells - Int. Conf. on Slope Stability Eng. 15-19 April 1991 - Shanklin Isle of Wight (UK)

BRINK A.B.A. (1979)
Engineering Geology of Southern Africa - Vol. I - Building Publications - Pretoria

BRUCE D.A., GALLAVRESI F. (1988)
The MPSP system: a new method of grouting difficult rock formations - ASCE Conf., Nashville, TN

BRUCE D.A., GALLAVRESI F. (1988)
Special tunnelling methods for settlement control: infilaggi and premilling - II Int. Conf. on case histories in Geot. Eng. - Vol. II 1121-1126 - St. Louis

CONSORZIO DI BONIFICA DELLA PIANA DI ROSARNO - REGGIO CALABRIA (1990)
Diga sul fiume Metramo - Pubblicazione redatta con l'apporto di tutte le parti interessate alla realizzazione dell'opera

DEERE D., ISAZA E., FERRO E., GIUSSANI L. (1986)
Monitoring of the powerhouse Cavern for Fortuna Hydroproject - Int. Symp. on "Large Rock Cavern" - Helsinki

ELGES H.F.W.K. (1985)
Dispersive soils. Problem soils in South Africa - State of art - The Civil Engineer in South Africa

GEOTECNA PROGETTI S.p.A. (1985)
Il Consorzio di bonifica della Piana di Rosarno - Stampato da Arti Grafiche Papa, Garbagnate (MI)

LUNARDI P., FOCARACCI A., VOLPE A. (1991)
Studi ed esperienze sul pretaglio meccanico
per lo scavo di gallerie in terreni difficili
 Soil and Rock improvement in underground works
 - Milano

PERDOMO D., LEE R., MARCHINI S., DE PAOLI B.
 (1986)
Underground powerhouse of the Fortuna hydro-
electric project - Panama - Design and con-
struction methods - Int. Symp. on "Large Rock
Caverns" - Helsinki

ABSTRACT

This report refers on the usual technologies adopted to improve the mechanical characteristics of weak rocks.

Most examples exposed concern stabilization treatments already executed, while only few of them show situations still under study or planning.

This case history, far from being exhaustive, deals with foundations, slopes, tunnelling and underground wide openings.

An accurate investigation is absolutely necessary to choose the most suitable technology for the strengthening of these complex formations. If the preliminary geotechnical data are not sufficient, it is often necessary to adjust the design to the real conditions of the rock: either by changing the operating technology or by envisaging additional works.

A reliable control apparatus can regulate, during the work itself, the additional reinforcing treatments according to the behaviour of the displacements of the rock.

The control device allows the performance by successive steps and consequently the maximum saving of money.

In the report we examine the different technologies by means of examples of problems faced in different sites.

They are divided in the three great categories of M.I.R. 1990: foundations, slopes and underground openings (including tunnel).

A) Foundations

For the foundation works the following technologies are described:

- freezing: excavation of a deep well for the foundation of a pier of a highway bridge. Temporary consolidation of a weak rocky slope under water table (Abbadia Lariana - Northern Italy)
- grouting with M.P.S.P. (multiple packer sleeved pipes) system for the execution of the grout curtain of Metramo dam (Southern Italy)
- grouting with sleeved pipes in highly weathered granite
- jet-grouting ("unidirectional" cuttings) for the execution of the waterproofing curtain of Brombach dam (Germany).

B) Slopes

For the slope stabilization works the following technologies are described:

- anchored wall ("berlinese" type) for the stabilization of the weak rock (tuff) on which is founded the S. Pantaleo di Martis Church (Sardinia)
- drainage for the Palombella landslide treatment near Ancona (Italy)
- grouting, anchors and resin mortar for the consolidation of a vertical rocky wall (highly weathered travertine) (central Italy)
- resin treatment and anchors used for the strengthening of the very weak sandstone of Abu Simbel Temples (Egypt).

C) Tunnels and underground openings

For the consolidation works the following technologies are described:

- spiling with steel pipes to support the crown of Limina tunnel (southern Italy) in a highly weathered rock
- "premill" to protect the excavation of Targia tunnel (Sicily) in weak sandstone and fissured ioloclastiti formations
- anchored wall ("berlinese" type) for the stabilization of volcanic rock (tuff and fractured andesite) during the excavation of the Fortuna powerhouse cavern (Panama)
- drainage pipes installed to protect the advancement of a shield in weak formations under water head of 7 bar. Agri Sauro tunnel (southern Italy).

In the "conclusions", we point out again the great importance of the following points:

- the preliminary investigation has to be performed with special care
- the installation of an instrumentation network for monitoring the behaviour of the rock is recommended in order to evaluate the need of additional stabilization works.