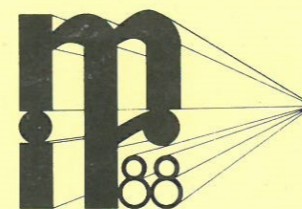


INDICE DELLE MEMORIE

1. PROCESSI D'INSTABILITÀ NATURALE: TIPOLOGIE, DISTRIBUZIONE, FREQUENZA E PERICOLOSITÀ
Prof. G. Govi
2. METODOLOGIE CONSOLIDATE E NUOVE ESPERIENZE NEI RILIEVI GEOLOGICO-TECNICI PER LO STUDIO DELLA FRANOSITÀ
Prof. G. Bottino e Prof. M. Civita
3. CARATTERISTICHE DESCRITTIVE, QUALITATIVE E QUANTITATIVE DEGLI AMMASSI ROCCIOSI, CON PARTICOLARE RIGUARDO ALLE DISCONTINUITÀ NATURALI
Dott. L. Broili
4. PROVE DI RESISTENZA AL TAGLIO DI GIUNTI E DISCONTINUITÀ NATURALI
Dott. F. Forlati e Ing. A. Zaninetti
5. LA STRUMENTAZIONE PER IL CONTROLLO E L'OSSERVAZIONE DEI MOVIMENTI DI VERSANTE
Ing. P. Devin, Ing. A. Frassoni, Ing. P.P. Rossi
6. IL MONITORAGGIO "ON LINE" DELLE FRATTURE E DEI FRANAMENTI DI CIGLIO DELLA FRANA DELLA VAL POLA
Prof. E. Carabelli, Ing. M. Migani, Ing. F. Moia
7. ANALISI PRELIMINARE DELLE REGISTRAZIONI DELLA CADUTA DELLA FRANA DELLA VAL POLA OTTENUTE DA ALCUNE STAZIONI SISMICHE ITALIANE E STRANIERE
Ing. B. De Simoni, Ing. M. Migani, Ing. F. Moia
8. MODELLI DI COMPORTAMENTO E METODI DI ANALISI. SCELTA DEI PARAMETRI
Ing. A. Lembo Fazio e Prof. R. Ribacchi
9. TIPI DI ANALISI DI STABILITÀ: EQUILIBRIO LIMITE E TEORIA DEI BLOCCHI
Ing. M. Cravero e Prof. G.P. Giani
10. TIPI DI ANALISI DI DEFORMAZIONE
Ing. M. Borsetto
11. ROCK FALLS ANALYSIS: DESIGN CRITERIA OF PROTECTION METHODS
Dr. L. Richards
12. ANALISI DI TIPO PROBABILISTICO
Ing. C. Scavia, Prof. G. Barla, Ing. L. Vai
13. PROGETTAZIONE GEOTECNICA DEGLI INTERVENTI
Prof. G. Barla e Ing. P. Jarre
14. INTERVENTI DI STABILIZZAZIONE E CONSOLIDAMENTO DI PARETI ROCCIOSE
Ing. A. Balossi Restelli
15. THE ROLE OF ROCK CHARACTERIZATION IN SLOPE STABILITY ANALYSIS
Dr. J. Hudson
16. PERFORMANCE MONITORING OF LARGE SLOPES IN COMPLEX ROCK MASSES
Dr. J. Sharp
17. SOME ASPECTS OF ROCK JOINT BEHAVIOR UNDER DYNAMIC CONDITIONS
Dr. N. Barton
18. DYNAMIC INSTABILITY OF ROCK SLOPES: ANALYSIS AND INPUT DATA IN ENGINEERING PRACTICE
Prof. S. Bandis
19. DYNAMIC ANALYSIS OF SURFACE ROCK STRUCTURES
Dr. B. Brady e Dr. J. Lemos



14

TORINO
28 Novembre-
1 Dicembre
1988

POLITECNICO DI TORINO

COREP-Conorzio per la Ricerca
e l'Educatione Permanente

Dipartimento di Ingegneria Strutturale

SECONDO CICLO DI CONFERENZE DI MECCANICA E INGEGNERIA DELLE ROCCE

Pendii naturali e fronti di scavo

INTERVENTI DI STABILIZZAZIONE E CONSOLIDAMENTO DI PARETI ROCCIOSE

ACHILLE BALOSSI RESTELLI

Studio Ingegneria Civile, Milano

Nella relazione viene esposto il trattamento di consolidamento del pendio roccioso che circonda un tratto della galleria metropolitana di Genova, dove questa sottopassa un edificio in via Venezia. Vengono descritte le indagini preliminari, le scelte progettuali, le sperimentazioni in situ per la messa a punto del sistema di tirantature, lo svolgimento del lavoro ed infine le risposte nel corso degli scavi del complesso apparato di controllo installato.

Il sistema combinato di tiranti (resi "attivi" con iniezioni in pressione) e di infilaggi a parapiegia ha consentito di costruire una galleria, posta in aderenza alle fondazioni di un edificio, in sicurezza con cedimenti molto contenuti.

Accento particolare viene posto sull'evoluzione dello stato deformativo evidenziato dalle misure effettuate.

1. GENERALITA'

In un primo momento avevo pensato di trattare l'argomento in modo ampio e di riferire in questa sede su alcuni interventi di stabilizzazione di pareti rocciose scelti in modo tale da toccare un poco tutte le metodologie impiegate in questo settore particolare. Quali ad esempio:

chiodature, tirantature attive e passive, iniezioni con miscela a base di cemento e di resina, drenaggi, sigillatura con malta di resina epossidica, placcature in c.a. tirantate, reti metalliche e spritz-beton, ecc.

Pensavo in definitiva di tentare di fare un po' il punto sullo stato dell'arte.

All'inizio del lavoro mi sono però reso conto che questa mia prima intenzione era decisamente velleitaria e che mai sarei stato in grado di esporre esaurientemente e con la dovuta competenza una così vasta gamma di interventi specialistici.

Ho pensato quindi di ripiegare sulla trattazione di un intervento che ritengo singolare nel suo genere e portare alla conoscenza degli addetti ai lavori un'esperienza abbastanza "sofferta" e complessa, recentissima, che credo possa interessare.

Si tratta delle opere di stabilizzazione e consolidamento di un versante roccioso a frana appoggio, eseguite per consentire lo scavo di una galleria metropolitana molto superficiale.

Il tratto di galleria in esame, che costituisce il VI lotto dei lavori del passante di trasporto metropolitano di Genova (da prog. 2879,82 a progr. 2955,82), è ubicato nella zona del porto dove, a partire da Piazza Dinegro, risale via Venezia sottopassando per una buona parte del tracciato un edificio in muratura costituito da piano terra e da 4 piani in elevazione, le cui fondazioni interessano in alcuni punti direttamente la sezione di scavo (vedere fig. 1).

Il terreno interessato dall'opera è costituito nella sua parte più superficiale da terra argillosa frammista a elementi litoidi al di sotto della quale è presente una formazione di calcari (marnosi) con piani di giacitura inclinati dai 40° ai 70° circa sull'orizzontale, come evidenziato in fig. 2, che si immergono in direzione della sezione di scavo.

Con lo scavo della galleria si veniva a creare una situazione di notevole instabilità di tutti gli strati rocciosi a monte del taglio del cavo da costituire, complicata ulteriormente dalla presenza dell'edificio.

Per consentire l'esecuzione dello scavo in sicurezza e prevenire qualsiasi danno all'edificio, era necessario impedire che la roccia di fondazione potesse scivolare lungo i suoi piani di giacitura per effetto sia del proprio peso che del carico trasmesso dalle fondazioni dell'edificio stesso.

Inoltre, dove le fondazioni raggiungevano la

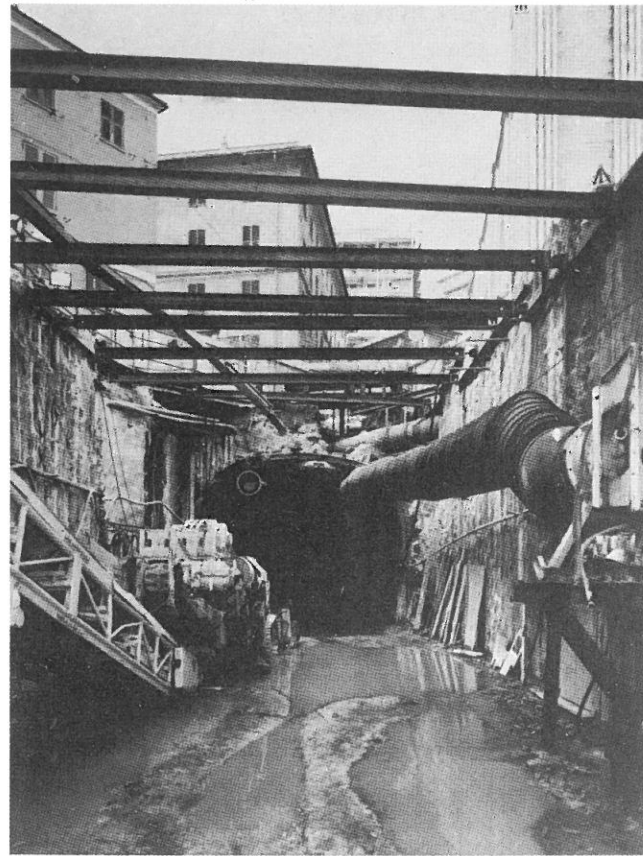


Fig. n. 1 - Vista dell'imbocco della galleria metropolitana. Sullo sfondo l'edificio di via Venezia sottopassato dallo scavo.

sezione di scavo, era necessario prevedere un sistema di protezione del cavo in grado di sostenere sia le fondazioni stesse che il terreno circostante.

Un ulteriore problema era costituito dalla presenza del fossato S. Lazzaro, una vecchia opera idraulica in parte rivestita in muratura che corre per quasi tutto il lotto parallelamente alla galleria metropolitana ad una distanza che in alcuni punti è di circa 1,5 m.

Nella scelta delle tecnologie adottate per il consolidamento e per lo scavo, si è inoltre dovuto tenere conto sia del fatto che non era possibile interrompere la viabilità stradale di via Venezia per effettuare i lavori, sia che lo scavo doveva essere eseguito in un tempo massimo di tre mesi, periodo nel quale l'edificio sarebbe stato evacuato per prudenza.

Nelle pagine seguenti viene dapprima descritta la campagna di indagini eseguita per caratterizzare il terreno interessato allo scavo e soprattutto per individuare con la massima precisione possibile l'andamento delle fondazioni dell'edificio nei confronti del substrato roccioso e della sezione della galleria.

Si passa quindi all'esposizione dei criteri che hanno guidato nella scelta della tecnologia da adottare per il consolidamento e la stabilizzazione della roccia.

Sono inoltre riportati i risultati della campagna di prove preliminari effettuate sia per verificare l'efficacia del metodo, che per mettere a punto le tecnologie operative.

Dopo una breve descrizione delle fasi di scavo vengono presentati i risultati delle misure di controllo eseguite durante lo scavo



Fig. n. 2 - Andamento tipico della formazione rocciosa nella zona di via Venezia. La giacitura delle bancate di calcari è molto inclinata a franappoggio.

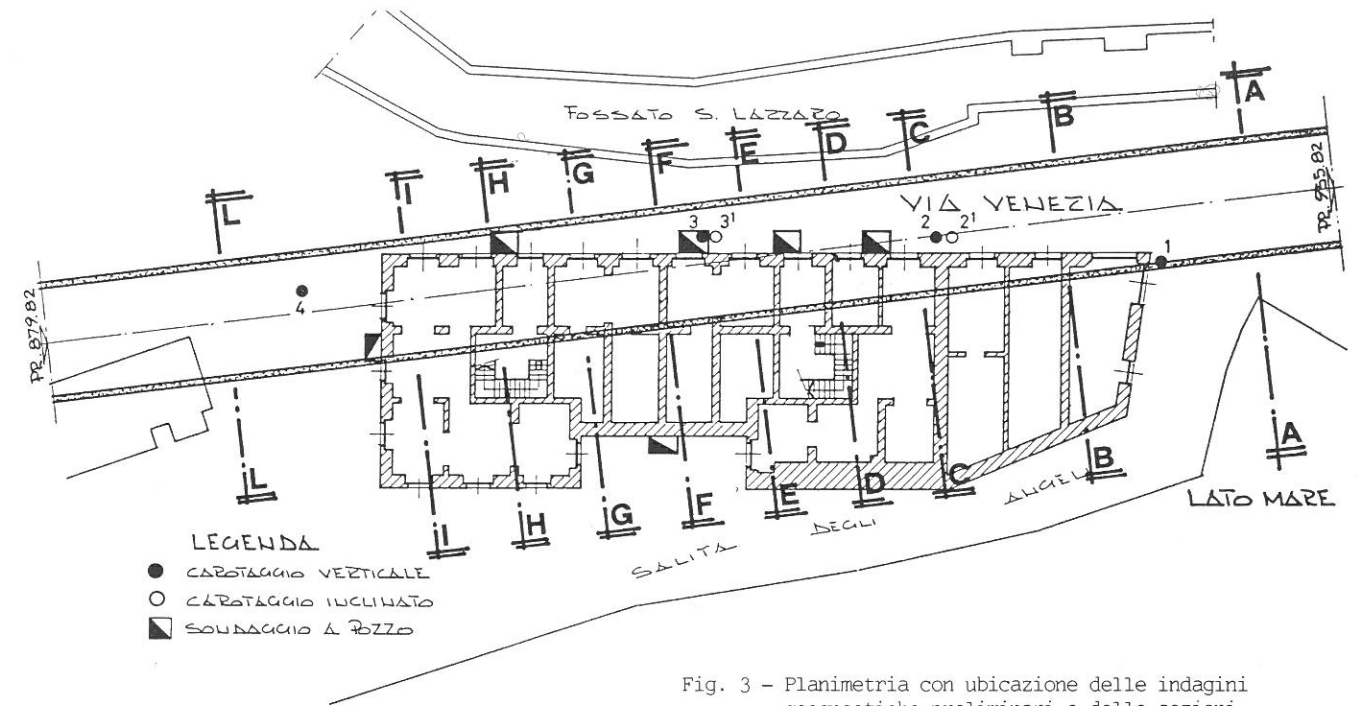


Fig. 3 - Planimetria con ubicazione delle indagini geonostiche preliminari e delle sezioni trasversali di riferimento

della galleria per seguire con precisione i fenomeni deformativi della roccia.

2. FASE DI INDAGINE E STUDI PRELIMINARI

La campagna di indagini preliminari è consistita in 4 sondaggi a carotaggio continuo verticali profondi 13 m ed in altri due inclinati di 30° rispetto alla verticale di 6 m di lunghezza; tutti i sondaggi sono stati eseguiti in prossimità dell'edificio di via Venezia perchè si riteneva che fosse importante non solo definire la composizione strutturale del terreno incoerente e della roccia, ma anche determinare la posizione della sommità della roccia rispetto alle fondazioni dell'edificio. Successivamente sono stati eseguiti 6 pozzetti volti espressamente alla individuazione delle fondazioni nei confronti della roccia sottostante.

L'ubicazione dei sondaggi e dei pozzetti di indagine è riportata in fig. 3 ed in fig. 4 è riportata la restituzione del sondaggio n. 3.

L'interpretazione dei sondaggi ha permesso di dedurre i seguenti aspetti più significativi:

- i materiali di riporto che interessano al massimo i primi 4 metri di profondità sono costituiti da litologie variabili, ma in prevalenza da terra argillosa frammista a percentuale variabile di elementi litoidi. I sondaggi inclinati hanno interessato direttamente le fondazioni dell'edificio, evidenziando una muratura di buona consistenza con giunti ben cementati.

- Nei sondaggi 2 e 2i sono stati trovati dei vuoti presumibilmente dovuti alla presenza di condotte
- la giacitura degli strati rocciosi è sempre molto inclinata e sovente verticale come del resto era presumibile aspettarsi guardando

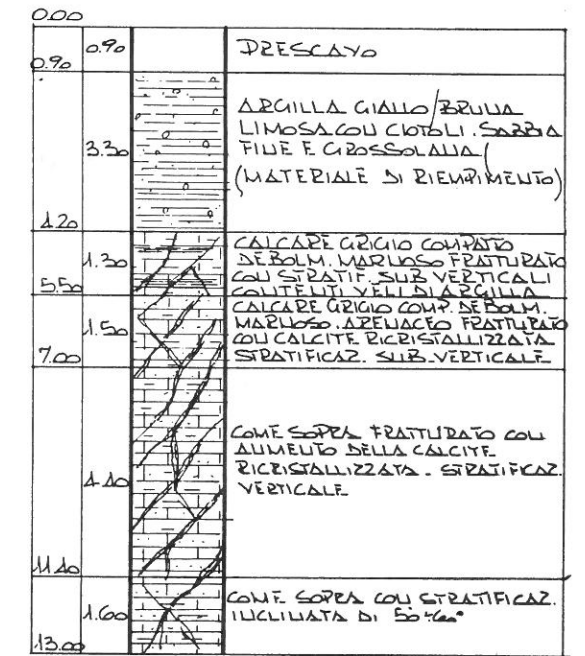


Fig. 4 - La stratigrafia evidenziata dal sondaggio n. 3

la roccia affiorante verso monte in prossimità dell'edificio

- le litologie predominanti sono costituite da calcari marnosi, calcari arenacei o da alternanze dei due calcari suddetti con presenza di argilloscisti
- alcune fratture della roccia, distribuite in maniera irregolare, appaiono riempite da calcite cristallizzata, altre interessate da veli di argilla.

Molto importante, ai fini del dimensionamento dell'intervento di consolidamento, è stata la possibilità di individuare gli spessori degli strati di calcari che raggiungono in alcuni punti anche il metro di potenza.

Accanto alle indagini di cui sopra sono state esaminate le restituzioni stratigrafiche di alcuni sondaggi eseguiti in via Venezia per la Sopraelevata ed i risultati di prove di compressione ad espansione laterale libera effettuate su campioni della formazione calcarea, che indicavano una variabilità di tensione di rottura compresa tra 12,1 e 71,4 MPa.

Contemporaneamente alle indagini geotecniche sono stati preparati gli elaborati relativi all'edificio di via Venezia che sono consistiti in un rilievo planimetrico al piano terra e in 7 sezioni trasversali all'edificio aventi principalmente lo scopo di individuare eventuali spazi disponibili dai quali effettuare i lavori per la stabilizzazione della roccia.

L'edificio, interamente in muratura, ha due muri perimetrali e due muri centrali longitudinali portanti, i quali sono incrociati da ulteriori muri trasversali anch'essi portanti.

Il corpo principale dell'edificio contiene due vani scala e raggiunge al colmo un'altezza di 25 m rispetto al piano stradale; in direzione mare un avancorpo dell'altezza di 5 m si estende per circa 12 m.

Per quanto riguarda le fondazioni, anch'esse in muratura, in base ai risultati dei sondaggi e dei pozzetti eseguiti, si ritiene che queste raggiungano una profondità che è funzione della posizione del substrato roccioso e cioè variabile tra i 2 ed i 4 m.

Per il completamento delle indagini è stato necessario eseguire un rilievo planimetrico del fossato S. Lazzaro che corre per un lungo tratto parallelo all'asse della galleria.

Si tratta di un'opera di canalizzazione che corre sotto via Venezia con una profondità di estradosso calotta variabile tra i 0,5 m ed i 3,5 m dal piano stradale.

La sezione, anch'essa variabile, è scavata in parte in roccia ed in parte in terreno sciolto ed è rivestita in muratura.

La distanza di quest'opera dalla sezione di scavo della galleria, come precedentemente detto, in alcuni punti è solamente di 1,5 m, ed ha fatto sì che si prendessero gli accorgimenti necessari per contenere il più possibile

i rilasci di terreno o roccia che avrebbero potuto causare dei dissesti o addirittura delle lesioni nella struttura del canale S. Lazzaro.

E' necessario ricordare che questo condotto sotterraneo normalmente porta un quantitativo limitato di acqua, ma è soggetto a piene violente in concomitanza di piogge intense.

3. LA PROGETTAZIONE GENERALE DELL'INTERVENTO

Una volta terminate le indagini si sono preparate 10 sezioni trasversali al tracciato della galleria su ciascuna delle quali sono stati evidenziati gli elementi basilari per impostare la progettazione, e cioè:

- la sezione della galleria
- la sezione del fossato S. Lazzaro
- l'andamento della roccia e del terreno sciolto sovrastante
- la posizione delle fondazioni dell'edificio: naturalmente le quote del profilo della roccia e del punto di imposta dei muri di fondazione non possono ritenersi precisi in quanto desunti dai risultati ottenuti per estrapolazione da sondaggi puntuali.

Procedendo in direzione da mare verso monte si possono fare le seguenti osservazioni per quanto riguarda la posizione della galleria nei confronti della morfologia del terreno e dei manufatti:

- la calotta si trova in terreno sciolto per 25 m circa a partire dalla sezione di attacco (progr. 2955,82)
- il tracciato della galleria corre sotto l'edificio per 35 m circa, e viene sovrastato da questo gradatamente, ovvero mentre all'inizio il filo della facciata dell'edificio è situato a 2 m a destra rispetto all'asse della sezione, nella situazione finale viene a trovarsi a 2,6 m a sinistra rispetto al medesimo asse, praticamente in corrispondenza del piedritto di valle della galleria (vedere fig. n. 3)
- in alcune sezioni presumibilmente il punto di imposta delle fondazioni coincide con l'estradosso dello scavo (fig. n. 5)
- a partire da 20 m dall'imbocco il fossato S. Lazzaro si trova per circa una quindicina di metri ad una distanza di 1,5-2 m dalla galleria, per poi allontanarsi gradatamente. Tenuto conto di tutti questi aspetti e delle informazioni emerse a seguito dei sondaggi sono state fatte le seguenti osservazioni:
 - non era possibile creare un arco di terreno consolidato attorno allo scavo, a causa della modestissima copertura, della vicinanza dei manufatti e a causa del tipo di terreno attraversato dallo scavo
 - in ogni caso, per consentire lo scavo in sicurezza, era necessario impedire scorrimenti reciproci dei liscioni di roccia all'interno del cavo, sostenere i carichi in fondazione dell'edificio gravanti diretta-

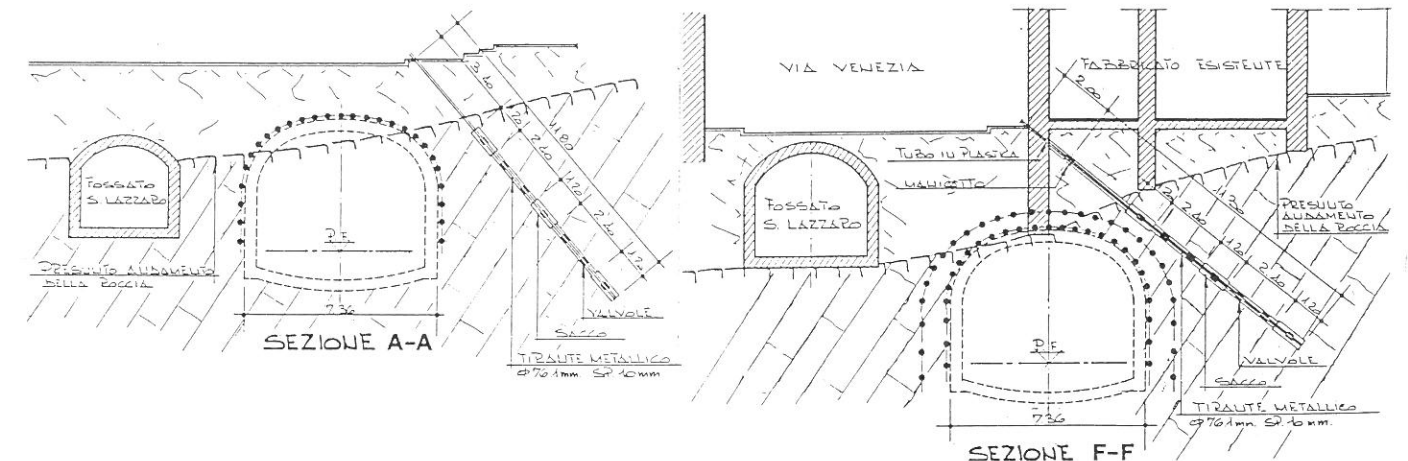


Fig. 5 - Sezioni tipo senza e con edificio e schema degli interventi di stabilizzazione della roccia

mente sulla calotta della galleria e naturalmente impedire franamenti del terreno sciolto all'interno del cavo.

La soluzione progettuale è quindi consistita in tre differenti interventi tra di loro complementari, come illustrato in fig. n. 5 e cioè:

- iniezioni di bonifica preventiva nel terreno sciolto aventi essenzialmente lo scopo di riempire i vuoti macroscopici evidenziati dai sondaggi
- tirantature delle bancate di roccia a monte della galleria aventi lo scopo di "impacchettare" gli strati e di conferire alla roccia un grado di ricomprensione tale da aumentare la forza di attrito naturale tra strato e strato
- infilaggi di tubi metallici disposti appena al di sopra della superficie di scavo, appoggiati sulle centine, in grado di contrastare le spinte del terreno sulla sezione di scavo.

La funzione di questi tubi disposti secondo il noto schema a "parapioggia" era quella di assicurare, con l'ausilio delle centine, la stabilità del cavo soprattutto nei confronti dei carichi verticali.

Al solito la sezione dei tubi, differente a seconda delle tratte (fig. 6), è stata calcolata considerando gli elementi metallici suborizzontali come travi continue sui molti appoggi costituiti dalle centine.

Per la massima sicurezza in ogni tratta è stato verificato il tubo sottoposto al carico massimo, così ad esempio laddove la muratura dell'edificio veniva a coincidere con la chiave della galleria, il tubo più sollecitato risultava proprio quello di chiave, sottoposto al totale carico dell'edificio e cioè a 0,25 MPa.

La funzione prioritaria delle tirantature era invece quella di fornire un buon grado di sicurezza nei confronti del possibile scivolamento di uno strato sull'altro e di contrastare quindi durante lo scavo quelle spinte suborizzontali lato monte che non potevano essere incassate dal sistema tubi/centine a causa della sua deformabilità prima dell'esecuzione dell'arco rovescio.

La parte più interessante di tutto il progetto mi sembra sia stata proprio quella relativa all'intervento di tirantatura della roccia, perchè la metodologia adottata per l'attivazione degli elementi di tensione si discosta dagli schemi tradizionali.

Si era infatti visto che non era possibile mettere in opera normali tiranti a trefoli in quanto la piastra di testa avrebbe dovuto forzatamente interessare la zona relativa alle fondazioni dell'edificio; operando in tal modo si sarebbero indotte delle sollecitazioni probabilmente non sopportabili dalla struttura in muratura ed inoltre l'azione di precompressione della roccia non avrebbe trovato contrasto nella zona più superficiale dei terreni compressibili.

Questa azione doveva invece interessare esclusivamente la formazione calcarea per una decina di metri di spessore a fianco della galleria.

Allora, come mostrato in fig. 5, si è pensato alla posa in opera di elementi metallici tubolari capaci di "autotensionarsi" mediante iniezioni in pressione.

Tralasciando la descrizione di dettaglio delle operazioni più tradizionali (iniezioni di risanamento ed infilaggi), passo ora ad una esposizione più dettagliata del sistema di tirantatura della roccia a monte della galleria.

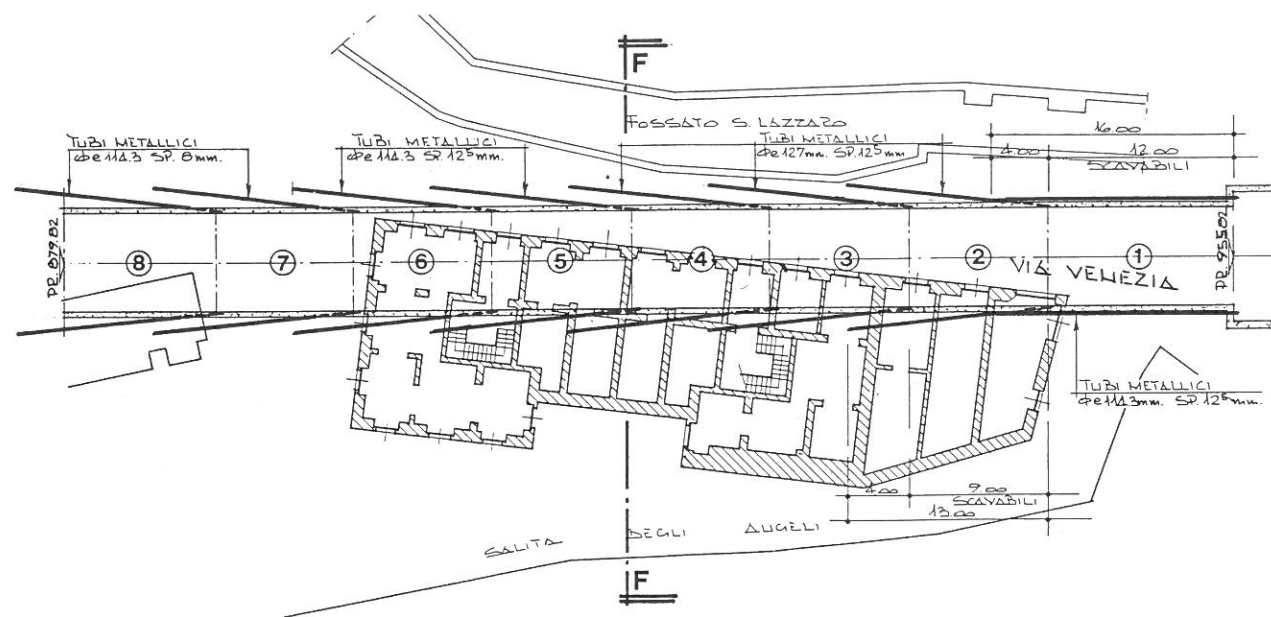


Fig. 6 - Disposizione planimetrica generale delle tratte successive di infilaggi di protezione a "parapioggia"

4. I TIRANTI "TUBOLARI"

4.1. DESCRIZIONE DETTAGLI TECNOLOGICI

Come mostrato sulla fig. 5 i tiranti erano costituiti da elementi tubolari metallici equipaggiati con sacchi otturatori e valvole per l'esecuzione delle iniezioni in pressione.

Queste iniezioni avevano lo scopo di rendere "attivi" i tiranti imprimendo loro una azione di tensionamento.

Una volta completata la presa della miscela cementizia iniettata nella tratta compresa tra due sacchi otturatori, gli sforzi di tensionamento ottenuti hanno mantenuto precompressa una porzione di roccia circostante il tirante, tramite gli sforzi di aderenza tubo/malta e malta/roccia.

Le perforazioni sono state intestate per la maggior parte (ad eccezione della prima ed ultima tratta di scavo) lungo la linea di confluenza tra marciapiede e fabbricato ed hanno avuto inclinazioni variabili tra 38° e 53° ed una lunghezza anch'essa variabile tra 11,80 m e 14,30 m.

I tubi avevano un diametro esterno $\varnothing_e = 76,1$ mm ed uno spessore di 10 mm.

Tale spessore è risultato necessario in quanto per mezzo delle iniezioni in pressione i tubi sono stati sottoposti, nelle tratte più sollecitate, a tensioni pari a 350 kN, come si vedrà più oltre.

I tubi nella loro parte più esterna per 2 m sono stati realizzati in plastica e giuntati con manicotto all'elemento resistente sottostante: questo allo scopo di non trasmettere sforzi reciproci tra la fondazione dell'edifi-

cio e gli elementi metallici.

Come si può notare nella figura i sacchi otturatori erano 3:

- il primo posto al di sotto del contatto roccia-terreno aveva anche il compito di impedire che eventuali comunicazioni di miscela cementizia potessero interessare, se non in misura ridotta, la zona sovrastante il banco roccioso e le fondazioni
- gli altri due sacchi, disposti l'uno nella zona centrale e l'altro all'estremità inferiore del foro, assieme a quello superiore, suddividevano il tirante in due porzioni che potevano essere ricomprese con pressioni differenziate.

I sacchi otturatori, che per questioni di aderenza alla roccia hanno dovuto avere una lunghezza di 1,20 m, sono stati fissati al tubo alle due estremità mediante anelli metallici di tenuta. I sacchi erano costituiti da materiale di tipo "juta": era infatti indispensabile che la delicata operazione di espansione dei sacchi stessi avvenisse regolarmente e che la miscela cementizia, inviata all'interno di ogni sacco tramite l'apposita valvola di gomma, avesse modo di "presso-filtrare" aumentando rapidamente il rapporto cemento/acqua (dal 2 iniziale a 3,5 finale all'incirca).

Solo così poteva essere garantita la "tenuta" contro roccia di questi speciali otturatori ed una buona resistenza.

I bulbi dei sacchi, secondo una tecnica ormai normalizzata, dovevano presentare una resistenza media a rottura di 2,5 MPa (a libera espansione, cioè non confinati dal terreno).

Il diametro di perforazione è stato di 200 mm e l'espansione dei sacchi doveva potere raggiungere senza rotture i 280 mm, allo scopo di garantire sempre buona tenuta anche laddove la roccia fosse stata fortemente degradata.

Nel primo tratto, dove la perforazione interessava la muratura di fondazione dell'edificio, i fori sono stati rivestiti con un tubo metallico di rinforzo $\varnothing = 200$ mm e spessore $s = 10$ mm, cementato alla muratura stessa al fine di non indebolire troppo la struttura in fondazione (fig. 7).

Una volta posato il tirante all'interno della perforazione e "gonfiati" i sacchi otturatori, a presa avvenuta, si è passati all'esecuzione delle iniezioni.

Si era previsto di iniettare per prima la tratta superiore con una o due passate di miscela a base di cemento, e successivamente, secondo lo stesso criterio, quella inferiore.

Solo a seguito della campagna di prove è stato possibile definire con esattezza la composizione della miscela, le pressioni di iniezione ed i quantitativi da iniettare.

Al termine delle iniezioni i tubi sono stati riempiti con miscela cementizia con rapporto $c/a = 2$.



Fig. n. 7 - Le testate dei tiranti: si possono notare i tubi metallici di rinforzo $\varnothing 200$ mm ed i tubi in plastica della prolunga superiore dei tiranti.

4.2. LA PROGETTAZIONE E LE FORZE AGENTI

Scopo della tirantatura attiva non era quello di sgravare la galleria da tutto il carico a monte dei tiranti, e cioè dal peso proprio della roccia e dal peso dell'edificio, bensì di rendere compatta la roccia in modo tale da poterla considerare come un masso monolitico: si trattava quindi di impedire scorrimenti reciproci tra liscioni di roccia.

In base alle informazioni ottenute dai carotaggi si sapeva che i liscioni di calcare presentavano dei giunti a distanza inferiore o come massimo pari ad un metro e che questi avevano una inclinazione variabile dai 45° ai 90° sull'orizzontale (mediamente intorno ai 60°).

In una prima fase di calcolo, non avendo a disposizione dati sperimentali, era stato assunto un angolo di attrito tra i giunti pari a 28°, mentre, dopo discussione approfondita tra progettisti e consulenti, tale valore è stato considerato eccessivamente conservativo ed aumentato a 30°, per tenere conto di quanto riscontrato nei sondaggi e cioè del fatto che solo in alcune fratture vi era presenza di veli di argilla, mentre altre apparivano ricementate da calcite.

E' stata quindi calcolata la forza di compressione necessaria per stabilizzare una stratificazione di roccia dello spessore di 1 metro, come illustrato in fig. 8.

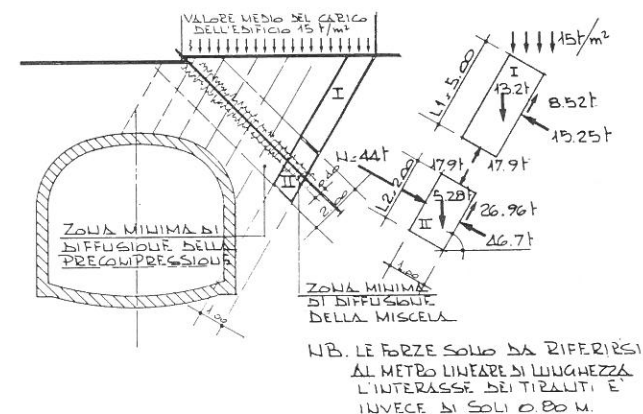


Fig. 8 - Schematizzazione geometrica del criterio adottato per la determinazione della forza di tensionamento dei tiranti e precompressione della roccia

Un calcolo analogo è stato eseguito anche per strati più superficiali per valutare di quanto poteva essere ridotta la precompressione mano mano che ci si avvicinava al piano stradale.

Con un interasse tra i tubi di 0,8 m è risultato che la porzione di tubo metallico compresa tra i due sacchi superiori doveva essere sottoposta ad una tensione di 300 kN, mentre quella compresa tra i due sacchi inferiori a 350 kN.

Il funzionamento ipotizzato per le tirantature attive è illustrato schematicamente in fig. 9.

Si possono notare le zone in prossimità dei sacchi otturatori all'interno delle quali non dovrebbe penetrare la miscela; questa invece, penetrando in pressione nei giunti della porzione di roccia posta tra due sacchi provoca

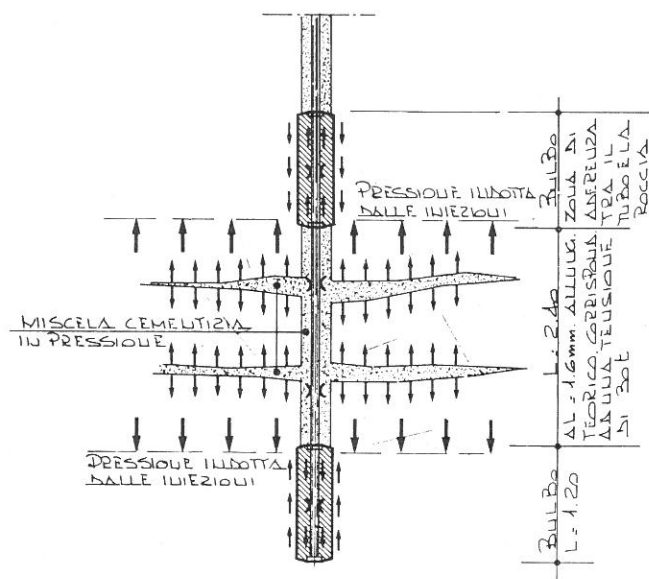


Fig. 9 - Funzionamento schematico del sistema di "attivazione" dei tiranti tubolari

un allontanamento tra questi ultimi ed il conseguente tensionamento dei tubi metallici.

In conclusione tra due sacchi successivi lo spazio anulare tra tubo e roccia, riempito attraverso le valvole di miscela in pressione, funziona, assieme alle fessure della roccia, come una sorta di sistema ad espansione che fornisce appunto la necessaria precompressione al masso roccioso.

La lunghezza dei sacchi otturatori è stata determinata in funzione delle tensioni tangenziali che sarebbero sorte a seguito delle iniezioni in pressione.

Tale lunghezza, in un primo tempo prevista di 1 m, è stata portata in sede progettuale a 1,2 m per contenere i valori di tali tensioni entro valori ammissibili in relazione ai materiali usati e alla scabrezza delle superfici.

5. LE PROVE SULL'EFFICIENZA DELLE TIRANTATURE

Tutto il sistema della tirantatura, ideato allo scopo di aumentare le reazioni di attrito lungo interfacce tra gli strati, era basato su estrapolazioni dedotte dai risultati dei sondaggi e dalle osservazioni della situazione di equilibrio dei versanti rocciosi adiacenti all'opera.

Diveniva dunque necessaria una prova in situ che potesse confermare la validità delle ipotesi progettuali assunte e che consentisse nel contempo la messa a punto della tecnologia operativa.

La campagna di prove preliminari è stata ubicata in corrispondenza dei tiranti n. 7-12 e cioè subito a valle dell'edificio di via Venezia.

Come illustrato in fig. 10 la strumentazione era composta da due tubi multiassessimetrici

tipo sliding (S1 e S2) lunghi 16 m posti con la medesima inclinazione delle tirantature ad una distanza di circa 1 m lato monte e distanziati tra di loro 2,4 m.

I tubi, resi solidali alla roccia mediante opportuna cementazione, permettevano di rilevare metro per metro il loro stato di deformazione, e quindi quello della roccia, offrendo informazioni sul comportamento del masso a seguito della esecuzione delle lavorazioni.

Il programma di lavoro prevedeva la lettura di ognuno degli strumenti a maturazione della miscela di guaina avvenuta (lettura di zero) e le letture successive dopo ciascuna operazione necessaria per l'esecuzione dei tiranti e cioè perforazione, riempimento dei sacchi, iniezioni in pressione.

Le lavorazioni sono state eseguite in modo tale da rispettare una certa simmetria di intervento nei confronti degli sliding S1 ed S2, allo scopo di ottenere delle misure il più

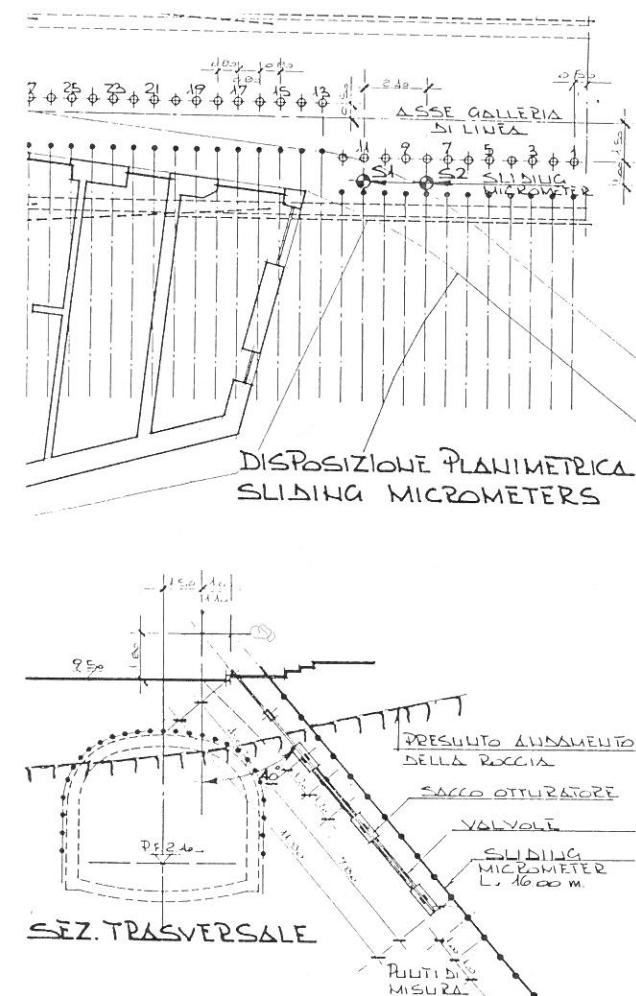


Fig. 10 - La prova in situ per il controllo e la messa a punto del sistema di tirantatura nella roccia

possibile omogenee per le due apparecchiature di controllo.

Per chiarezza riportiamo qui di seguito succintamente lo schema di intervento seguito per la messa in tensione dei tiranti dal n. 7 al n. 12:

- perforazione dei fori dei tiranti 7-9-11
- iniezione dei sacchi dei tiranti 7-9-11
- iniezione della tratta superiore dei tiranti 7-9-11
- iniezione della tratta inferiore dei tiranti 7-9-11
- perforazione dei fori dei tiranti 8-10-12
- iniezione dei sacchi dei tiranti 8-10-12
- iniezione della tratta superiore dei tiranti 8-10-12
- iniezione della tratta inferiore dei tiranti 8-10-12

A seconda dei casi e delle risposte degli strumenti di misura si è poi valutato il numero di passate successive da eseguire per il completamento dell'iniezione di ogni tratta, i quantitativi di miscela da adottare e la composizione della miscela; conseguentemente, per valutare l'effetto di ciascuna passata, le misure effettuate sono risultate più frequenti rispetto al numero delle fasi operative descritte più sopra.

Le misure ottenute sono state riportate in due tipi di grafici distinti dei quali il primo rappresenta lo spostamento relativo tra due basi di misura successive, mentre il secondo rappresenta la somma degli spostamenti relativi a partire dalla base posta più in profondità (fig. 11); in entrambi i tipi di grafici valori di segno positivo indicano degli avvicinamenti tra due basi successive, mentre valori di segno negativo indicano degli allontanamenti.

Inoltre viene riportata la posizione schematica delle basi di misura (una al metro) rispetto alla posizione dei sacchi otturatori in modo tale da facilitare l'identificazione delle zone di roccia che hanno subito delle dilatazioni o viceversa delle contrazioni.

Nella fig. n. 12 è poi riportata la cronologia delle letture relativamente alle operazioni precedentemente eseguite in modo tale da potere risalire immediatamente alla causa che ha prodotto quel determinato spostamento nella roccia rilevato dagli sliding.

Dalla lettura dei grafici della fig. 11 si possono fare i seguenti commenti:

- 1^a lettura: nessuna modifica rilevante rispetto alla lettura di zero
- 2^a lettura: nessuna modifica rilevante rispetto alla lettura di zero
- 3^a lettura: nessuna modifica rilevante rispetto alla lettura di zero
- 4^a lettura: si osservano per la prima volta delle dilatazioni nella zona inferiore dei tiranti e questo fenomeno è molto bene evidenziato nei

grafici incrementali dove le curve si spostano decisamente verso il quadrante di valore negativo (allontanamenti tra le basi).

A questo punto, dopo l'iniezione della 1^a passata della tratta inferiore dei soli primi 3 tiranti, si osserva dunque un primo effetto di ricompressione

5^a lettura: lo sliding S1 non risente di variazioni apprezzabili rispetto alla fase precedente, mentre per lo sliding S2 si può notare una leggera compressione nella parte sottostante al sacco più profondo

6^a lettura: non viene registrata nessuna variazione rimarchevole in ambedue gli strumenti di misura

7^a lettura: può essere considerato il momento a partire dal quale i tiranti cominciano a lavorare attivamente.

Nei grafici si possono distinguere nettamente le zone di roccia in corrispondenza dei sacchi otturatori, soprattutto per lo sliding S1, con apprezzabile corrispondenza rispetto alle quote effettive dei sacchi stessi le curve di spostamento relativo presentano dei valori negativi o comunque molto prossimi allo zero e le curve incrementali presentano dei gradienti nulli. Si evidenziano anche le zone di roccia comprese tra i sacchi otturatori che hanno subito una dilatazione per effetto della penetrazione della miscela nelle fessure; le curve di spostamento relativo presentano dei picchi di segno negativo e le curve incrementali dei gradienti molto forti tra due basi di misura successive

8^a lettura: la roccia in corrispondenza dello sliding S2 praticamente non risente di questa ulteriore passata

9^a lettura: non provoca variazioni di spostamento apprezzabili

10^a lettura: si osservano spostamenti ulteriori lungo gli sliding anche nella tratta superiore; si può notare come la roccia al di sotto dell'ultimo sacco otturatore sia stata leggermente compressa

11^a lettura: praticamente non si discosta dalla precedente. Si è provato ad iniettare con una terza passata la zona inferiore del tirante n. 8 che in seconda passata aveva fatto registrare una pressione inferiore al-

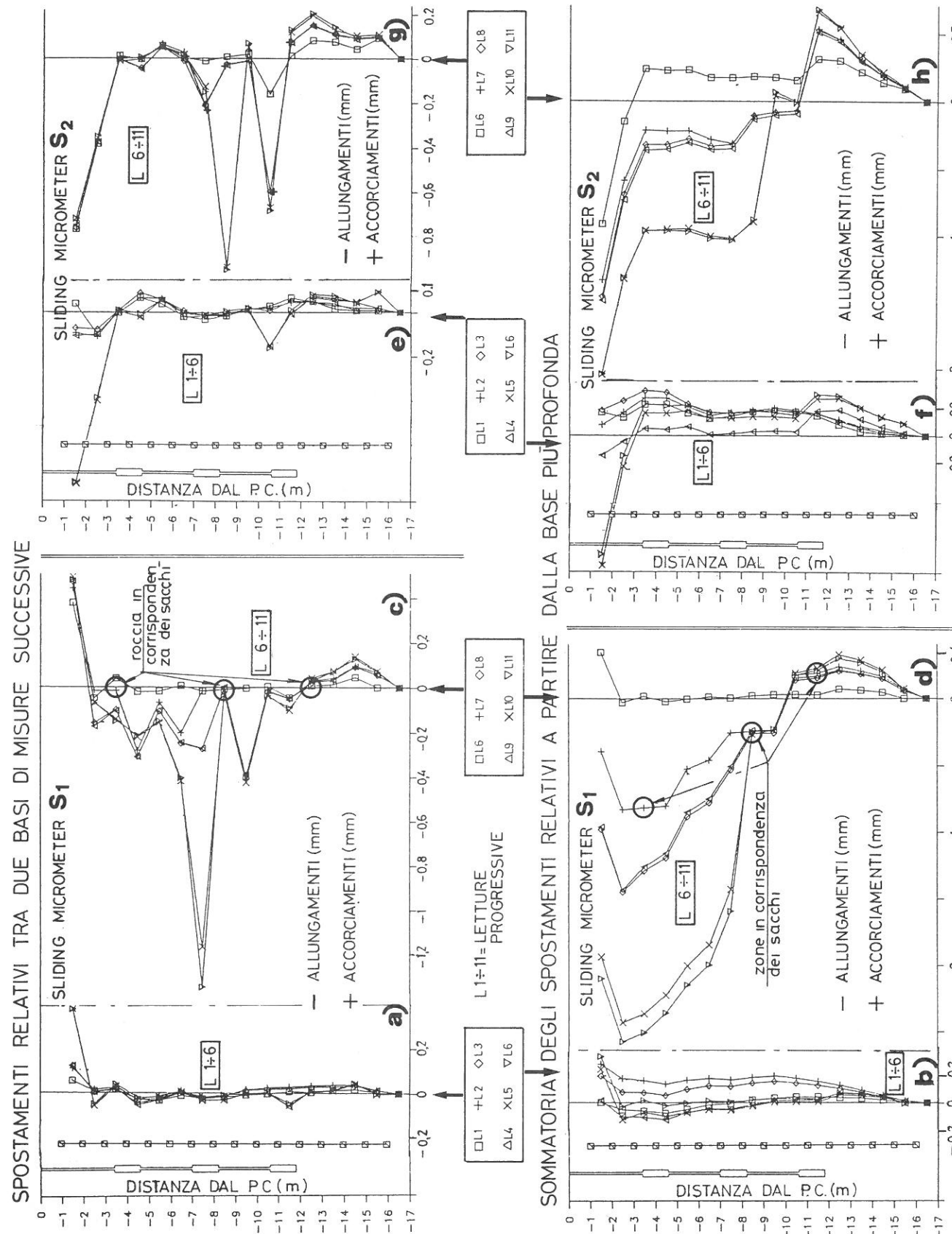


Fig. 11 - Deformazioni della roccia indotte dalla "attivazione" dei tiranti di prova dal n. 7 al n. 11.

la norma.

Sulla base dei risultati della campagna di prove eseguite sono emerse pertanto le seguenti osservazioni in base alle quali sono state stilate le specifiche per l'esecuzione dei restanti tiranti:

- 1) la perforazione dei fori non provoca apprezzabili deformazioni della roccia
- 2) il riempimento dei sacchi otturatori non provoca alcun tipo di movimento nella roccia adiacente ai tiranti rilevabile dagli sliding
- 3) le iniezioni eseguite nei primi tre tiranti messi in opera (nn 7,9 ed 11) hanno sviluppato una modesta reazione da parte della roccia e questo sembra essere dovuto ai bassi quantitativi di miscela iniettati rispetto alla ricettività generale della roccia: i volumi sono stati rispettivamente di 370 l complessivi nella tratta superiore e di 320 l complessivi nella tratta inferiore per ciascun foro
- 4) le iniezioni eseguite negli ultimi tre fori (n. 8,10 e 12) nella tratta superiore ed inferiore hanno definitivamente tensionato i tiranti e solidarizzato le stratificazioni rocciose. I quantitativi di miscela iniettati sono comunque stati superiori rispetto a quelli dei fori precedenti e precisamente pari a 300 l per passata in ciascun foro.

Le passate sono state come minimo due, mediamente tre.

Gli assorbimenti della roccia sono risultati più importanti di quanto fosse stato previsto: quindi nel corso delle iniezioni degli ultimi tre tiranti di "chiusura" si è potuto orientare l'intervento verso quanti-

tativi maggiori: iniezione a "volume controllato" in funzione delle pressioni raggiunte

5) si può osservare che ad ogni lettura sia la forma dei diagrammi, che i valori degli spostamenti misurati sono pressoché gli stessi per entrambi gli strumenti di misura.

Questo indica che il trattamento a fori alterni è sicuramente in grado di precomprimere la roccia omogeneamente.

6) a proposito del valore totale di allungamento (da 1,7 mm per S2 a 2,2 mm per S1) si fa notare che esso risulta leggermente inferiore a quello teorico previsto (1,6 mm x 2 = 3,2 mm).

Bisogna tuttavia tenere conto del fatto che gli sliding sono posizionati a circa 1 m dai fori e che quindi si risente di un certo effetto di smorzamento dovuto alla distanza.

Agli effetti delle specifiche per le iniezioni dei tiranti successivi, in linea generale si è riscontrato che la roccia tendeva ad assorbire più miscela di quanto fosse stato previsto, anche nella zona più profonda, tanto che per evitare inutili dispersioni si è dovuto intervenire in passate successive e con una miscela generalmente più densa di quella di progetto.

L'attivazione dei tiranti si è quindi svolta regolarmente e nel complesso la prova è stata positiva.

Tenuto conto delle deformazioni sopra riferite, il valore di tensionamento raggiunge quello previsto dal progetto (oltre 300 kN).

L'esecuzione di tutti i successivi tiranti è perciò stata adeguata ai risultati del campo

Letture n.	data	lavorazione in atto	S1		S2	
			Spostam. relativi grafico	Spostam. totali grafico	Spostam. relativi grafico	Spostam. totali grafico
0	19/02/88	Dopo la perforazione e l'iniezione dei tiranti 1-2-3-4-5-6				
1	21/02/88	Dopo la perforazione dei tiranti 7-9-11	a	b	e	f
2	22/02/88	Dopo l'iniezione dei sacchi ai tiranti 7-9-11	a	b	e	f
3	22/02/88	Dopo l'iniezione (3° passata) della tratta superiore relativa ai tiranti 7-9-11	a	b	e	f
4	23/02/88	Dopo l'iniezione (1° passata) della tratta inferiore relativa ai tiranti 7-9-11	a	b	e	f
5	24/02/88	Dopo l'iniezione (2° passata) della tratta inferiore relativa ai tiranti 7-9-11 e dopo perforazione dei tiranti 8-10-12	a	b	e	f
6	25/02/88	Dopo l'iniezione dei sacchi ai tiranti 8-10-12	a,c	b,d	e,g	f,h
7	26/02/88	Dopo l'iniezione (2° passata) della tratta superiore dei tiranti 8-10-12	c	d	g	h
8	29/02/88	Dopo l'iniezione (3° passata) della tratta superiore dei tiranti 8-10-12	c	d	g	h
9	01/03/88	Dopo l'iniezione (4° passata) della tratta superiore dei tiranti 8-10-12	c	d	g	h
10	02/03/88	Dopo l'iniezione (2° passata) della tratta inferiore dei tiranti 8-10-12	c	d	g	h
11	02/03/88	Dopo l'iniezione (3° passata) della tratta inferiore del tirante 8	c	d	g	h

Fig. 12 - Cronologia delle letture degli sliding S1 ed S2 ed interconnessione con le operazioni eseguite nei tiranti di prova nn. 7-11

prove e cioè schematicamente:

- per quanto riguarda la miscela di iniezione è stata usata in 1^a passata sempre una miscela di cemento, acqua e bentonite, denominata densa con rapporto c/a = 1.
- In 2^a e 3^a passata è stata impiegata la medesima miscela o una analoga, denominata fluida con rapporto c/a = 0,3, a seconda delle pressioni di iniezione raggiunte nella precedente fase
- sono state previste come massimo 3 passate di iniezione da determinarsi in funzione della pressione raggiunta nella passata precedente da eseguire a "volume controllato" e cioè con un quantitativo massimo di 300 l di miscela
- per quanto concerne le pressioni di iniezione è stato fissato il valore massimo di 2,5 MPa per la tratta superiore e di 2,8 MPa per la tratta inferiore.

Al cantiere sono state fornite delle specifiche operative molto dettagliate condizionate direttamente dalla risposta della roccia mano mano che procedevano le successive operazioni.

6. LE APPARECCHIATURE DI CONTROLLO

A causa della situazione molto delicata in cui si sarebbe trovato l'edificio durante la fase di scavo, oltre alle usuali misure di convergenza sulle centine e alle livellazioni topografiche, sono state effettuate delle

misure inclinometriche, assestometriche ed estensimetriche.

In fig. n. 13 è riportata l'ubicazione degli strumenti, dei caposaldi e delle sezioni di convergenza.

Come si può vedere è stata installata almeno una sezione di convergenza in ogni tratta di scavo, 11 caposaldi posti la maggiorparte in corrispondenza del perimetro dell'edificio per il controllo dei movimenti di quest'ultimo.

Un ulteriore controllo dei movimenti dell'edificio è stato fatto a mezzo di misure inclinometriche mediante sensori installati sulle murature che ne rilevavano le variazioni di inclinazione in due direzioni perpendicolari tra di loro (vedere fig. 14).

Per il controllo dei movimenti del terreno e della roccia a lato galleria sono invece stati installati 4 tubi multiassestometrici del tipo di quelli utilizzati per la campagna di prova (fig. n. 10).

Sempre nei medesimi tubi, oltre a misure assestometriche, si sono potute effettuare anche misure inclinometriche.

Le misure venivano eseguite con una frequenza che dipendeva dalla vicinanza del fronte di scavo allo strumento (fig. 15).

Le misure estensimetriche, per il rilevamento delle variazioni delle deformazioni verticali totali sono state realizzate installando basi estensimetriche profonde in fori verticali

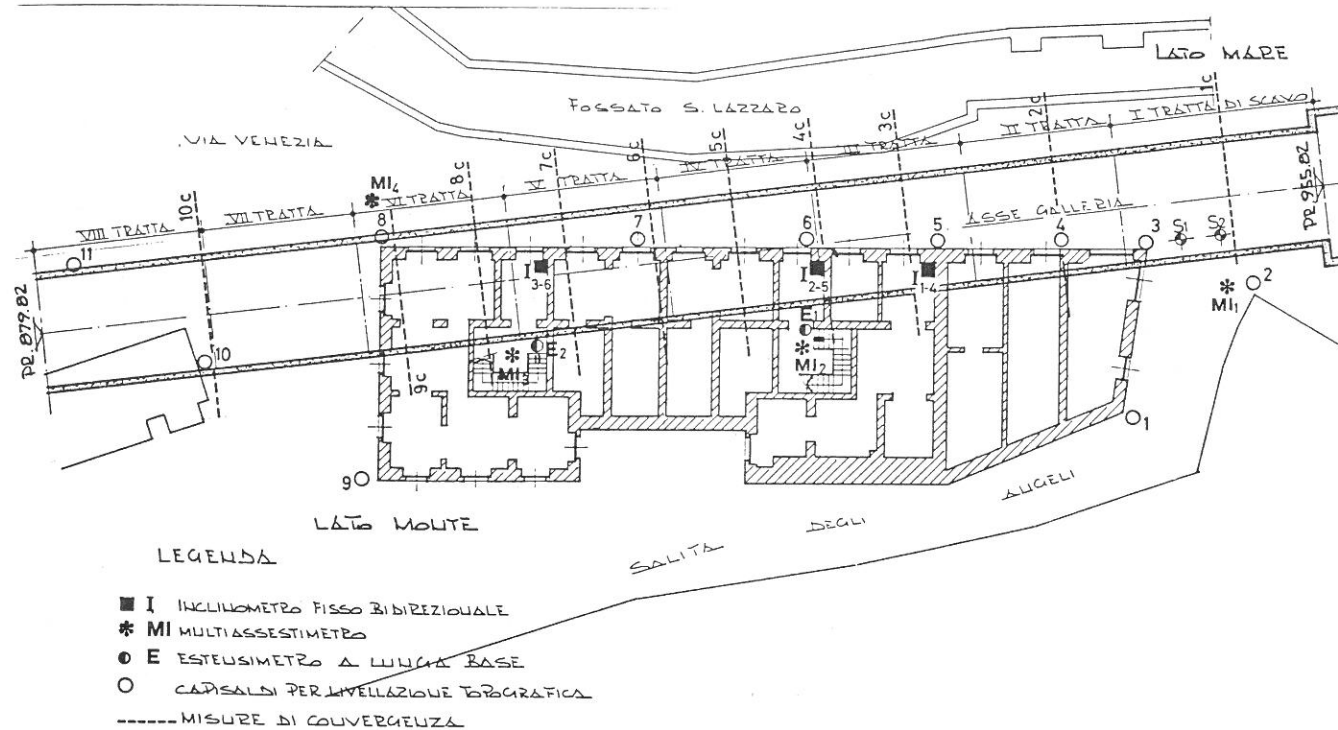


Fig. 13 - L'apparato di controllo delle deformazioni indotte dall'intervento di stabilizzazione della roccia e dalle operazioni di scavo

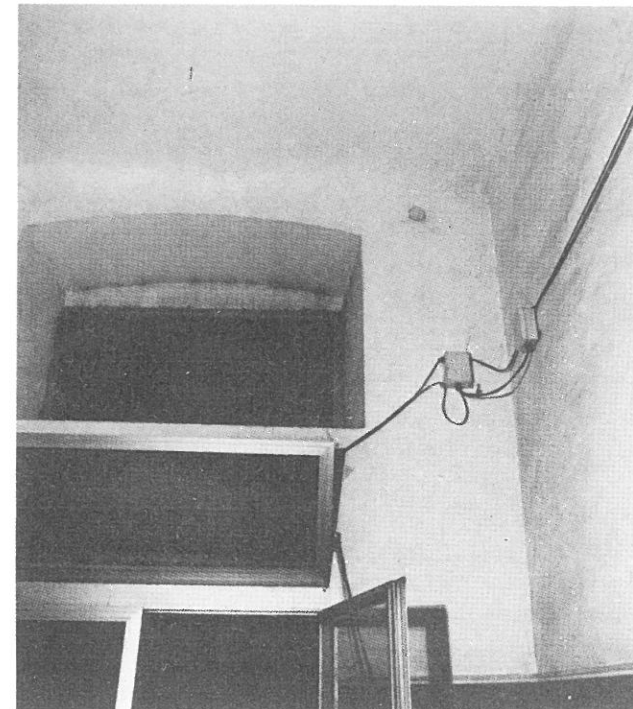


Fig. n. 14 - Le apparecchiature inclinometriche monitorizzate applicate nelle murature di un vano scala.

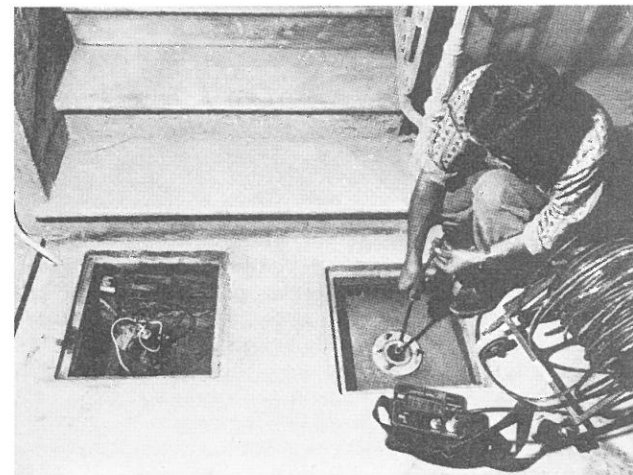


Fig. n. 15 - In corso di esecuzione un rilevamento del multiassestimetro MI2. E' visibile a lato la testata dell'estensimetro monitorizzato E1.

li.

I rilievi dei movimenti sono stati effettuati automaticamente con sensore di spostamento elettronico.

Come si può notare osservando la fig. n. 13 è stato strumentato prevalentemente il lato monte della galleria in quanto questo lato, oltre ad essere più accessibile, è quello che, data la disposizione geologica delle stratifi-

cazioni rocciose, risultava il più importante da controllare agli effetti della stabilità dei fabbricati.

Il controllo della strumentazione automatica veniva tenuto mediante una unità di gestione dati, collocata in una baracca a lato dell'edificio che permetteva di vedere le rilevazioni in tempo reale su video e registrava i valori ogni 4 ore.

Prima dell'inizio dei lavori in galleria sono state fissate delle soglie di allerta per i valori rilevati dalla strumentazione posta in opera, secondo quanto qui di seguito esposto.

- Cedimento in asse galleria
 - 5 mm prima del passaggio dello scavo
 - 10 mm dopo il " " "
- Cedimento a lato galleria
 - 4 mm prima del passaggio dello scavo
 - 8 mm dopo il " " "
- Rotazione della muratura dell'edificio pari a 0,06 gradi centesimali, corrispondente ad un gradiente di cedimento locale dell'ordine di 1 mm/m.

Il raggiungimento di questi valori avrebbe comportato sia un controllo attento delle condizioni statiche dell'edificio, sia una intensificazione della frequenza delle misure allo scopo di stabilire con maggiore precisione la loro tendenza nel tempo.

7. IL CANTIERE.

7.1. INTERVENTI SPECIALISTICI DI PROTEZIONE E SCAVO

L'esecuzione dei tiranti sotto l'edificio, iniziata nel febbraio 88 con la campagna di prove, è proseguita in successione verso la zona a monte dell'edificio e, dopo una interruzione nei mesi di aprile e maggio, è terminata il 29/7/88 quando ormai erano già stati scavati circa 30 m di galleria (lato mare).

La tecnica adottata per il sostegno diretto dello scavo era come è noto costituita dalla messa in opera di una serie di infilaggi metallici tubolari che venivano a trasmettere gli sforzi alle centine mano mano poste in opera.

La galleria ha dovuto essere di conseguenza scavata per tratte successive.

Il progetto prevedeva l'esecuzione di una tratta di infilaggi ad andamento cilindrico, di lunghezza 12 m utili, e 7 tratte di infilaggi conici da 9 m utili di scavo.

Le lunghezze delle tratte sono state imposte dalla geometria conica del trattamento: infatti i tubi metallici si allontanano dalla sezione di scavo mano a mano che aumenta la distanza dalla sezione dalla quale vengono eseguiti e quindi dopo una decina di metri circa risultano troppo distanti dalle centine; si è stabilita in 9 m la lunghezza limite oltre la quale non è più realizzabile il vincolo di appoggio, così come è stato ipotizzato nei cal-

coli di verifica.

D'altra parte la lunghezza delle tratte non avrebbe potuto essere di molto superiore per questioni di deviazioni delle perforazioni.

In ciascuna tratta di scavo quindi l'impresa specializzata e l'impresa generale hanno dovuto intervenire in tempi alternati per eseguire nell'ordine le seguenti operazioni:

- impresa specializzata: esecuzione dei tubi "parapioggia" relativi ad una tratta (fig. 16)
- impresa generale: scavo della tratta, eseguito per conci di lunghezza non superiore all'interasse delle centine; al termine di ogni concio posizionamento della centina, della rete elettrosaldada ed esecuzione di spritz-beton per uno spessore di 20 cm circa.

Immediata esecuzione dell'arco rovescio al termine dello scavo di ciascuna tratta.

Si precisa che le centine sono state calcolate per sopportare i carichi totali anche a lungo termine: nel tratto di galleria più sollecitato, al di sotto dell'edificio, erano costituite da 2 HEB 200 mm accoppiate ed interassate di 0,90 m, mentre negli altri tratti, da 1 HEA 200 mm con interasse 0,70 m (fig. 17).

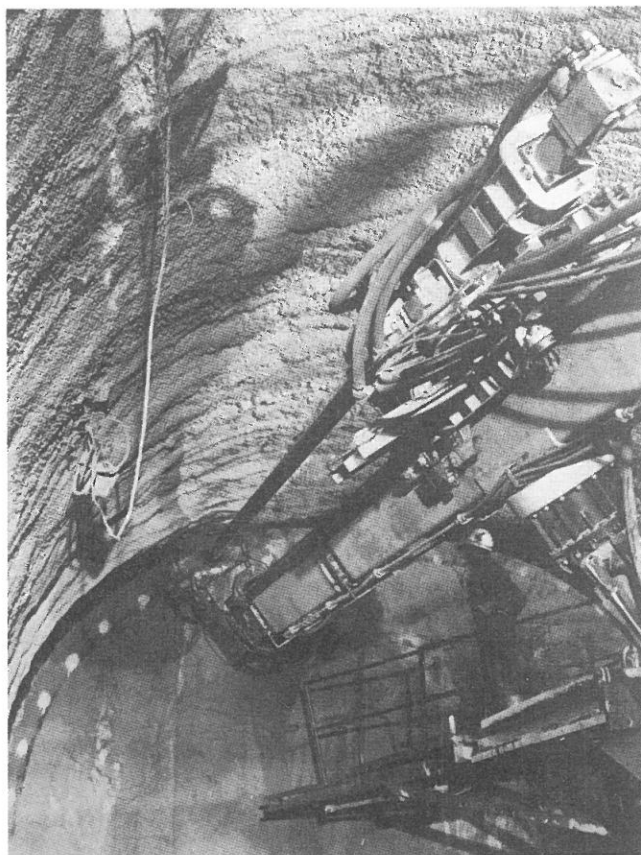


Fig. 16 - Operazioni relative alla posa degli infilaggi tubolari metallici

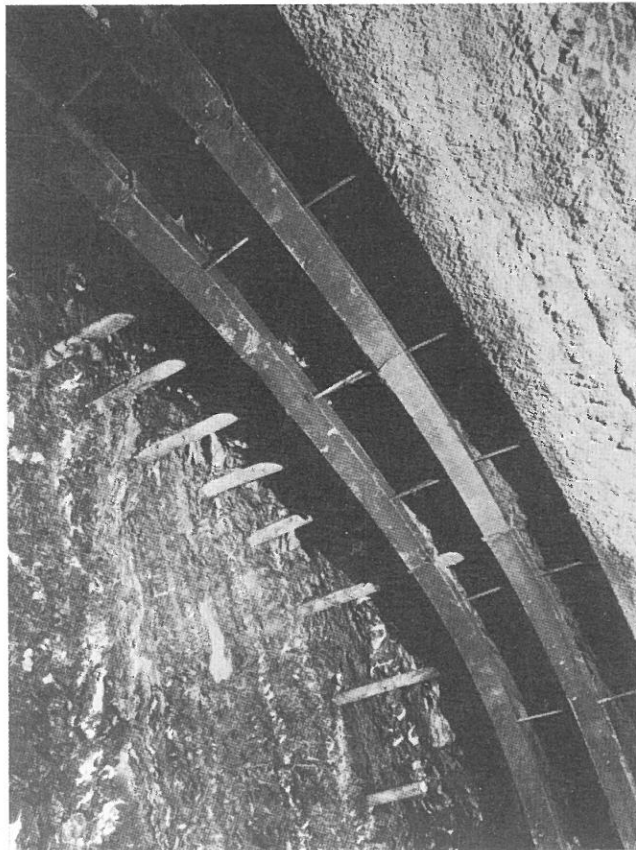


Fig. n. 17 - Tratto di galleria appena scavato: si vedono le centine posizionate e al di sopra di esse i tubi parapioggia

La prima tratta di scavo ha comportato tempi leggermente più lunghi del previsto in quanto alcuni infilaggi in calotta hanno dovuto essere rifatti; la presenza di un sottoservizio che attraversava perpendicolarmente la galleria aveva infatti costretto gli operatori ad impostare gli infilaggi ad una distanza così prossima alla sezione di scavo da non consentire alcuna tolleranza per le deviazioni che normalmente si verificano in questo tipo di lavorazioni.

Nelle tratte successive, dove invece la geometria del parapioggia era di tipo conico, è stato necessario prestare molta attenzione all'esecuzione del tracciamento di alcuni infilaggi in corrispondenza del piedritto lato edificio nei punti in cui questi passavano in prossimità della strumentazione installata (3^a e 5^a tratta) onde evitare il danneggiamento di quest'ultima e conseguentemente rischiare di perdere la continuità dei dati di controllo dei movimenti dell'edificio, determinanti per potere procedere con la necessaria sicurezza.

In conclusione, con l'eccezione delle prime deviazioni occorse, il lavoro di infilaggio si è svolto con buona regolarità nei tempi previ-

sti.

Lo scavo ha proceduto con una velocità di avanzamento media di 0,7 m/giorno, comprendendo anche il tempo necessario per l'esecuzione dei tubi parapioggia, mentre se si considerano solo le giornate di scavo la velocità media è stata di 1,04 m/giorno, con punte di 1,25 m/giorno.

Nelle prime tratte, dove la calotta era in materiale sciolto e la restante parte della sezione si trovava in roccia degradata, lo scavo è stato eseguito a percussione con il "martellone"; più oltre mano a mano che lo scavo procedeva e si allontanava dal piano stradale, la roccia diventava sempre più omogenea, con stratificazione meno caotica e fessure fra le bancate più serrate (fig. 18).

Qui si è proceduto con fresa rotante dotata di testa con triconi multipli.

Lo scavo di tutto il lotto si è concluso il 29/9/88; è stata dunque rispettata la tempistica programmata.

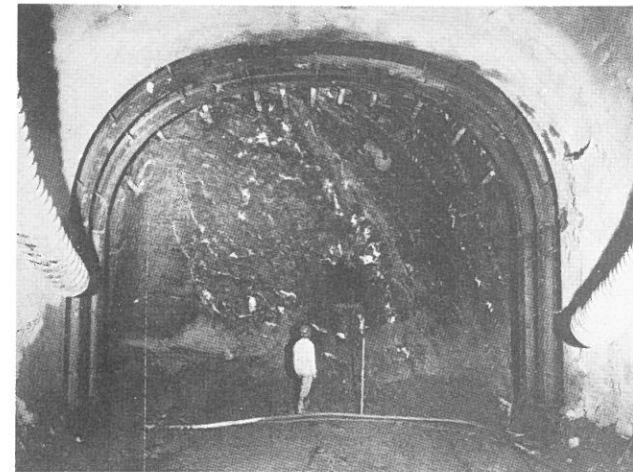


Fig. n. 18 - Vista del fronte di scavo al termine dell'ultima tratta. Sulla destra sono evidenti le bancate di calcari con giacitura subverticale a franappoggio e sulla sinistra alcuni giunti con materiale di riempimento

7.2. LA RISPOSTA DELLE APPARECCHIATURE DI CONTROLLO

Per completare il quadro dell'intervento vengono ora esaminati i dati forniti dalle numerose apparecchiature di controllo installate e commentate le deformazioni indotte alla struttura muraria dal procedere dello scavo della galleria.

La disposizione di basi estensimetriche, multiassestimetri, inclinometri, capisaldi topografici e sezioni di convergenza, è riportata nella planimetria di fig. n. 13.

I valori delle deformazioni degli strumenti più significativi sono riportati sui diagrammi di fig. 19.

Multiassestmetro MI1

Le letture di questo strumento sono iniziate circa due mesi dopo l'esecuzione dei tiranti posti nelle sue immediate vicinanze e quindi non è stato possibile rilevarne le conseguenze.

Gli effetti della precompressione della roccia in questa zona sono comunque stati rilevati nel corso della prova tramite gli strumenti S1 ed S2.

Al di sopra di 2,5 m di profondità dal p.c. sin dalla prima misura si è verificato un allungamento pari a circa 1,7 mm; la zona interessata da questo movimento corrisponde al terreno sciolto sovrastante la roccia, che in questo punto raggiunge una profondità di circa 2,5 m.

Raffrontando tra di loro i diagrammi dei valori misurati nello strumento funzionante come sliding e come inclinometro si può concludere che ancora prima che il fronte di scavo raggiungesse lo strumento si è verificato uno spostamento del terreno più superficiale prevalentemente in direzione mare.

I fenomeni fin qui riferiti non sono stati riportati nella figura.

A seguito del passaggio dello scavo la situazione si è evoluta con un progressivo aumento dei cedimenti (compressioni) nella roccia situata a profondità compresa tra i 3 m ed i 10 m circa (fig. n. 19).

Contemporaneamente le misure inclinometriche hanno indicato uno spostamento della roccia verso l'interno della galleria (fig. 20).

Se si esclude quindi la parte più superficiale dello strumento e cioè i primi 2,5 m a partire dal p.c., corrispondente alla zona di terreno sciolto, le deformazioni misurate, dovute alla compressione indotta dallo scavo nel

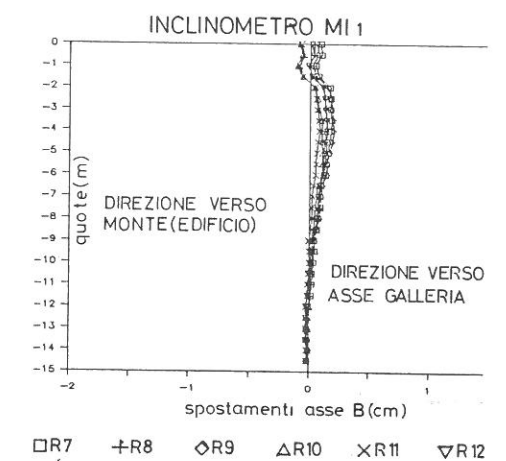


Fig. 20 - Deformata di MI1 misurata nel periodo tra l'8/7 ed il 19/7. Il passaggio dello scavo è avvenuto il giorno 22/6

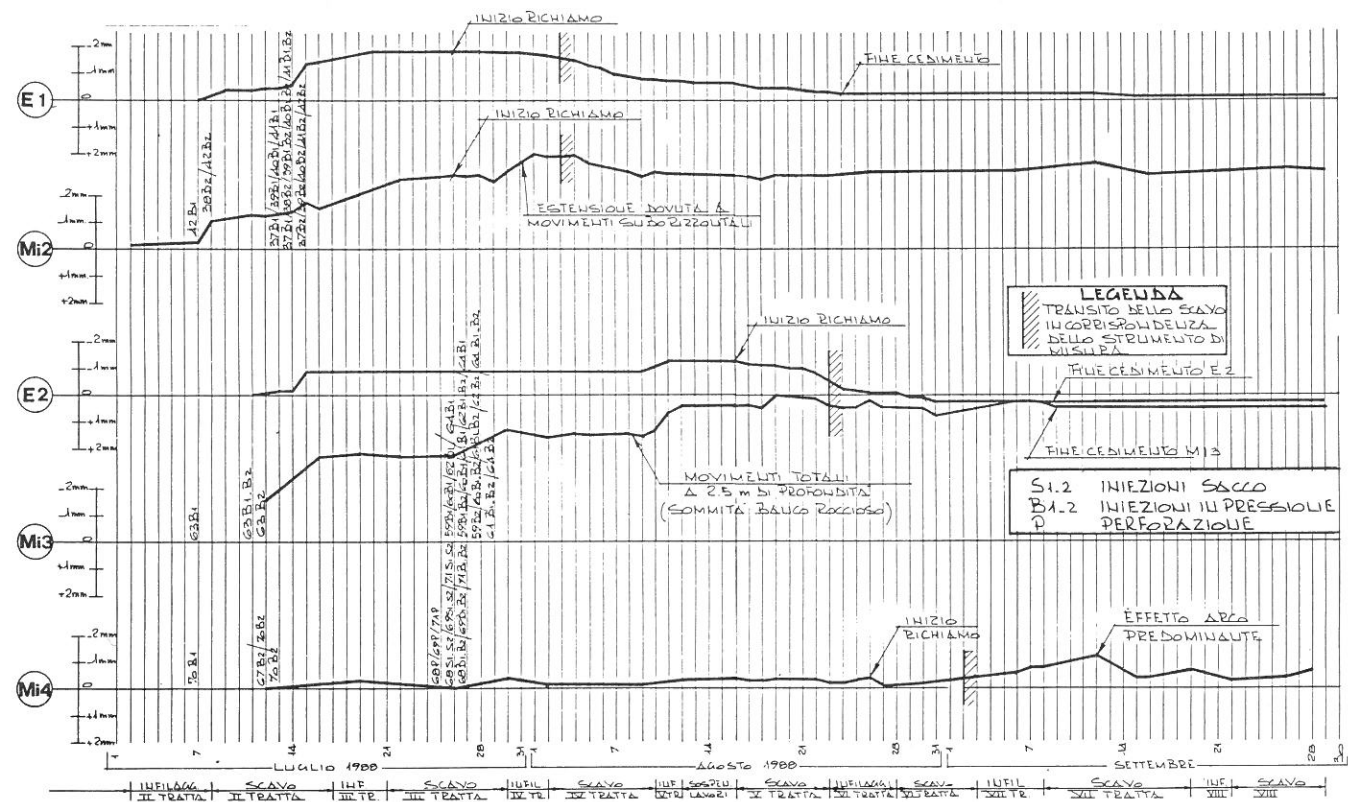
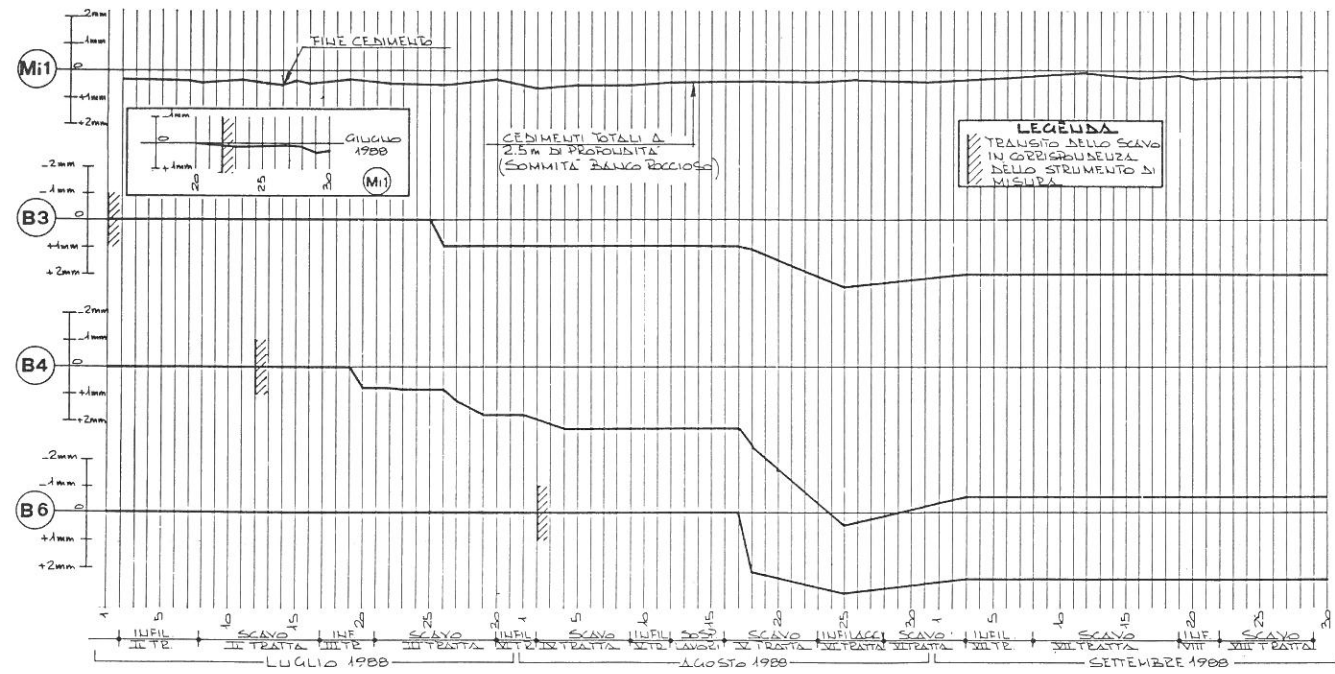


Fig. 19 - Le deformazioni ricavate dalle letture della strumentazione di controllo in funzione del procedere delle operazioni di stabilizzazione e di scavo

corpo dell'arco roccioso attorno ad esso, sono molto piccole e pari al massimo a 0,65 mm di accorciamento complessivo.

Nel diagramma di fig. 19 è stato riportato pertanto lo spostamento misurato a 2,5 m di profondità dal p.c. in quanto ritenuto più significativo per comprendere la risposta della roccia al passaggio dello scavo.

La maggiorparte del cedimento si è esaurita dopo 3 settimane dal passaggio dello scavo (fronte ad una distanza di circa 12 m dalla sezione strumentata), mentre non è possibile apprezzare l'effetto di richiamo in quanto gli spostamenti misurati sono dell'ordine del centesimo di millimetro.

Estensimetro E1

Esiste una certa corrispondenza tra lavorazioni dei tiranti (precompressione della roccia a monte della galleria) e allungamento dell'estensimetro: infatti le lavorazioni (perforazioni, sacchi e iniezioni) nei 6 tiranti (nn. 37-42) più prossimi allo strumento sono concentrate nel periodo dal 7/7 al 15/7, periodo nel quale si apprezza un innalzamento di 1,5 mm.

Un ulteriore allungamento di circa 0,5 mm sembra essere dovuto all'infilaggio dei tubi della terza tratta che passano molto vicini allo strumento.

Questo fatto conferma che la perforazione e la posa dei tubi, eseguite appositamente a fori alterni, non hanno creato detensionamento della roccia al contorno; non solo, ma le iniezioni in pressione eseguite per il riempimento dei tubi e dello spazio anulare attorno ad essi, hanno ulteriormente compresso le bancate rocciose.

Per quanto concerne la fase di scavo l'estensimetro rivela un effetto di richiamo ad una distanza di circa 5 m dal fronte in avanzamento equivalente a poco meno di un diametro ed i movimenti si annullano quando il fronte ha oltrepassato lo strumento di circa 17 m (2,3 diametri).

- Come entità di movimenti si possono dedurre i seguenti valori
- innalzamento di 1,9 mm durante gli interventi preventivi nella roccia
 - cedimento di 1,7 mm causato dal passaggio dello scavo
 - in definitiva, sommando gli effetti, un innalzamento residuo di 0,2 mm rispetto alla situazione iniziale.

Multiassestmetro MI2

Come per l'estensimetro E1 posto nelle immediate vicinanze, anche qui lo strumento rileva l'effetto delle iniezioni in pressione eseguite per la messa in forza dei tiranti limitrofi (nn. 37-42).

L'entità dell'allungamento è analoga, pari a circa 2,2 mm.

L'effetto di richiamo del fronte in questo caso si rileva (a circa 5 m dal passaggio dello scavo) tramite ulteriori allungamenti tra le basi dello strumento poste attorno ai 5-7 m di profondità.

La fig. n. 21 riporta infatti le deformate dello sliding nelle due direzioni verso mare e verso l'asse della galleria.

Quando il fronte transita vicino all'apparecchio si nota un'inversione di deformazione: iniziano tra le basi degli accorciamenti che si estendono per un certo periodo (circa 8 giorni), segno evidente che nella roccia dell'intorno del cavo prevalgono le reazioni di compressione che si sviluppano nell'ambito dell'arco di scarico.

Le misure inclinometriche in fase successiva al passaggio dello scavo hanno denunciato ulteriori lievi movimenti della roccia sempre secondo le due componenti dirette rispettivamente verso mare e verso l'asse della galleria attestandosi alla fine su valori rispettivamente pari a 2,5 mm e 6,5 mm.

Questo starebbe ad indicare che, nonostante

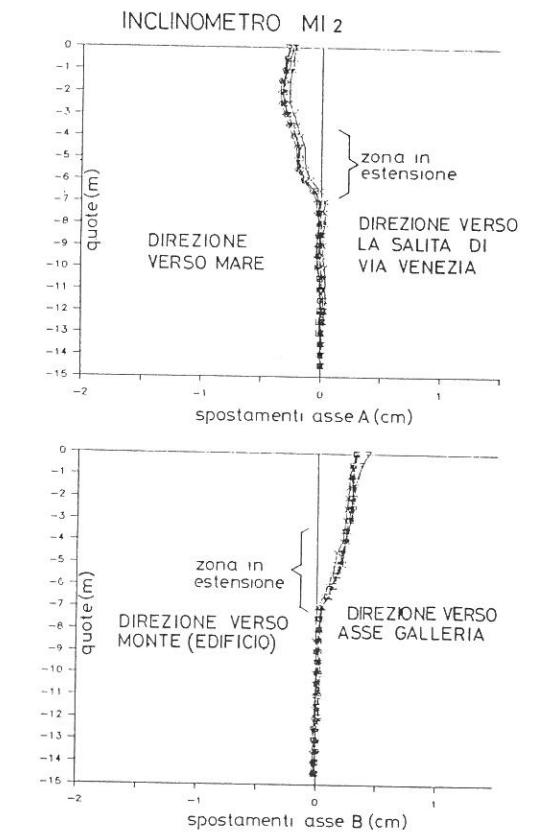


Fig. 21 - Deformate inclinometriche di MI2 nel periodo immediatamente precedente al passaggio dello scavo dal 22/7 al 1/8

l'intervento di consolidamento della roccia, non è stato possibile eliminare del tutto lo scorrimento del masso roccioso lungo i piani di giacitura principali.

Il movimento della roccia è apprezzabile a partire da circa 6,5 m dal p.c. e cioè 3 m al di sopra del punto più profondo di scavo in corrispondenza del piedritto di monte; unendo graficamente questo punto con un punto posto a 6,5 m di profondità dal p.c. sul MI2, si individua un angolo inclinato di circa 50° rispetto al piano orizzontale che potrebbe corrispondere all'angolo di giacitura delle stratificazioni in quella zona.

Il movimento occorso è comunque stato di entità molto modesta, assolutamente compatibile con la sicurezza dell'edificio sovrastante ed anche con la stabilità del cavo.

Estensimetro E2

L'effetto delle operazioni di tirantatura della roccia è meno marcato che nell'estensimetro E1, sia per quanto riguarda l'intensità degli spostamenti, sia per quanto riguarda la corrispondenza temporale tra causa ed effetto.

Invece, analogamente allo strumento E1, anche in questo caso si può apprezzare il leggero effetto conseguente alle iniezioni degli infilaggi metallici della 5^a tratta.

L'effetto di richiamo dello scavo inizia a manifestarsi a circa 6,5 m di distanza del fronte rispetto allo strumento ed il cedimento si esaurisce praticamente quando il fronte è a 10 m di distanza.

L'entità dei movimenti si allinea con quella dell'estensimetro E1.

Multiassestometro MI3

Le iniezioni in pressione nei tiranti hanno provocato un allontanamento tra le basi di misura dello sliding nel terreno sciolto e nella zona più superficiale della roccia, dove quest'ultima è fessurata.

Un ulteriore allontanamento tra le basi di misura più superficiali si è avuto in corrispondenza dell'esecuzione degli infilaggi del 5° tampone; probabilmente la miscela di riempimento degli infilaggi di calotta è penetrata nel terreno fino a raggiungere la parte più superficiale dello strumento.

L'unica zona entrata in compressione a partire dal 30/8 è quella compresa tra i 6 m ed 11 m circa, che comunque fa rilevare degli accorciamenti (compressioni) massimi di 0,5 mm al metro.

Nel complesso quindi le misure assestometriche, come mostrato in fig. 19, hanno permesso di rilevare essenzialmente le deformazioni indotte nel terreno dalle varie operazioni di consolidamento.

Il passaggio dello scavo è stato comunque rilevato con maggiore sensibilità dalle misure inclinometriche effettuate tra il 17 ed il 25

agosto (fig. 22).

In questo breve arco di tempo le deformate subiscono le variazioni più sensibili e cioè si osserva sia uno spostamento deciso in direzione mare, sia uno spostamento diretto verso l'asse della galleria; inoltre, osservando la forma di quest'ultima deformata (spostamento asse B), si può notare che mentre prima del 17/8 la maggior parte della deformazione era concentrata al di sopra dei 5 m di profondità, col procedere dello scavo (inizio effetto richiamo) la zona interessata dalle deformazioni si approfondisce fino a circa 10-11 m (transito dello scavo il 22/8).

Questo fenomeno si arresta dopo il 9 settembre durante lo scavo della VIIa tratta (distanza dal fronte circa 10 m).

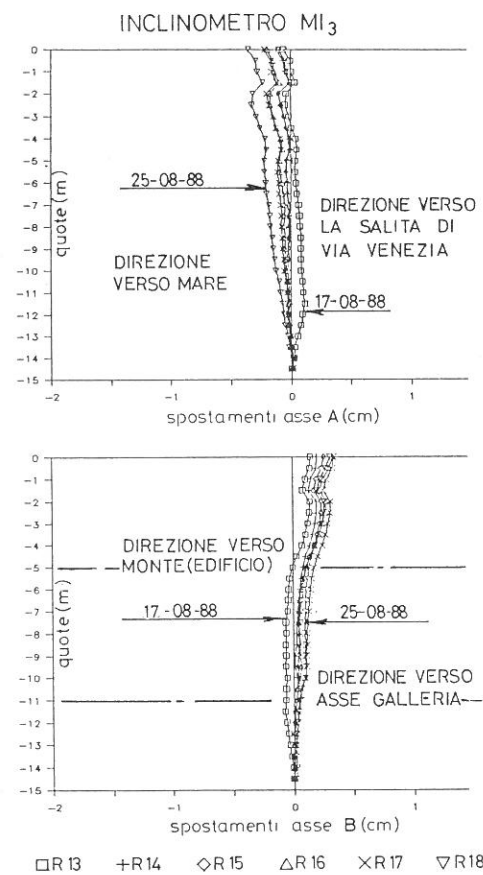


Fig. 22 - Deformate inclinometriche di MI3. Si notano piccoli spostamenti orizzontali della roccia anche in profondità a lato dello scavo

Multiassestometro MI4

Come si poteva prevedere, data la posizione dello strumento (lato destro della galleria, verso il S. Lazzaro), le operazioni di tirantatura non hanno provocato mutazioni sensibili nell'assetto della roccia circostante.

Interessante è invece il comportamento nei confronti del passaggio dello scavo (transito il giorno 2/9/88).

Dall'esame dei vari diagrammi si possono fare le seguenti osservazioni:

- il richiamo sembra iniziare il giorno 26/8 a 9 m circa prima del passaggio dello scavo (oltre 1 diametro); questo osservando sia il diagramma di fig. 19 sia i diagrammi di dettaglio degli spostamenti reciproci tra le basi di misura

- con l'inizio dello scavo della VI tratta, al cui termine sta lo strumento, la roccia inizia a deformarsi rilassandosi con tendenza al movimento composto verso mare e verso il S. Lazzaro fino a 6 m di profondità e sempre verso mare ed invece verso la galleria al di sotto di tale quota fino a 11 m circa (figg. nn. 23 e 24)

- questa tendenza continua fino al 12/9, quando è già in atto lo scavo della tratta successiva (VIIa)(fig. 19).

A questo punto inizia a lavorare decisamente l'arco di roccia circostante il cavo. Lo dimostrano i diagrammi di figura 25, dove si nota una compressione decisa attorno a 8-10 m.

Dopo questa data la tendenza alla reazione dell'arco si accentua, ma sempre con incrementi decrescenti fino alla stabilizzazione. Si registrano dunque (vedere diagrammi della fig. 19) dei cedimenti sempre molto contenuti: il fenomeno continua con spostamenti sempre più lievi anche nel corso dello scavo della VIIIa tratta, ossia a 15 m circa di distanza (due diametri).

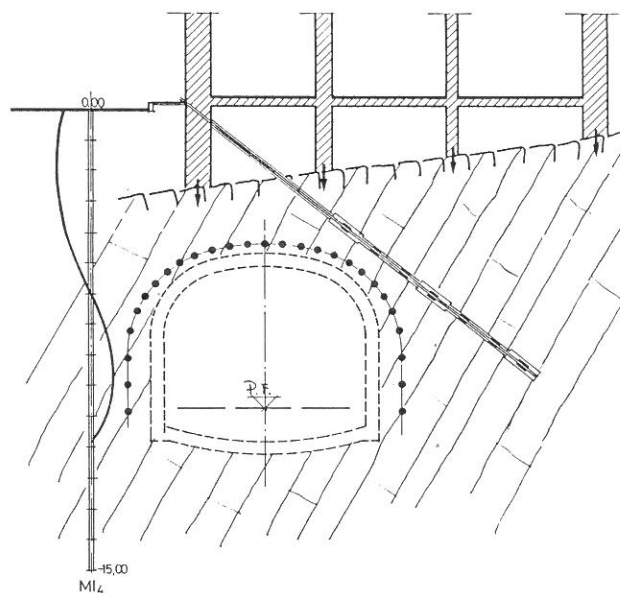


Fig. 23 - Andamento schematico delle deformazioni del banco roccioso desunto dalle letture inclinometriche di MI4 a seguito del passaggio dello scavo

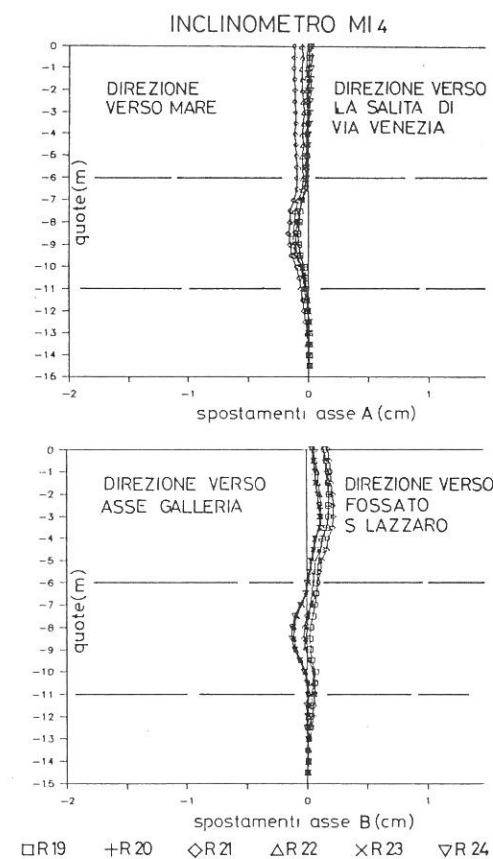


Fig. 24 - Deformate inclinometriche di MI4 a seguito del passaggio dello scavo

Inclinometri I 1-I 6

Quasi tutti gli inclinometri hanno registrato delle rotazioni maggiori di quelle previste come soglia di allerta in fase progettuale, con un valore massimo di 2,4 decimi di grado in corrispondenza dello strumento I 5 che registrava i movimenti normali all'asse della galleria.

Il giorno del passaggio del fronte di scavo la rotazione aveva già raggiunto un valore di 2,1 decimi di grado, con incrementi costanti nel tempo a partire dalla lettura di zero, mentre il valore massimo è stato raggiunto dopo due settimane circa (10 m di distanza del fronte dalla sezione strumentata).

Non appena si è visto che le soglie di allerta venivano superate è stato effettuato un attento sopralluogo alle strutture dell'edificio ed in particolare lungo il perimetro esterno e nei vani scala; nulla di particolare è stato rilevato rispetto alla situazione precedente.

A distanza di qualche giorno è stato possibile effettuare un sopralluogo anche all'interno degli appartamenti, nel corso del quale è stata confermata l'integrità delle struttu-

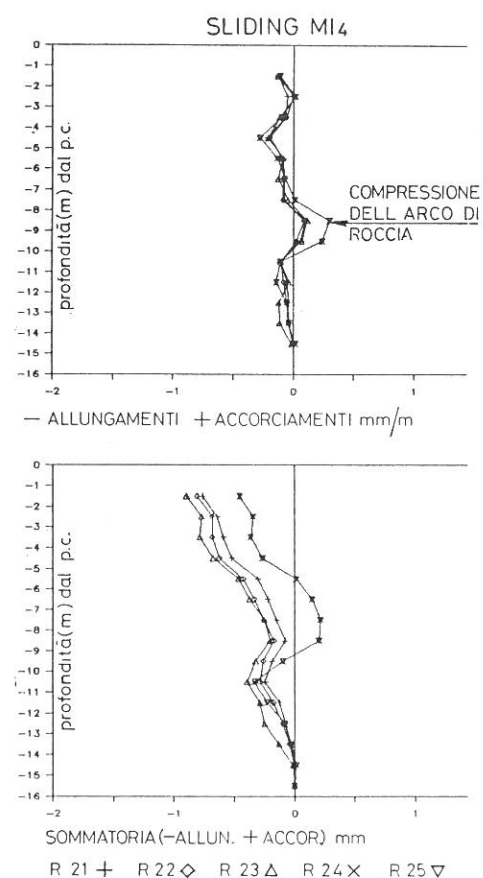


Fig. 25 - Deformate assestometriche di MI4. Si nota come dopo lo scavo si carica una porzione di roccia lateralmente al piedritto (effetto arco)

re.

Dall'esame delle letture diagrammate si deve concludere che vi è stata una omogenea e graduale rotazione verso mare e asse galleria.

Questa rotazione di piccola entità ha coinvolto omogeneamente tutte le strutture principali dell'edificio senza quindi provocare alcuna lesione.

Livellazioni topografiche

Sono state eseguite controllando i movimenti degli 11 caposaldi predisposti e riportati nella planimetria di fig. 13.

In fig. 19 abbiamo diagrammato l'andamento nel tempo dei 3 caposaldi B3-B4-B6 che hanno fatto registrare i cedimenti maggiori.

Si possono fare le seguenti osservazioni:

- il massimo cedimento si è avuto in corrispondenza del caposaldo B4 con valore di 6 mm. Generalmente i cedimenti si sono attestati attorno a 3 mm, valore decisamente inferiore alla soglia di allarme che era stata stabilita in 10 mm in asse galleria e 8 mm sopra i piedritti

- i cedimenti si sono tutti manifestati in un periodo successivo al passaggio del fronte. Bisogna tuttavia sottolineare il fatto che la sensibilità di normali misure topografiche di questo tipo è all'incirca 10 e 100 volte inferiore di quella rispettivamente degli estensimetri e dei multiassestimetri. Questo spiega la differente risposta tra le apparecchiature installate e la topografia ed il fatto che quest'ultima non abbia captato il fenomeno nella sua parte iniziale
- interessante porre a confronto i dati forniti da B6-E1-I2-I5-MI2, tutti posizionati alla stessa progressiva, dove la muratura di facciata è in chiave galleria.

Si può notare ad esempio come il cedimento di B6 (asse galleria) sia stato di 3 mm, mentre il cedimento evidenziato da E1 (piedritto galleria) sia stato di 1,7 mm. Inoltre la rotazione massima di I-5 corrisponde come data al cedimento massimo denunciato da B6 (17 agosto).

Misure di convergenza

Su ciascuna sezione sono state installate 3 basi di misura e conseguentemente anche le letture effettuate sono risultate 3, una tra le reni di calotta e le altre tra la chiave e le reni destra e sinistra.

Poiché a causa di problemi di tempistica operativa le letture di zero sono state fatte quando ormai il fronte era ad una distanza di 4 m o più dalla sezione (6 gg dopo il passaggio del fronte), probabilmente le maggiori deformazioni in atto non hanno potuto essere rilevate.

I maggiori valori di convergenza sono stati riscontrati in corrispondenza della sezione 1c e sono risultati al massimo pari a 3,9 mm su una distanza di circa 5 m, valore decisamente compatibile con la resistenza della centinatura.

8. CONCLUSIONI

Le mutazioni dello stato di sforzi e di deformazioni della roccia attorno alla galleria hanno potuto essere seguite con buona precisione grazie alle numerose apparecchiature di controllo installate.

I risultati sperimentali ottenuti nel corso del campo prove e durante la fase di scavo evidenziano alcuni aspetti interessanti che possono essere schematizzati come segue:

- la tecnologia utilizzata per precomprimere le bancate rocciose a monte dello scavo sembra avere conseguito il risultato voluto. Tutti i multiassestimetri posti nelle vicinanze dei tiranti hanno denunciato allungamenti nelle zone interposte fra i sacchi otturatori ed accorciamenti nelle parti più profonde: questo sta a significare che le iniezioni in pressione hanno imposto alla roccia (a lato dello scavo) uno stato defor-

mativo che, tramite il tensionamento dei tiranti, si è tradotto in precompressione permanente fra strato e strato e conseguente aumento della forza di attrito.

Questa situazione di coazione si è mantenuta anche durante la successiva posa in opera degli infilaggi suborizzontali

- la forza di tensionamento imposta ai tiranti mediante iniezioni eseguite ad una pressione finale di 2-2,8 MPa, può essere mediamente considerata pari a valori compresi tra 250 kN e 350 kN a seconda delle zone e della profondità.

Le pressioni di iniezione impiegate sono state inferiori a quelle previste in sede progettuale in quanto la roccia ha assorbito maggiori quantitativi di miscela (raggio d'azione più ampio); i valori di tensione ottenuti nei tiranti si allineano abbastanza bene con quelli progettati

- nel corso dello scavo della galleria (assimilabile ad una "trincea" nel corpo del maso di roccia) si sono manifestate deformazioni, piccoli scivolamenti reciproci dei banchi rocciosi lungo le stratificazioni con andamento verso l'asse galleria e verso mare; le misure inclinometriche effettuate ne danno conferma.

Questi spostamenti sono stati tutti di piccola entità (massimo 6 mm); non hanno provocato apprezzabili spinte asimmetriche sul cavo, così come risulta dalle misure di convergenza, e neppure lesioni all'edificio sovrastante

- la risposta delle apparecchiature di controllo ha evidenziato che il "richiamo" del fronte di scavo iniziava a risentirsi a una distanza mediamente di poco superiore ad un diametro, cioè a 8-10 m in avanti.

A seguito del passaggio dello scavo ha continuato la fase deformativa "transitoria" durante la quale nella roccia attorno al cavo all'"effetto d'arco" (compressioni sempre più stabili), si somma anche uno stato deformativo (tendenza allo scivolamento lungo le stratificazioni) di entità non trascurabile.

I multiassestimetri consentono misure combinate dei movimenti assiali ed orizzontali (inclinometri) ed evidenziano bene questa "fase transitoria" che normalmente si esaurisce ad una distanza al di là del transito del fronte leggermente superiore a 2 diametri (12-15 m), quando l'effetto arco si stabilizza in modo definitivo.

Nel complesso si può dire che il sistema combinato di tirantatura ed infilaggi suborizzontali abbia raggiunto lo scopo per il quale era stato progettato.

I cedimenti verticali dell'edificio sono stati contenuti entro i 6 mm (punto di massimo abbassamento), mediamente pari a 3 mm, e la rotazione verso l'asse galleria è risultata

omogenea e di modesta entità.

Dunque il cavo ha potuto essere eseguito in piena sicurezza anche quando la chiave della galleria ha direttamente "toccato" la base delle murature principali dell'edificio di via Venezia.

Mi sembra che l'interesse di questa esperienza stia soprattutto nella risposta di tutto l'apparato di controllo deformativo che ha fornito molteplici informazioni; tutti i dati ricavati posti a confronto fra loro hanno consentito di seguire con buona precisione la variazione dello stato deformativo e di sforzi nell'ambito della roccia durante e dopo lo scavo della galleria.

Si tratta certamente di un tentativo di ricostruire una panoramica il più realistica possibile delle conseguenze indotte dall'inserimento di questa nuova opera in un contesto urbano preesistente da conservare intatto.

PERSONALIA E RINGRAZIAMENTI

Committente: COMUNE DI GENOVA

Consulenti per il Comune di Genova: Dott. Ing. Prof. G. BERARDI, Dott. Ing. Prof. L. DUFOUR

Consulente per la geologia: Dott. Prof. A. BELLINI

Concessionaria e Direzione Lavori: ANSALDO TRASPORTI S.p.A.

Progettista rivestimenti galleria, provvisori e definitivi: Dott. Ing. A. FAVA - REICO SpA

Progettista opere di consolidamento e consulente geotecnico: Dott. Ing. A. BALOSSI RESTELLI

Impresa generale: IMPRESE RIUNITE GENOVA S.C. A R.L. SOCIETA' CONSORTILE TRA LGDIGIANI-CARENA-SCI-COOPSETTE

Impresa per i lavori specializzati: RODIO SpA

Ringrazio vivamente tutti gli Enti e le Persone sopra riferite per la collaborazione prestata sia in fase progettuale sia in fase operativa e per avermi dato la possibilità di divulgare in questa sede le esperienze tratte da questo particolare intervento.

BIBLIOGRAFIA

BALOSI RESTELLI A., BARLA G., JARRE P. (1986)
Miglioramento delle condizioni di servizio e
 di sicurezza di una galleria ferroviaria con
 rivestimento in muratura.

Atti del Congresso Internazionale su Grandi
 Opere Sotterranee - Firenze-Vol. I pp. 39-48

BERARDI G. (1969)

Sui problemi geotecnici della città di
 Genova con particolare riguardo alle pareti
 rocciose.

Rivista Italiana di Geotecnica. Anno III n.
 1 pp. 22-40

COVARI K., AMSTAD CH. (1983)

Foundamentals of deformation measurements
 Proc. Int. Symp. on Field Measurements in
 Geomechanics - Zurigo - Vol. I p. 219

ABSTRACT

This report refers about a particular consolidation work of a rock slope.

The stabilization treatments were connected with the execution of a very superficial tunnel which affected the rocky bank located directly under the foundations of a building.

We are here dealing with the southern entrance towards the harbour of the underground tunnel of the "metropolitana leggera" of Genova, which in its final stretch towards the sea, passes obliquely under a building situated in Venezia street.

In the report we are describing: the preliminary geotechnical investigations, the choice of the suitable consolidation treatments, the in situ tests for checking the steel tube anchor tensile system, the site operations, the results of the control devices during excavations.

We believe it useful to describe the methods through which we faced the difficult problem and particularly to examine in detail the variations of stresses and strains which affected the rock around the tunnel and the structure of the overlying building.

The combined system of the anchorages (made "active" through injections under pressure) and of the steel tubes (placed horizontally outside the excavation), allowed the safe construction of a tunnel situated just below the foundations of a building, with very limited settlements (which did not affect the structures).

The checking system of the movements consisted of:

- sliding micrometers
- extensometers
- inclinometers
- datum points for topographic levelling
- convergence measurements in the tunnel.

A great part of this equipment was electronic and connected to a data acquisition system.

Comparing the data given by the checking system, we were able to follow with precision the evolution of the deformation of the rock, before, during and after the excavation face transit.

The frequent readings of the sliding micrometers have a special interest: in fact, only through these measures, we were able to follow with accuracy the "transitory" situation originated in the rock for a short period of time after the excavation's face transit: to the "arch effect", which starts to appear through rock's compression (vertical settlements), is added in this phase an horizontal strain (slight reciprocal slides among the different rock's strata).

This phenomenon tends to decrease and disappears completely after a few days, at a distance of 12-15 m beyond the measure point.

The average vertical settlement was of 3 mm with a peak of 6 mm in one section only; the horizontal strains, towards the tunnel axis, of the rocky side of excavation resulted 5 mm at a depth of 3 meters (MI2) and 2 mm at a depth of 10 meters (MI3).