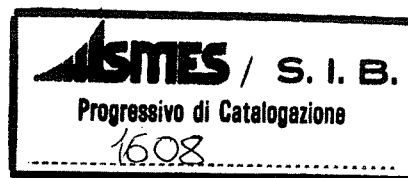


P. P. Rossi

***Le indagini sperimentali
per la caratterizzazione degli ammassi rocciosi***



Le indagini sperimentali per la caratterizzazione degli ammassi rocciosi

1. INTRODUZIONE

Un ammasso roccioso è una struttura composta da blocchi di roccia separati da discontinuità, cioè da zone di minor resistenza con due dimensioni nettamente prevalenti sulla terza. Queste discontinuità o *giunti* sono sovente interessate dalla presenza di un piccolo spessore di materiale di riempimento di altra natura il quale è spesso dotato di scadenti caratteristiche meccaniche.

I *giunti* possono essere definiti come rotture di origine geologica che interrompono la continuità di un ammasso roccioso e lungo le quali non c'è segno visibile di scorrimento. Un gruppo di giunti paralleli costituisce una *famiglia di giunti*, una serie di famiglie di giunti costituisce un *sistema di giunti*.

Oltre ai giunti possono essere presenti nell'ammasso roccioso anche fratture di grande estensione (*faglie*) lungo le quali sono chiaramente visibili segni di scorrimento. Queste grandi discontinuità, conseguenti ad eventi tettonici di grande importanza, vengono in genere prese in esame separatamente; esse infatti si susseguono in un ammasso roccioso a distanze grandi rispetto alle dimensioni delle opere di ingegneria e l'eventuale loro interazione con l'opera costituisce sempre un problema singolare, da affrontare caso per caso.

Sovrapposta alla rete di grandi discontinuità esiste sempre però una rete molto più complessa di minori discontinuità (*giunti*), che viene interessata da qualsiasi opera di ingegneria in roccia e che influenza in misura preponderante le scelte di carattere progettuale. L'origine e le caratteristiche dei giunti possono essere molto diverse, in relazione alla genesi delle formazioni geologiche e alle vicende tettoniche subite dalle formazioni stesse. Dal punto di vista della meccanica delle rocce, le discontinuità hanno in comune la proprietà di essere dotate di caratteristiche meccaniche (resistenza, deformabilità, ecc.) molto più scadenti di quelle della matrice rocciosa e tali da condizionare in modo determinante il comportamento meccanico dell'ammasso roccioso.

Le fasi attraverso le quali si articola di norma un'indagine su un ammasso roccioso per la progettazione e la costruzione di grandi opere di ingegneria civile, sono le seguenti:

a) Descrizione dell'ammasso roccioso

In questa prima fase si procede, attraverso indagini geologiche e geostrutturali, al riconoscimento dei principali litotipi che compongono l'ammasso roccioso e alla descrizione delle principali discontinuità (*faglie* e *giunti*).

b) Determinazione delle caratteristiche fisiche e meccaniche

Mediante prove in sito e in laboratorio si determinano i principali parametri fisici e meccanici necessari per la progettazione degli interventi: caratteristiche di deformabilità e resistenza dei vari litotipi e dei giunti, misura dello stato di sollecitazione naturale dell'ammasso roccioso, caratteristiche di permeabilità, ecc.

c) Controllo del comportamento dell'opera durante e dopo la costruzione

L'esame del comportamento meccanico dell'ammasso roccioso, eseguito con idonea strumentazione durante le fasi di costruzione e di esercizio, permette di controllare le condizioni statiche dell'opera e di verificare l'affidabilità dei parametri assunti alla base della progettazione.

2. PARAMETRI CARATTERISTICI ATTI A DESCRIVERE IN MODO COMPLETO LE DISCONTINUITÀ

Il numero delle famiglie di giunti è uno dei parametri essenziali per l'analisi dello stato di fratturazione presente nell'ammasso roccioso. Caratteristiche di mobilità ben diverse derivano infatti dalla presenza, ad esempio, di una sola famiglia rispetto al caso in cui sono presenti tre o quattro famiglie di pari importanza.

L'orientazione mutua delle singole famiglie definisce la forma degli elementi in cui è suddivisibile l'ammasso roccioso e rappresenta quindi un parametro che influenza direttamente la mobilità degli elementi rocciosi.

Nell'ambito di ciascuna famiglia, le singole discontinuità subparallele si susseguono a distanze variabili con una distribuzione ben descrivibile con metodi statistici; in genere tali distanze sono ben addensate intorno ad un valore medio denominato spaziatura media, il quale costituisce un ulteriore parametro caratteristico dello stato di fratturazione.

Dai tre parametri sopra citati dipendono la dimensione e forma del blocco elementare in cui per effetto della presenza dei giunti, è suddiviso l'ammasso roccioso.

Accanto alla determinazione dei parametri sopra citati, i quali esaminano l'influenza dei giunti sul comportamento globale dell'ammasso roccioso, è necessario procedere anche alla caratterizzazione del giunto tipico di ognuna delle principali famiglie. Per definire tale aspetto sono utilizzati alcuni parametri specifici, uno dei quali è denominato condizione delle pareti del giunto. La roccia in prossimità del giunto è maggiormente soggetta a fenomeni di alterazione e, di conseguenza, le sue caratteristiche meccaniche possono essere di gran lunga inferiori a quelle della roccia integra.

Una valutazione del grado di alterazione delle pareti è pertanto necessaria per poter esprimere in termini quantitativi le caratteristiche di resistenza del giunto.

Informazioni di pari importanza derivano dalla descrizione del materiale di riempimento del giunto. La messa in posto di tale materiale può essere o contemporanea alla formazione del giunto o successiva; la sua natura può essere dello stesso tipo della roccia delle pareti (materiale di frizione) o può essere del tutto diversa (calcite deposta da acque incrostanti o terreni fini depositati da acque torbide circolanti). L'importanza di un'accurata descrizione, anche quantitativa, del materiale di riempimento appare evidente se si considera che spesso la resistenza lungo il giunto è solo quella offerta proprio da tale materiale.

La scabrezza delle superfici del giunto rappresenta un parametro di fondamentale importanza per la determinazione delle caratteristiche di resistenza. La scabrezza dipen-

de in gran parte dal processo di formazione del giunto e dalle vicissitudini che esso ha subito.

La continuità di un giunto, o meglio dei giunti appartenenti ad una certa famiglia, può essere definita come l'estensione percentuale dell'area del giunto escludendo le zone di saldatura fra blocchi contigui.

L'apertura di un giunto, intesa come distanza media fra le pareti, costituisce un altro parametro interessante che può dare indicazioni sullo stato di tensione esistente nella zona. Le sollecitazioni di trazione sono quelle che consentono, a parità di altre condizioni, un rilascio della roccia e quindi grandi aperture dei giunti stessi.

Ultimo parametro preso in considerazione per la definizione delle caratteristiche dei giunti negli ammassi rocciosi è quello relativo alle condizioni idrauliche. Nella definizione di questo parametro si tiene conto sia delle caratteristiche intrinseche di permeabilità del giunto, sia delle caratteristiche della falda e delle sue variazioni stagionali, sia infine della possibilità di formazioni di ghiaccio.

I parametri sopra citati possono essere determinati sia mediante rilievi eseguiti sulle superfici dell'ammasso roccioso sia mediante sondaggi meccanici. Nel caso di problemi di particolare importanza ci si avvale anche dello scavo di cunicoli esplorativi.

3. DETERMINAZIONE DEI PARAMETRI CARATTERISTICI DEI GIUNTI

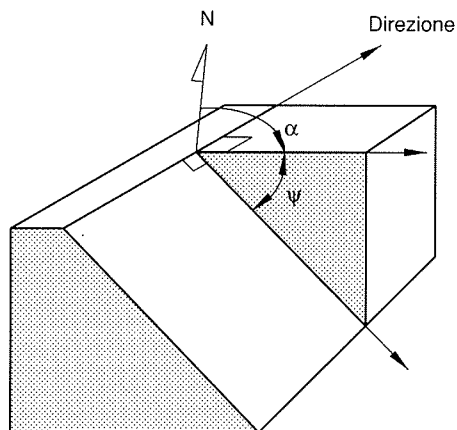
3.1 ORIENTAZIONE

La posizione di un piano nello spazio viene definita mediante i seguenti angoli:

Immersione: l'azimut, misurato in senso orario a partire dal Nord geografico, del tratto della linea di massima pendenza diretta verso il basso.

Inclinazione: angolo che la linea di massima pendenza del piano forma col piano orizzontale.

La misura di questi angoli viene eseguita mediante bussola. Nel caso di pareti inaccessibili, ove risulti impossibile l'impiego della bussola, il rilievo strutturale può essere eseguito mediante tecnica fotogrammetrica, riprendendo la parete rocciosa da due diversi punti di osservazione.



α = Immersione

ψ = Inclinazione

Fig. 1 - Orientazione di un piano nello spazio.

3.1.1 RAPPRESENTAZIONE DEI GIUNTI MEDIANTE PROIEZIONI STEREOGRAFICHE

L'orientazione di rette e piani nello spazio può essere rappresentata su un piano mediante proiezioni di tipo stereografico. La proiezione più frequentemente utilizzata in meccanica delle rocce è la proiezione equiareale di Schmidt, la quale prende in esame l'emisfera inferiore della sfera ideale di riferimento. Un piano passante per il centro della sfera può essere rappresentato in modo univoco mediante la sua intersezione con la semisfera inferiore oppure mediante il suo polo il quale rappresenta l'intersezione con la semisfera inferiore della normale al piano condotta per il centro della sfera (fig. 2). In fig. 3 sono rappresentate le proiezioni stereografiche polare e equatoriale

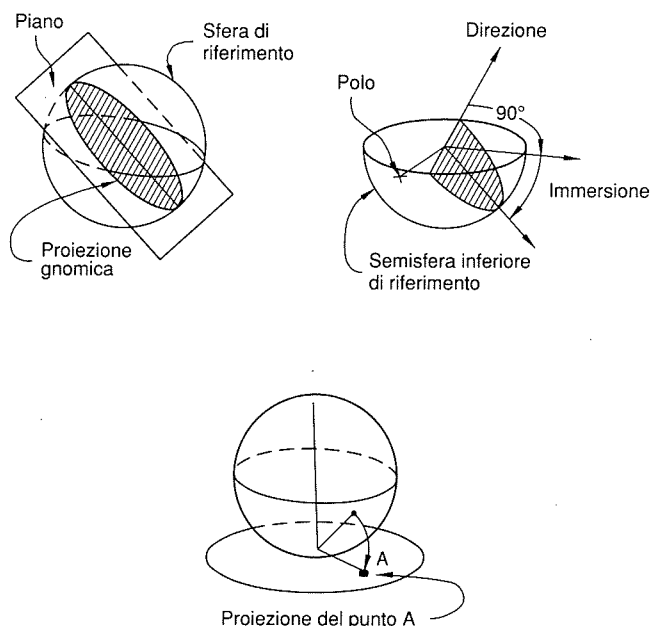
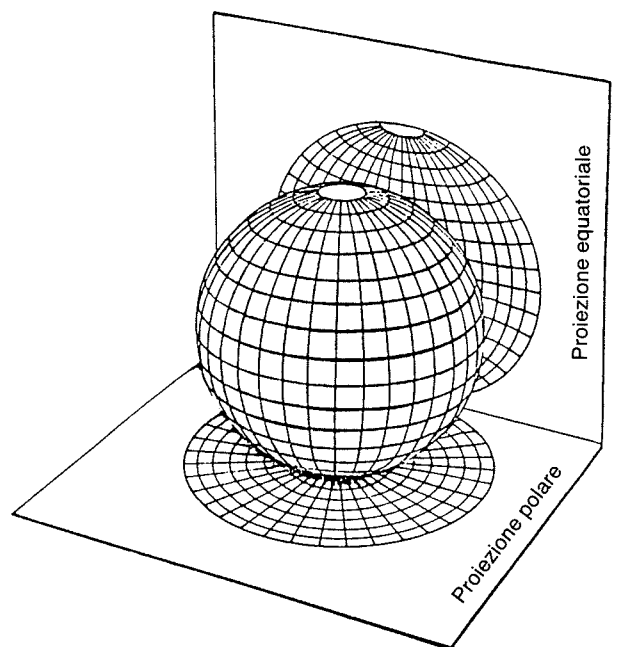


Fig. 2 - Proiezioni stereografiche di Schmidt e modalità di rappresentazione di un piano.

che vengono di norma utilizzate per la rappresentazione dei piani di discontinuità. La proiezione stereografica polare viene utilizzata quando sia richiesta unicamente la rappresentazione di poli di rette o di piani. La proiezione stereografica equatoriale è necessaria invece in tutti i casi nei quali si richieda anche il tracciamento della proiezione della linea di intersezione del piano con la semisfera inferiore.

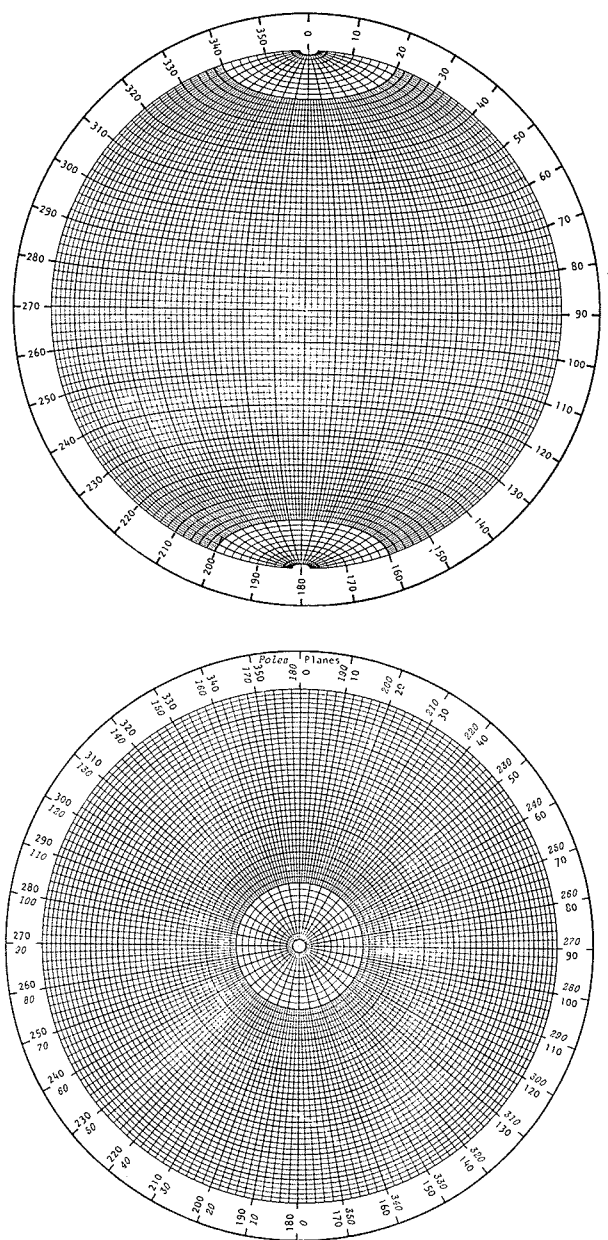


Fig. 3 - Proiezione stereografica polare ed equatoriale di Schmidt.

3.1.2 RAPPRESENTAZIONE DI GIUNTI MEDIANTE DIAGRAMMI DI DENSITÀ

Quando si esegue un rilievo strutturale su un ammasso roccioso, i poli rappresentativi di tutti i piani di discontinuità vengono rappresentati su un diagramma polare. La fig. 4 mostra un esempio di rappresentazione di un rilievo strutturale nel corso del quale sono stati rilevati in totale 351 piani. La nube dei poli che si ottiene dalla rappresentazione fornisce un'indicazione delle orientazioni preferenziali dei sistemi di discontinuità presenti nell'ammasso roccioso. Particolare attenzione meritano invece le faglie le quali devono essere esaminate singolarmente.

Per individuare le orientazioni preferenziali e la disper-

sione attorno a tali orientazioni si prende in esame un parametro detto *densità dei poli*. Tale densità è pari al rapporto fra il numero dei poli che ricadono in una areola elementare intorno al punto in esame e il numero dei poli totale, diviso ancora per il rapporto fra la superficie dell'areola e quella della proiezione. Quest'ultimo rapporto è assunto di norma pari a 0,01. Per il conteggio del numero dei poli, necessario per la determinazione dei valori di densità, si può utilizzare il reticolo di base rappresentato in fig. 5

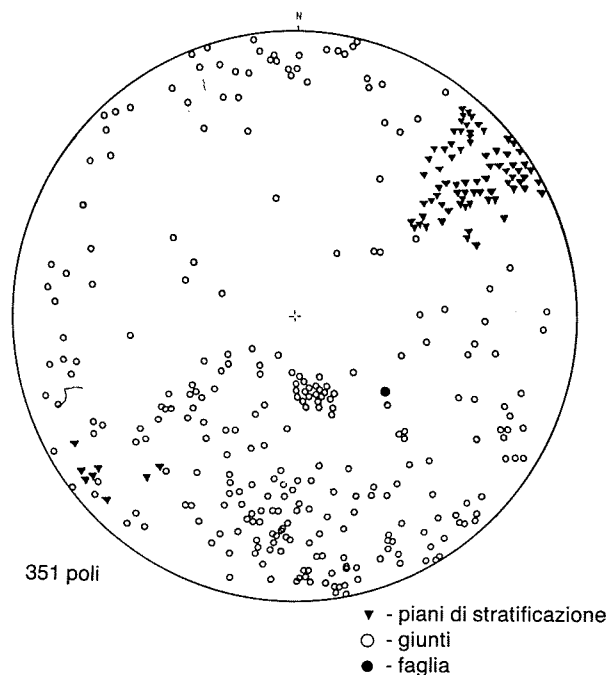


Fig. 4 - Rappresentazione su diagramma stereografico polare di Schmidt dei poli rappresentativi dei piani di discontinuità.

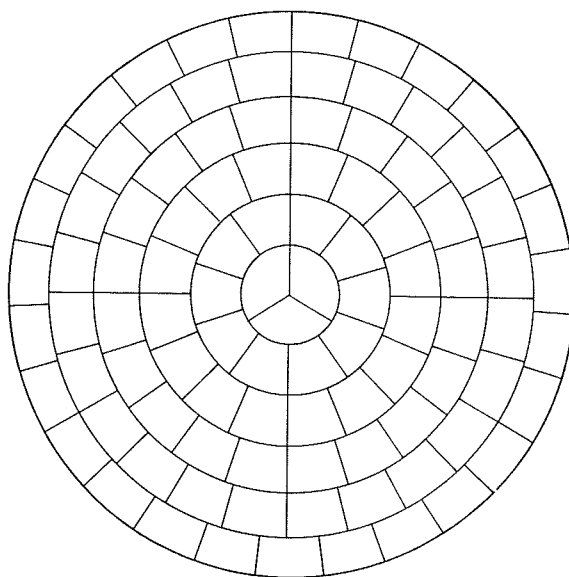


Fig. 5 - Reticolo di base per il conteggio del numero dei poli.

nel quale l'area totale del diagramma polare è suddivisa in 100 areole elementari. Questo reticolo, disegnato su carta trasparente viene sovrapposto al diagramma polare sul quale sono rappresentati i poli. In alternativa può essere impiegata una maschera di materiale trasparente recante al centro un foro di area pari a 1/100 dell'area del diagramma polare e diametro pari a 1/10 del diametro del diagramma polare. In questo caso si effettua il conteggio cen-

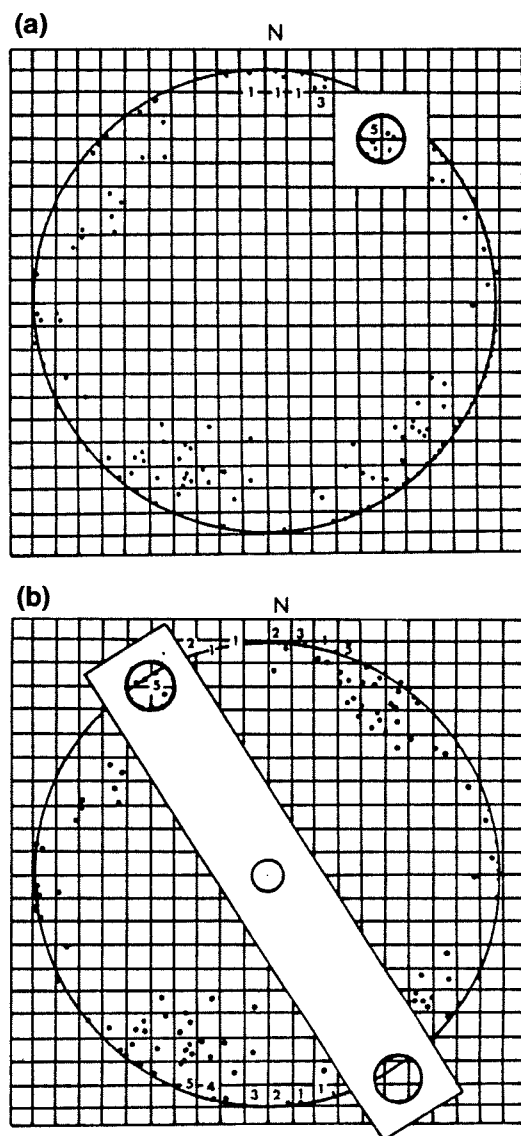


Fig. 6 - Conteggio dei poli mediante mascherina contapunti:
(a) conteggio dei poli ricadenti all'interno del reticolo;
(b) conteggio dei poli nelle aree periferiche del reticolo.

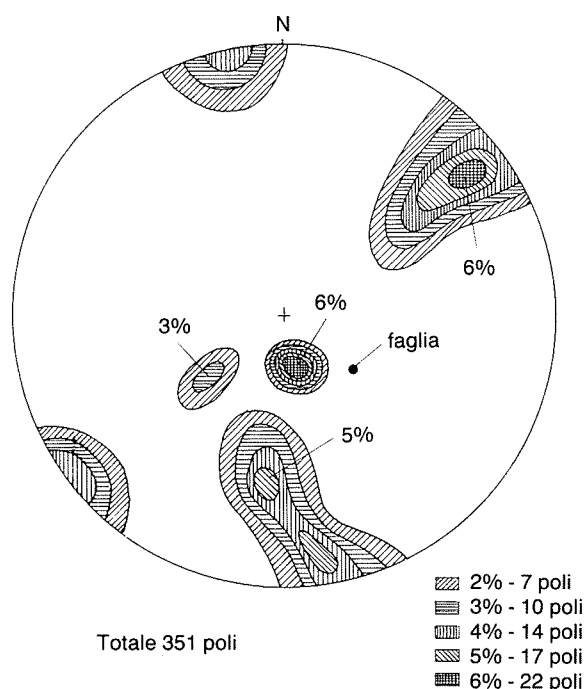


Fig. 7 - Curve di livello di densità dei poli.

trando successivamente il contapunti nelle intersezioni di una predeterminata griglia quadrata avente spaziatura pari a $1/20$ del diametro del reticolo impiegato. Per le aree periferiche viene impiegato un contapunti doppio (fig. 6). Il conteggio del numero dei poli permette il tracciamento delle curve di livello di densità dei poli. Il punto centrale della zona a più alta concentrazione di poli indica la giacitura del piano rappresentativo della famiglia di giunti (fig. 7).

3.2 SPAZIATURA

La misura della spaziatura viene eseguita sulle superfici esposte mediante un'asta graduata di lunghezza pari a circa 3 m (fig. 8). Per ciascuna famiglia di giunti viene ricostruita la distribuzione della spaziatura misurata lungo la normale al piano di orientazione media della famiglia stessa.

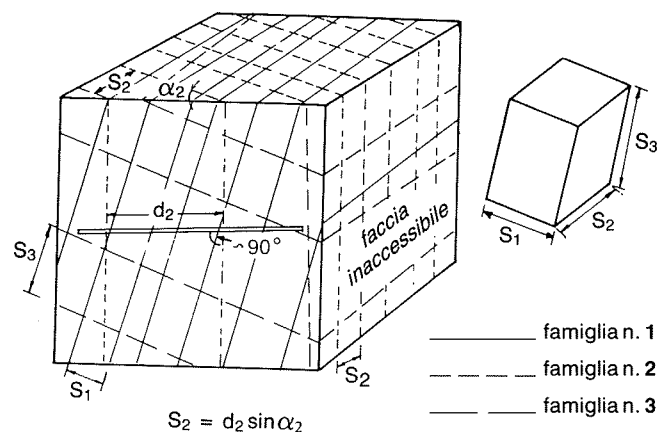


Fig. 8 - Misura della spaziatura dei giunti sulle superfici esposte.

La distribuzione viene di norma rappresentata mediante istogrammi del tipo illustrato in fig. 9. Il valore modale della distribuzione viene assunto come valore rappresentativo della famiglia di giunti in esame.

È opportuno rilevare che l'accuratezza nell'esecuzione delle misure di spaziatura dipende dal grado di precisione richiesto per il problema in esame. In qualche caso la spaziatura può essere valutata mediante semplice esame visivo.

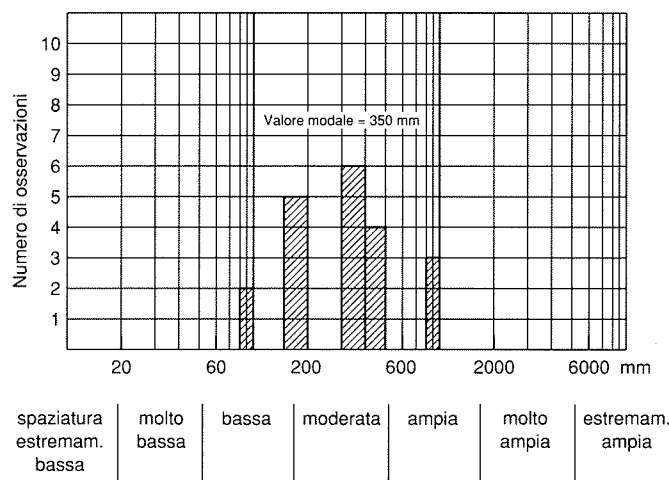


Fig. 9 - Istogramma della spaziatura di una famiglia di giunti.

Per la valutazione della spaziatura viene di norma usata la seguente classificazione:

DESCRIZIONE	SPAZIATURA
Estremamente bassa	< 20 mm
Molto bassa	20-60 mm
Bassa	60-200 mm
Moderata	200-600 mm
Ampia	600-2000 mm
Molto ampia	2000-6000 mm
Estremamente ampia	> 6000 mm

La spaziatura può anche essere rappresentata mediante il numero di discontinuità per metro. Questo parametro prende il nome di frequenza dei giunti.

3.3 ESTENSIONE

È uno dei parametri più importanti per la caratterizzazione dell'ammasso roccioso, ma è anche uno dei più difficili da quantificare. Questo parametro esprime la reale possibilità del verificarsi di un dissesto ed è legato alla gerarchizzazione che si stabilisce in natura fra le diverse famiglie di giunti. Infatti i giunti che si originano in un secondo tempo possono avere continuità inferiore perché possono arrestarsi non solo entro roccia ma anche contro i giunti esistenti (fig. 10).

Le continuità del giunto dovrebbero essere misurate sia nel verso dell'immersione che in quello della direzione. Non sempre però l'estensione della superficie esposta permette di eseguire un rilievo dettagliato.

I valori della continuità di un giunto vengono di norma suddivisi nelle seguenti classi:

CONTINUITÀ	
Molto bassa	< 1 m
Bassa	1 - 3 m
Media	3 - 10 m
Alta	10 - 20 m
Molto alta	> 20 m

Un'importante informazione da acquisire durante l'esecuzione del rilievo strutturale è quella relativa alle caratteristiche di estremità del giunto sulla base del seguente schema:

- Estremità di tipo x: quando il giunto si estende oltre la parte visibile.
- Estremità di tipo r: quando il giunto termina in roccia.
- Estremità di tipo d: quando il giunto termina contro un'altra discontinuità.

Per ciascun giunto devono quindi essere rilevate le caratteristiche di estremità e le lunghezze. Ad esempio 5(dx) rappresenta un giunto di lunghezza 5 m che ad una estremità termina contro un altro giunto mentre l'altra estremità non è visibile in quanto il giunto si estende oltre la parte esposta.

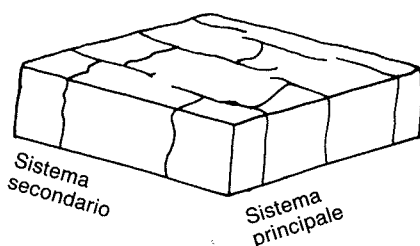


Fig. 10 - Individuazione del sistema principale e di quello secondario sulla base del diverso grado di continuità.

3.4 SCABREZZA

Le caratteristiche geometriche delle pareti dei giunti (scabrezza, ondulazioni) condizionano in modo determinante le caratteristiche di resistenza. Per la descrizione delle asperità è necessario determinare sia l'angolo di inclinazione sia la larghezza di base; i due fattori intervengono infatti congiuntamente a determinare la resistenza allo scorrimento.

Si osserva spesso, ad esempio, che asperità con forte angolo di inclinazione presentano una base ristretta che può essere facilmente troncata a causa della concentrazione delle sollecitazioni provocate in esse da scorrimenti lungo il giunto.

Si è osservato che la resistenza di un giunto è condizionata in modo prevalente dal valore medio dell'angolo di inclinazione delle asperità misurato su un tratto non troppo piccolo (scabrezza di primo ordine) mentre meno influente risulta l'effetto delle asperità misurate in piccola scala (scabrezza di secondo ordine) (fig. 11).

La scabrezza di un giunto può avere una struttura orientata per cui la resistenza al taglio può essere diversa in relazione alla direzione e al verso dello scorrimento. È opportuno quindi che il rilievo del profilo del giunto venga eseguito nella direzione dello scorrimento utilizzando la tecnica illustrata in fig. 12.

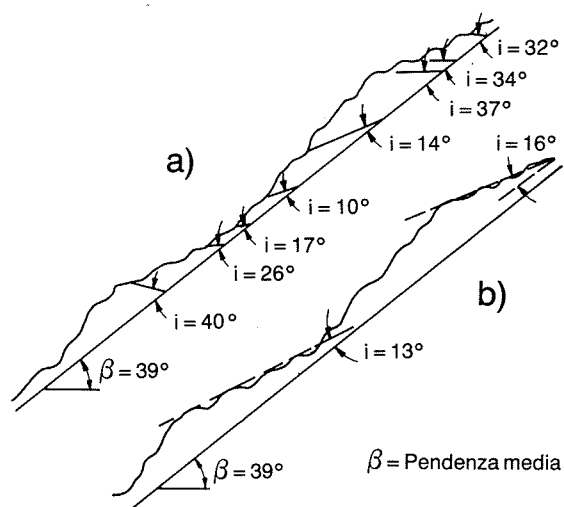


Fig. 11 - (a) scabrezza di 2° ordine; (b) scabrezza di 1° ordine.

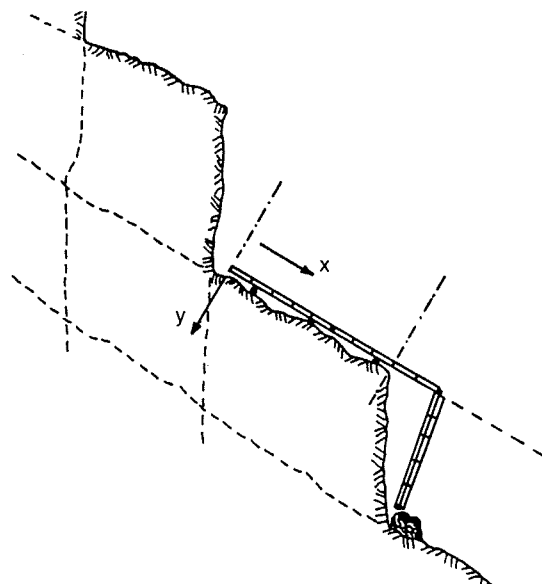
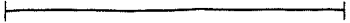
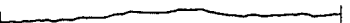


Fig. 12 - Rilievo in sito del profilo di scabrezza di un giunto.

Il profilo di scabrezza così determinato può essere confrontato con le classi di scabrezza proposte da Barton. Secondo questa classificazione il parametro adimensionale che esprime quantitativamente l'entità delle asperità presenti sulle pareti del giunto viene denominato *JRC* (Joint Roughness Coefficient). Questo parametro assume, nella classificazione proposta da Barton, valori compresi fra 0 e 20 (fig. 13).

PROFILI DI SCABREZZA TIPICI		JRC
1		0 - 2
2		2 - 4
3		4 - 6
4		6 - 8
5		8 - 10
6		10 - 12
7		12 - 14
8		14 - 16
9		16 - 18
10		18 - 20

0 5 10 cm

Fig. 13 - Classificazione dei profili di scabrezza secondo Barton e corrispondenti valori del parametro JRC.

Un altro metodo per valutare in modo quantitativo le caratteristiche di scabrezza di un giunto consiste nel rilevare le giaciture di piastre circolari di vario diametro poggianti in punti diversi della superficie del giunto e nel rappresentare tali giaciture in proiezioni stereografiche polari (fig. 14). La nube dei poli risulta tanto più dispersa quanto minore è il diametro della piastra di misura. Questa rappresentazione stereografica permette di rilevare l'orientazione media delle asperità e di studiare quindi l'influenza della direzione di scorrimento.

3.5 RESISTENZA DELLA PARETE DEL GIUNTO

La resistenza del materiale che costituisce le pareti del giunto viene misurata convenzionalmente mediante prove con il martello di Schmidt eseguite sia sulla parete del giunto che su una frattura fresca del materiale roccioso intatto. Si determina in tal modo il parametro *JCS* (Joint Wall Compressive Strenght) utilizzando il grafico di fig. 15.

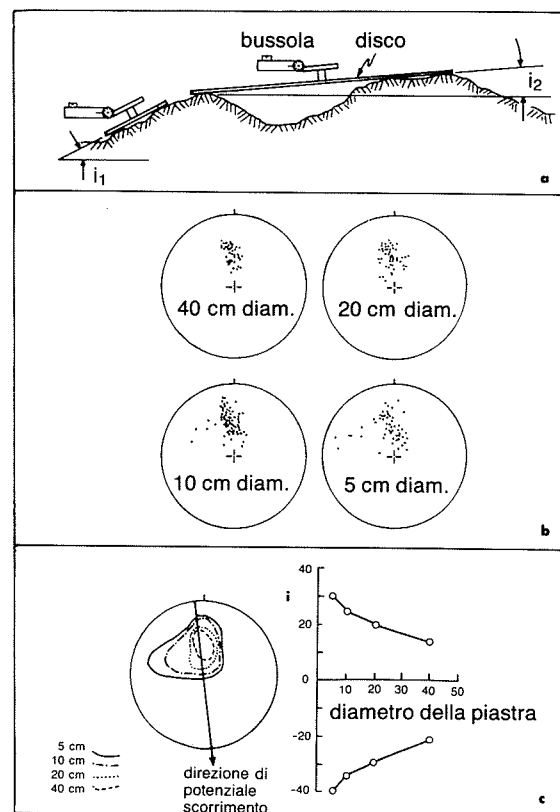


Fig. 14 - Determinazione delle caratteristiche di scabrezza della parete di un giunto con il metodo della piastra appoggiata.

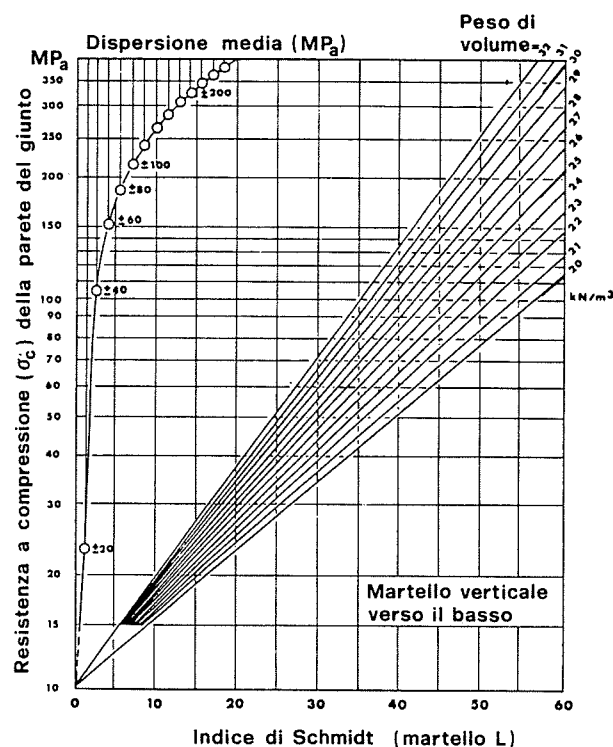


Fig. 15 - Determinazione della resistenza a compressione delle pareti del giunto mediante il martello di Schmidt. L'indice di Schmidt è ottenuto eseguendo 10 prove scartando i 5 valori più bassi e mediando i risultati rimanenti.

3.6 APERTURA DEL GIUNTO E MATERIALE DI RIEMPIMENTO

Sulla base dell'apertura i giunti possono essere classificati nel modo seguente:

TIPO DI GIUNTO	APERTURA
Molto serrato	< 0,1 mm
Serrato	0,1 - 0,25 mm
Parzialmente serrato	0,25 - 0,5 mm
Aperto	0,5 - 2,5 mm
Apertura ampia	2,5 - 10 mm
Apertura molto ampia	1 - 10 cm
Apertura estremamente ampia	10 - 100 cm
Giunto cavernoso	> 1 m

Sovente le aperture dei giunti che si osservano sulle superfici esterne dell'ammasso roccioso sono molto più ampie di quelle presenti all'interno dell'ammasso roccioso. È opportuno quindi che la determinazione di questo parametro venga eseguita anche all'interno dell'ammasso roccioso utilizzando fori di sondaggio o cunicoli esplorativi. Particolarmente utile a questo proposito si presenta il rilievo della parete del foro eseguito mediante sonda televisiva. In alternativa può essere impiegato il metodo dell'impronta della superficie del foro eseguita con strato di materiale deformabile, utilizzando un otturatore idraulico gonfiabile.

Quando la discontinuità è riempita di materiale, le caratteristiche di resistenza del giunto possono essere condizionate dalle caratteristiche del materiale di riempimento. In questo caso è importante analizzare l'apertura media del giunto in relazione all'ampiezza media delle asperità. La fig. 16 mostra l'influenza dello spessore del riempimento e dell'ampiezza sulla resistenza. Si può osservare che lo scorrimento necessario per mobilitare la resistenza delle asperità cresce con l'aumentare del rapporto fra lo spessore del riempimento e l'ampiezza delle asperità. Fino a che le asperità non vengono a contatto, le caratteristiche di resistenza del giunto sono quelle proprie del materiale di riempimento.

4. PROPRIETÀ MECCANICHE DEI GIUNTI

I principali parametri che condizionano il comportamento meccanico dei giunti sono quelli di deformabilità e di resistenza. I metodi di analisi basati sul principio dell'equilibrio limite richiedono la conoscenza delle sole caratteristiche di resistenza mentre per l'esecuzione di analisi di stabilità con i metodi di analisi degli sforzi è necessario conoscere anche le caratteristiche di deformabilità.

4.1 GIUNTO CON SUPERFICI PIANE

Indicando con σ la sollecitazione normale al giunto e con τ la sollecitazione tangenziale che provoca lo scorrimento, la caratteristica di resistenza del giunto è fornita dalla relazione:

$$\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \varphi$$

ove:

c = coesione

φ = angolo di attrito

Indicando con u lo scorrimento nella direzione del giunto, il diagramma $\tau - u$ presenta un andamento del tipo di quello illustrato in fig. 17, nel quale è possibile distinguere nettamente il valore della resistenza di picco e quello della resistenza residua.

La resistenza di picco è fornita dalla:

$$\tau = c_p + \sigma \operatorname{tg} \varphi_p$$

ove:

c_p = coesione di picco

φ_p = angolo di attrito di picco

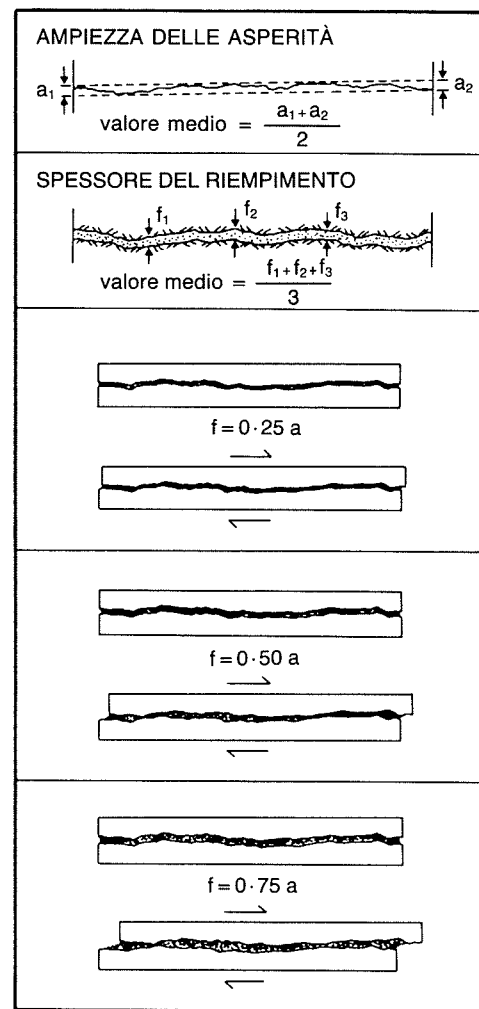


Fig. 16 - Influenza del rapporto fra lo spessore del riempimento e l'ampiezza delle asperità sulle caratteristiche di resistenza allo scorrimento.

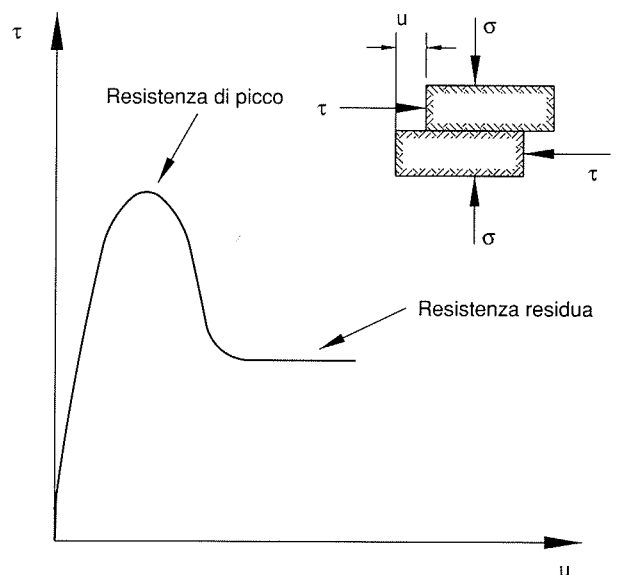


Fig. 17 - Diagramma $\tau - u$ caratteristico di un giunto piano.

In condizioni residue, la coesione si annulla per cui la resistenza è fornita dalla relazione:

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi_r$$

ove:

φ_r = angolo di attrito residuo (fig. 18).

4.2 GIUNTO SCABRO

Lo studio della caratteristiche di resistenza di un giunto scabro venne iniziato da Patton (1966), il quale analizzò il comportamento di un giunto caratterizzato da uno schema di scabrezza con asperità aventi tutti un uguale angolo di inclinazione i (fig. 19).

Per bassi valori della sollecitazione normale, lo scorrimento lungo il giunto richiede lo scavalcamento delle asperità per cui il legame fra la sollecitazione di taglio e quella normale è fornito dalla relazione:

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} (\varphi + i)$$

ove:

φ = angolo di attrito di base determinato su un giunto piano dello stesso materiale

i = angolo di inclinazione delle asperità misurato rispetto al piano del giunto.

In questo caso lo scorrimento u provoca uno spostamento (v) in direzione normale allo scorrimento pari a:

$$v = u \cdot \operatorname{tg} i$$

Questo spostamento v viene denominato *dilatanza* del giunto.

Quando la sollecitazione normale assume valori elevati, il lavoro da compiere per lo scavalcamento delle asperità diviene maggiore di quello necessario a tagliare le asperità alla base. Il giunto si comporta quindi come dotato di coesione e di angolo di attrito pari a quello di base (fig. 19).

Nella tabella allegata sono riportati i valori indicativi dell'angolo di attrito di base relativi a diversi tipi di roccia.

LITOTIPO	ANGOLO DI ATTRITO DI BASE
Amfibolite	31
Arenaria	25 - 35
Basalto	31 - 38
Calcare	33 - 40
Conglomerato	35
Dolomite	27 - 31
Gesso	30
Granito	23 - 39
Gneiss	29 - 35
Marna	27
Porfirite	31
Siltite	27 - 31

Il modello bilineare di Patton, pur fornendo importanti indicazioni in merito al comportamento di un giunto scabro, non risulta pienamente soddisfacente in quanto i giunti presentano una scabrezza irregolare con angoli di inclinazione delle asperità molto variabili.

Più interessante risulta la soluzione sviluppata da Barton (1973), il quale propone per la resistenza di picco di un giunto scabro la seguente relazione:

$$\tau = \sigma_n \cdot \operatorname{tg} (\varphi + i_{\text{eff}})$$

ove:

$$i_{\text{eff}} = \text{JRC} \lg(\text{JCS}/\sigma_n)$$

ove:

JRC = coefficiente di scabrezza

JCS = coefficiente di resistenza delle pareti del giunto.

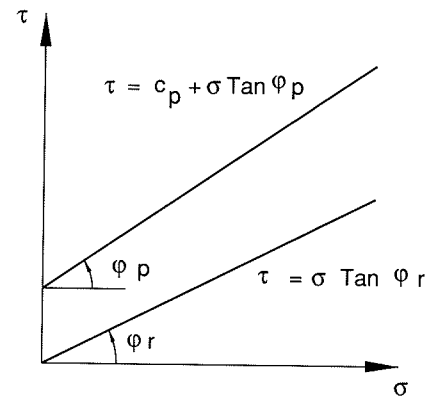


Fig. 18 - Caratteristiche di resistenza di picco e residua di un giunto piano.

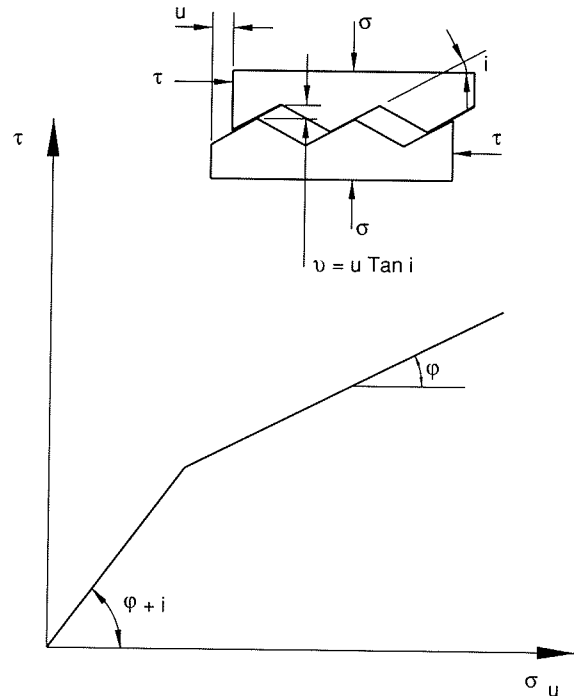


Fig. 19 - Schema di un giunto con scabrezza regolare con la relativa caratteristica di resistenza di picco (bilineare).

In fig. 20 è illustrato l'andamento delle curve di resistenza di picco per diverse classi di scabrezza del giunto. Per ciascun tipo di scabrezza vengono analizzati diversi valori del coefficiente JCS.

Si può osservare che, quando la sollecitazione normale al giunto tende al valore massimo, l'angolo di attrito efficace ($\varphi + i_{\text{eff}}$) tende all'angolo di attrito di base.

Per bassi valori della sollecitazione normale, anche in giunti molto rugosi, l'angolo di attrito efficace non supera il valore di 70° . Le asperità con angolo di inclinazione molto elevato ($> 40^\circ$) non contribuiscono ad aumentare il valore dell'angolo di attrito efficace poiché vengono progressivamente troncate durante lo scorrimento.

A causa di questi fenomeni di rottura progressiva delle asperità si osserva in giunti molto scabri la presenza di una coesione.

La soluzione proposta da Barton è stata ampiamente verificata mediante numerose indagini sperimentali e può ritenersi senza dubbio la più idonea ad esprimere la resistenza di picco di un giunto.

La resistenza residua del giunto può essere invece ben rappresentata da una relazione lineare tipo Coulomb con coesione nulla, o prossima a zero, e angolo di attrito prossimo al valore dell'angolo di attrito di base.

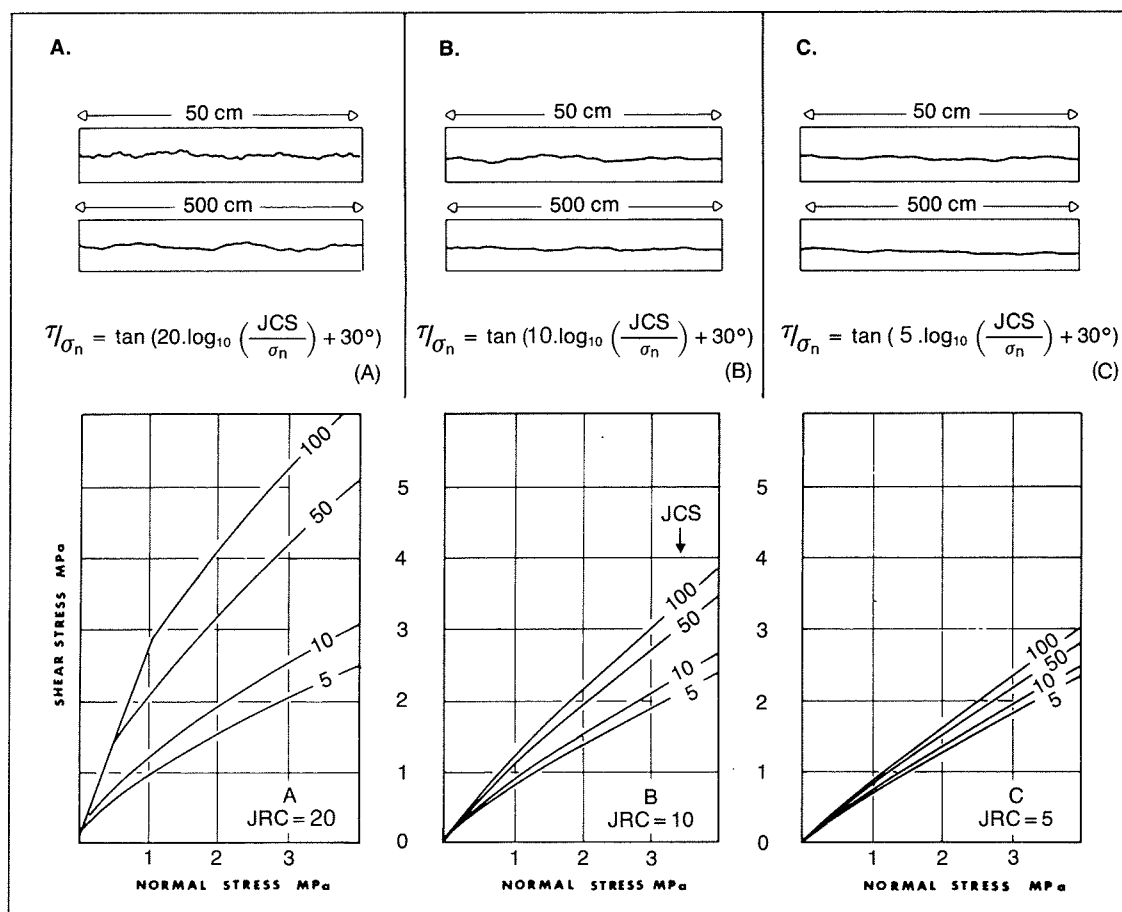


Fig. 20 - Curve di resistenza di picco di giunti per diversi valori dei coefficienti JRC e JCS.

È opportuno osservare che la soluzione proposta da Barton non è applicabile quando il giunto presenta un riempimento di materiale sciolto con spessori più elevati rispetto all'ampiezza delle asperità. In questo caso il comportamento meccanico del giunto è condizionato dalle caratteristiche del materiale di riempimento finché le asperità non vengono a contatto.

5. INDICI DI QUALITÀ DELL'AMMASSO ROCCIOSO

Dopo aver ultimato la serie delle indagini per la descrizione dell'ammasso roccioso, l'attenzione viene rivolta alla determinazione dei principali parametri fisici e meccanici necessari per la progettazione degli interventi. Particolarmente utili si presentano in questa fase i cosiddetti "indici di qualità" i quali hanno lo scopo di fornire una valutazione preliminare delle principali caratteristiche fisiche e meccaniche dell'ammasso roccioso.

La determinazione degli "indici di qualità" costituisce un utile ausilio per la definizione del programma delle indagini sperimentali in sito e in laboratorio in quanto consente di concentrare l'attenzione sulle zone più interessanti e rappresentative dell'ammasso roccioso riducendo in tal modo sensibilmente il costo totale delle indagini.

5.1 INDICE R.Q.D.

Questo indice, proposto da Deere (1964), prevede la determinazione del recupero percentuale di carotaggio tenendo conto dei singoli spezzoni di carota aventi lunghezza superiore a 10 cm (fig. 21).

$$RQD\% = \frac{\text{lunghezza degli spezzoni di carota} \geq 10 \text{ cm}}{\text{lunghezza totale perforata}}$$

L'interesse nella determinazione dell'indice RQD e la sua utilità in problemi applicativi sono fondati soprattutto sulla possibilità di correlare questo indice con altri parametri che definiscono il comportamento meccanico del materiale. Buone correlazioni sono state determinate sperimentalmente fra l'indice RQD e il modulo di deformabilità ottenuto mediante prove di carico su piastra.

RECUPERO IN CAROTAGGIO (cm)	RQD (L min = 10 cm) (cm)	RQD (ROCK QUALITY DESIGNATION)	QUALITÀ DELLA ROCCIA
25.0	25.0	0 - 25	<u>molto scadente</u>
5.0		25 - 50	<u>scadente</u>
5.0		50 - 75	<u>discreta</u>
7.5		75 - 90	<u>buona</u>
10.0	10.0	90 - 100	<u>eccellente</u>
12.5	12.5		
7.5			
10.0	10.0		
15.0	15.0		
10.0			
5.0			
12.5	12.5		
125.0 cm	lunghezza totale = 150 cm	$\Sigma li = 85.0 \text{ cm}$	
recupero in carotaggio 125/150=83%	RQD 85/150=57%		

Fig. 21 - Definizione dell'indice RQD e classificazione dell'ammasso roccioso secondo l'indice RQD.

5.2 INDICE DI RESISTENZA (I_s)

L'indice di resistenza proposto da Franklin (1970) è determinato mediante una prova meccanica (point load) eseguita su spezzoni di carota mediante due piastre sagomate a cono e terminanti con una punta sferica secondo lo schema illustrato in fig. 22.

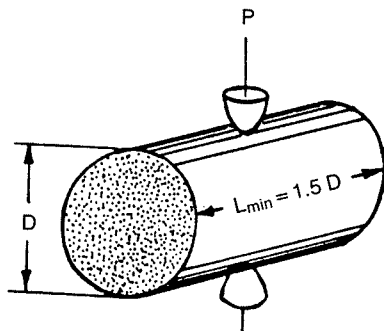


Fig. 22 - Schema della prova di point load per la determinazione dell'indice I_s .

L'indice I_s è definito dal rapporto:

$$I_s = \frac{P}{D^2}$$

ove:

P = carico applicato

D = diametro della carota

Questo indice è interessante in quanto può essere spesso correlato con la resistenza a compressione monoassiale della roccia (σ_c). Questa correlazione risulta possibile solo nel caso di rocce con caratteristiche di omogeneità e isotropia mentre risulta scarsamente significativa nel caso di rocce anisotrope. In fig. 23 è riportato un esempio di correlazione fra l'indice I_s e la resistenza a compressione monoassiale determinata su campioni di roccia omogenea e isotropa.

5.3 INDICE DELLA SPAZIATURA DELLE FRATTURE I_f

Questo indice prevede la determinazione del numero di discontinuità comprese in una lunghezza unitaria di carota

$$I_f = \frac{\text{lunghezza unitaria (1m)}}{\text{numero di discontinuità}}$$

La determinazione di questo indice, che permette di valutare l'influenza delle discontinuità sul comportamento dell'ammasso roccioso, deve essere condotta subito dopo l'estrazione dei campioni dal foro in modo da evitare il conteggio delle fratture che, in alcune rocce, si verificano per effetto dell'essiccamento. È inoltre necessario tenere conto dell'orientamento relativo delle discontinuità incontrate: le discontinuità perpendicolari alla direzione di carotaggio saranno ad esempio incontrate con maggiore frequenza rispetto alle fratture che presentano giacitura diversa.

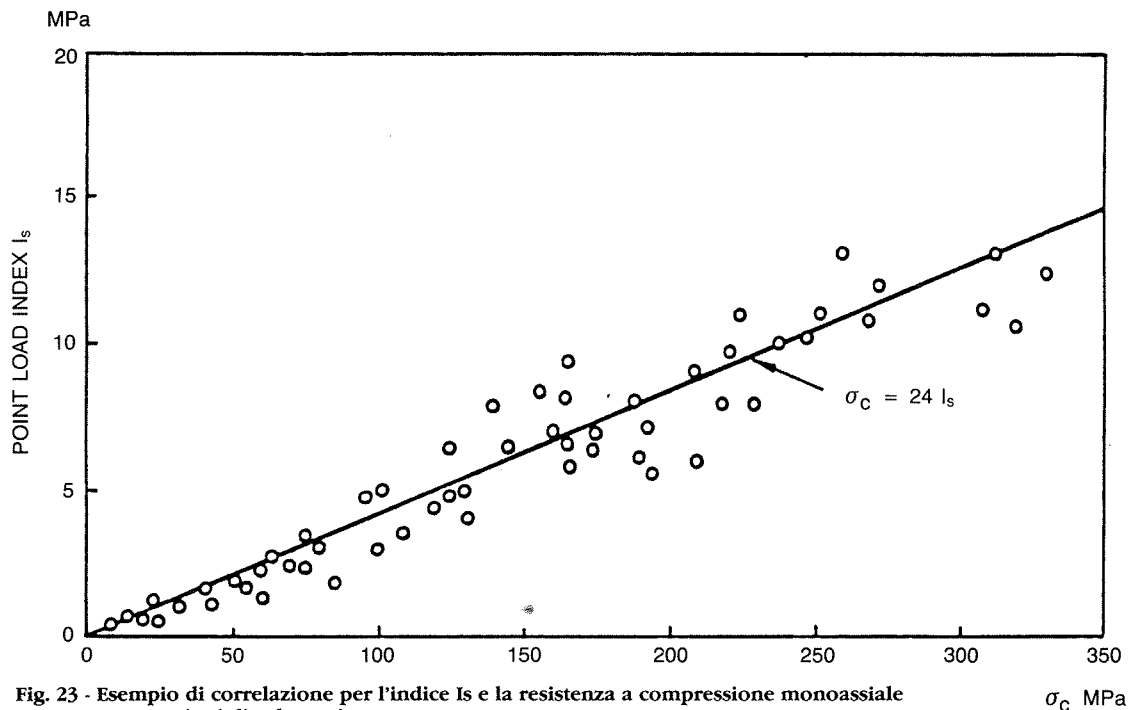


Fig. 23 - Esempio di correlazione per l'indice I_s e la resistenza a compressione monoassiale ottenuta su campioni di calcarenite.

5.4 INDICE DELLE VELOCITÀ (I_v)

È definito dal quadrato del rapporto delle velocità di propagazione delle onde elastiche longitudinali determinate rispettivamente in sito (V_s) e in laboratorio (V_L)

$$I_v = \left(\frac{V_s}{V_L} \right)^2$$

Questo indice è sovente correlabile con l'indice RQD.

6. SISTEMI DI CLASSIFICAZIONE DELL'AMMASSO ROCCIOSO

I sistemi di classificazione si basano sull'esame di alcuni parametri caratteristici scelti in modo da fornire un giudizio il più possibile completo sulle caratteristiche globali di un ammasso roccioso.

Poiché la raccolta dei dati e la presentazione dei parametri più significativi vengono eseguite con metodi standardizzati, questi criteri di classificazione presentano il grande vantaggio di rendere possibile un confronto fra le esperienze acquisite in siti diversi. I sistemi di classificazione costituiscono quindi un validissimo supporto in fase di progettazione di un impianto in quanto consentono di sfruttare le esperienze acquisite da altri progettisti su ammassi rocciosi aventi analoghe caratteristiche.

Esistono vari sistemi di classificazione proposti da diversi autori:

Deer (1969)	Classificazione RQD
Wickham (1972)	Classificazione RSR
Bieniawski (1973)	Classificazione RMR
Rabcewicz-Pacher (1974)	Classificazione austriaca
Barton (1974)	Classificazione Q
Luis (1974)	Classificazione francese.

Quelli proposti da Bieniawski e Barton sono senza dubbio i criteri di classificazione più interessanti in quanto permettono di formulare un giudizio non solo qualitativo ma anche quantitativo sulle caratteristiche globali di un ammasso roccioso.

6.1 CLASSIFICAZIONE DI BIENIAWSKI (indice RMR)

Questa classificazione tiene conto di 5 parametri caratteristici:

- resistenza a compressione uniaassiale della roccia intatta;
- indice RQD;
- spaziatura dei giunti;
- condizioni dei giunti (scabrezza, alterazione delle pareti, apertura, materiale di riempimento);
- condizioni idrauliche (afflusso d'acqua in galleria, pressione interstiziale).

Ciascun parametro viene valutato in modo quantitativo e a ciascuno di essi è assegnato un indice parziale, come indicato in fig. 24.

PARAMETRI			CAMPO VALORI						
1	RESISTENZA ROCCIA INTATTA	Carico puntuale	> 80 Kg/cm ²	40-80 Kg/cm ²	20-40 Kg/cm ²	10-20 Kg/cm ²	Non applicabile		
		Compressione uniaassiale	> 2000 Kg/cm ²	1000-2000 Kg/cm ²	500-1000 Kg/cm ²	250-500 Kg/cm ²	100-250 Kg/cm ²	30-100 Kg/cm ²	10-30 Kg/cm ²
	INDICE		15	12	7	4	2	1	0
2	RQD		90-100%	75-90%	50-75%	25-50%	< 25%		
	INDICE		20	17	13	8	3		
3	SPAZIATURA GIUNTI		> 3 m	1-3 m	0,3-1 m	50-300 mm	< 50 mm		
	INDICE		30	25	20	10	5		
4	CONDIZIONE GIUNTI		Superfici molto scabre non continue. Pareti roccia dura	Superfici scabre Apertura < 1 mm Pareti roccia dura	Superfici scabre Apertura < 1 mm Pareti roccia dura	Superfici lisce o laminate o riempimento < 5 mm o apertura 1-5 mm Giunti continui	Riempimento tenero spessore > 5 mm o giunti aperti > 5 mm Giunti continui		
	INDICE		25	20	12	6	0		
5	CONDIZIONI IDRAULICHE	Afflusso per 10 m lunghezza tunnel	Assente		< 25 litri/min	25-125 litri/min	> 125 litri/min		
		Pressione acqua nei giunti Rapp. $\frac{\text{Soll. nat.}}{\text{in situ}}$	0		0,0-0,2	0,2-0,5	< 0,5		
		Condizioni generali	Completamente asciutto		Solo umidità	Acqua in debole pressione	Severi problemi idraulici		
	INDICE		10		7	4	0		

Fig. 24 - Valore di parametri relativi alla classificazione di Bieniawski.

Poiché l'indice RMR è stato utilizzato soprattutto per la valutazione della qualità della roccia interessata dallo scavo di gallerie è necessario introdurre un coefficiente correttivo che tiene conto dell'orientazione della galleria rispetto all'orientazione dei giunti principali come indicato in fig. 25.

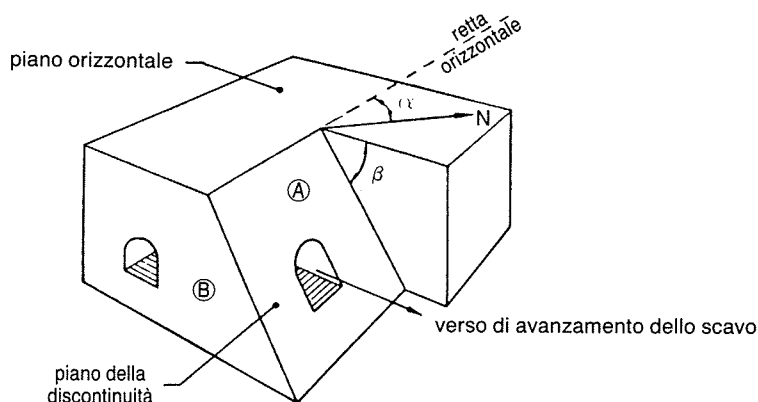
La somma algebrica degli indici parziali relativi ai singoli parametri analizzati fornisce l'indice complessivo dell'ammasso roccioso. In base al valore dell'indice RMR l'ammasso roccioso viene suddiviso in 5 classi come indicato nella tabella di fig. 26. Per ciascuna classe viene indicata dall'autore una stima, seppure di larga massima, dei parametri di resistenza globale dell'ammasso roccioso (coesione e angolo di attrito).

Poiché la classificazione RMR è nata per la soluzione di problemi legati allo scavo di gallerie, l'autore affianca alla

classificazione anche una tabella di progettazione nella quale sono raccolte informazioni ed indicazioni sul sistema di supporto provvisorio e definitivo da adottare in ogni classe di roccia, nonché indicazioni sulle tecniche di scavo più idonee (fig. 27).

Per ciascuna classe viene inoltre determinata la relazione fra la lunghezza di scavo libera (senza sostegno) e il tempo di autosostegno (fig. 28).

Ad esempio una lunghezza di scavo di 2 m potrà restare senza alcun sostegno per un mese in una roccia di classe III, ma solo pochi giorni in una roccia di classe IV. Un tempo di autosostegno più lungo può essere ottenuto facendo ricorso ad opere di sostegno temporanee (di prima fase) che assicurano la stabilità del tunnel fino alla messa in opera del rivestimento definitivo.



Valutazione degli effetti della orientazione dei giunti per il calcolo dell'indice parziale n in gallerie sub-orizzontali

Galleria in posizione A				Galleria in posizione B		Pendenza $\beta = 0^\circ - 20^\circ$ qualunque sia la direzione
Pendenza β						
Concorde con il verso di avanzamento		Discorde dal verso di avanzamento				
45° – 90°	20° – 45°	20° – 45°	45° – 90°	20° – 45°	45° – 90°	
molto favorevole	favorevole	sfavorevole	discreto		molto sfavorevole	

Fig. 25 - Fattori correttivi dell'indice RMR in funzione dell'orientazione della galleria rispetto all'orientazione dei giunti principali.

Proprietà meccaniche e comportamento degli ammassi rocciosi

N = Σ ni	0-25	25-50	50-70	70-90	90-100
CLASSE	V	IV	III	II	I
QUALITÀ DELL'AMMASSO	molto scadente	scadente	discreta	buona	ottima
c Kg/cm ²	> 1	1-1,5	1,5-2,0	2,0-3,0	> 3,0
ϕ	< 30°	30°-35°	35°-40°	40°-45°	> 45°
GIUDIZIO SULLE DIFFICOLTÀ DI SCAVO	nessuna difficoltà	può essere cavato facilmente Frammentazione notevole	discrete difficoltà	si cava con difficoltà Frammenti di notevoli dimensioni	notevoli difficoltà di scavo
T L m	10 min 0,5	5 ore 1,5	1 settimana 2	6 mesi 4	10 anni 5

Fig. 26 - Classificazione dell'ammasso roccioso secondo Bieniawski.

Scelta delle modalità di avanzamento e dei provvedimenti di sicurezza in funzione dell'indice N

CLASSE AMMASSO		V	IV	III	II	I	
N		0	25	50	70	90	100
AVANZAMENTO		a sezione parziale			a piena sezione		
		avanzamento con cunicoli e allarghi	avanzamento in calotta				
		a 0,5—1 m dal prriverimento	ad 1—1,5 m dal prriverimento	ad 1,5—3 m dal prriverimento	ad 1—11,5 m dal prriverimento	a 3 m dal prriverimento	
SOSTEGNI PROVVISORI	BULLONI*	(Bulloni di) lunghezza 5—6 m disposti regolarmente con spaziatura 1—1,5 m in calotta e sulle pareti, con rete metallica. Bulloni in arco rovescio.	(Bulloni di) lunghezza 4—5 m disposti regolarmente con spaziatura 1—1,5 m in calotta e sulle pareti, con rete metallica.	(Bulloni di) lunghezza 3—4 m disposti regolarmente con spaziatura 1,5—2 m in calotta e sulle pareti, con rete metallica in calotta.	Localmente (bulloni) in calotta, lunghezza 2—3 m, spaziatura 2—2,5 m, collegati eventualmente da rete metallica.	Non è richiesto rivestimento ad eccezione di qualche bullone isolato.	
	CALCESTRUZZO PROIETTATO	150—200 mm in calotta, 150 mm sulle pareti e 50 mm sul fronte di scavo. Applicare il più presto possibile dopo aver usato gli esplosivi.	100—150 mm in calotta, 100 mm sulle pareti. Può essere applicato anche mentre si effettua lo scavo.	50—100 mm in calotta e 30 mm sulle pareti.	50—100 mm in calotta come base per impermeabilizzare.		
	CENTINE	Profilati pesanti in acciaio inossidabile a distanza di 1,5 m; traverse in arco rovescio.	Profilati leggeri a distanza di 1,5 m se necessari.	Non necessarie.	Non necessarie.		

* diametro 20 mm, lunghezza pari a metà larghezza della galleria.

Fig. 27 - Tabella di progettazione relativa agli scavi di gallerie (secondo la classificazione di Bieniawski).

ORIENTAMENTI PER IL PROGETTO E L'ESECUZIONE DI GALLERIE

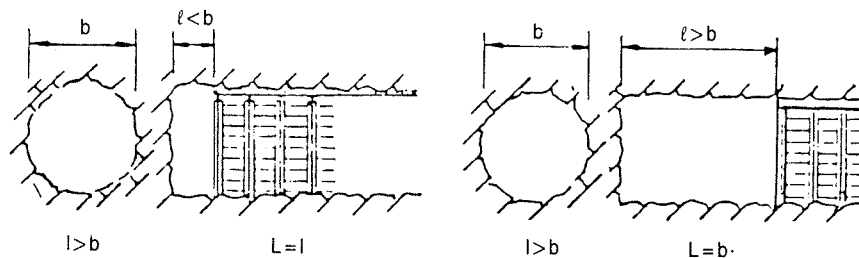
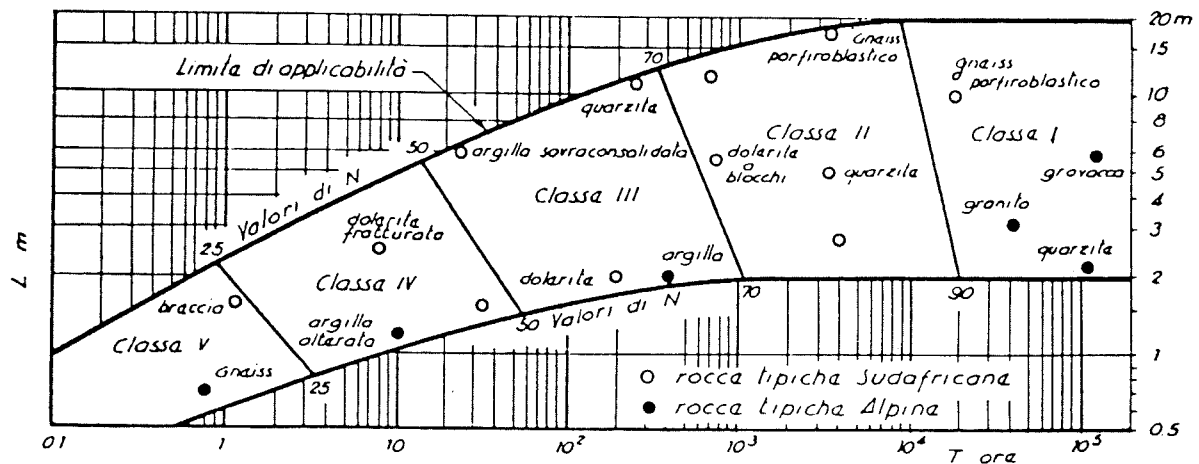


Fig. 28 - Relazione tra la lunghezza libera dello scavo e tempo di autosostegno per le diverse classi di roccia (Bieniawski).

6.2 CLASSIFICAZIONE DI BARTON (Indice Q)

La classifica, proposta da Barton, è basata sui seguenti parametri:

- indice RQD;
- numero delle famiglie di giunti (J_n);
- scabrezza delle superfici dei giunti più sfavorevoli alla stabilità dello scavo (J_s);
- grado di alterazione delle superfici dei giunti ed eventuale presenza di materiale di riempimento (J_a);
- eventuale presenza di acqua (J_w);
- condizioni di sollecitazione (SRF).

L'indice di qualità della roccia (Q) è espresso dalla relazione:

$$Q = \left(\frac{RQD}{J_n} \right) \cdot \left(\frac{J_s}{J_a} \right) \cdot \left(\frac{J_w}{SRF} \right)$$

A ciascuno dei parametri che figurano nella precedente espressione viene attribuito un valore numerico, sulla base di valutazioni qualitative e quantitative, come è indicato nella tabella di fig. 29.

Il rapporto (RQD/J_n) tiene conto delle caratteristiche strutturali dell'ammasso roccioso e fornisce una misura approssimata delle dimensioni del blocco medio che costituisce l'ammasso stesso. Il secondo rapporto tiene conto delle caratteristiche di resistenza meccanica dei giunti; il valore di questo rapporto è più elevato per giunti molto scabri con superfici a diretto contatto fra loro. Eventuali alterazioni delle superfici del giunto, o la presenza di materiale di riempimento riducono sensibilmente il valore di questo rapporto. Il terzo quoziente (J_w/SRF) è un fattore empirico che esprime lo stato di tensione efficace agente nella porzione dell'ammasso roccioso in esame. Il parametro SRF è indicativo dello stato di sollecitazione, mentre J_w è un parametro che tiene conto della pressione dell'acqua che ha un effetto negativo sulla resistenza del giunto in quanto determina una riduzione dello stato di tensione efficace.

La classifica basata sull'indice Q viene prevalentemente utilizzata per la previsione del sistema di sostegno di gallerie e grandi scavi sotterranei. Per la definizione delle opere

R Q D - Rock Quality Designation

	RQD
A) Ottimo	100 - 90
B) Buono	90 - 75
C) Discreto	75 - 50
D) Scadente	50 - 25
E) Molto scadente	25 - 0

Note:

Qualora l'indice RQD risulti < 10, nella valutazione dell'indice Q si assume un valore nominale pari a 10.

Nel caso in cui sia disponibile il materiale di carotaggio, l'indice RQD può essere valutato sulla base dell'osservazione del numero di giunti per unità di volume. Una semplice relazione può essere utilizzata per passare dal numero di giunti al valore RQD:

$$RQD = 115 - 3,3 \times J_v$$

in cui J_v = numero di giunti per m³ (RQD = 100 J_v = 4,5).

J_n - Numero di famiglie di giunti

	J _n
A) Roccia con pochissimi giunti	0,5 - 1,0
B) Una famiglia di giunti	2
C) Una famiglia di giunti con ulteriori giunti sparsi	3
D) Due famiglie di giunti	4
E) Due famiglie di giunti con ulteriori giunti sparsi	6
F) Tre famiglie di giunti	9
G) Tre famiglie di giunti con ulteriori giunti sparsi	12
H) Quattro o più famiglie di giunti, giunti sparsi, ammasso roccioso suddiviso in cubi molto piccoli	15
I) Roccia molto fratturata o milonitizzata	20

Note:

* Nelle zone di intersezione di più gallerie utilizzare un valore dell'indice J_n pari a 3,0 x J_n.

** nelle zone di imbocco delle gallerie utilizzare un valore pari a 2,0 x J_n.

J_r - Scabrezza del giunto

a) Superfici del giunto a contatto oppure	
b) contatto possibile per scorrimenti del giunto inferiori a 10 cm.	
A) Giunti discontinui	4
B) Scabri o irregolari, ondulati	3
C) Lisci, ondulati	2
D) Levigati, ondulati	1,5
E) Scabri o irregolari, piani	1,5
F) Lisci, piani	1,0
G) Levigati, piani	0,5
c) assenza di contatto fra le superfici anche nel caso di scorrimenti	
A) Minerali argillosi di riempimento con spessore sufficiente a prevenire il contatto fra le superfici	1,0
B) Zona sabbiosa o brecciata con spessore sufficiente a prevenire il contatto fra le superfici	1,0

Note:

* Se la spaziatura media della famiglia dei giunti è superiore a 3 m, maggiore il valore di J_r di 1.

** Per giunti laminati piani, con strie, può essere utilizzato un valore di J_r = 0,5, purché le strie siano orientate nella direzione di resistenza minima.

J_a - Alterazioni delle superfici del giunto

a) Superfici del giunto a contatto fra loro	J _r	φ _r (apporx)
A) Contatto ben saldo tra le superfici del giunto	0,75	—
B) Pareti del giunto non alterate, superfici solamente ossidate	1,0	(25°-35°)
C) Pareti del giunto leggermente alterate, coperte da un sottile strato di minerali non ammorbidenti, particelle sabbiose, particelle di roccia fratturata	2,0	(25°-30°)
D) Sottile strato di copertura, frazione argillosa limitata	3,0	(20°-25°)
E) Strato superficiale di materiali argillosi ammorbidenti o a bassa resistenza attrittiva (caolinite o mica); anche clorite, talco, gesso, grafite ecc., e piccole quantità di argilla rigonfiante	4,0	(8°-16°)
b) Contatto fra le superfici del giunto per scorrimenti inferiori a 10 cm		
A) Riempimento di particelle sabbiose, materiali di disgregazione della roccia privi di particelle argillose	4,0	(25°-30°)
B) Riempimento di minerali argillosi non ammorbidenti fortemente sovraconsolidati (riempimento continuo ma con spess. inf. a 5 mm)	6,0	(16°-24°)
C) Riempimento con minerali argillosi ammorbidenti poco sovraconsolidati (< 5 mm)	8,0	(12°-16°)
D) Riempimento con minerali argillosi rigonfianti (spessore inferiore a 5 mm). Il valore di J _a dipende dalla percentuale di minerali argillosi rigonfianti, dall'eccesso di acqua, ecc...	8-12	(6°-12°)

c) Assenza di contatto fra le superfici del giunto anche a seguito di scorrimenti

A) Zone o bande di roccia disgregata	6,0	
B) Macinata	8,0	
C) Con argilla, vedi punti G, H e I per le condizioni dell'argilla	8-12	(6°-24°)
D) Zone o fasce di argilla limosa o sabbiosa (non ammorbidente)	5,0	
E) Zone continue e spesse con fasce di argilla (vedi punti G, H e I per le condizioni dell'argilla)	10-20	(6°-24°)

Note:

* I valori di φ_r (angolo di resistenza residua) dipendono dalle proprietà mineralogiche dei prodotti di alterazione (se presenti).

J_w - Fattore di riduzione per acqua nei giunti

	J _w	Press. acqua (Kg/cmq)
A) Scavo asciutto o afflusso minimo di acqua (localmente < litri/minuto)	1,0	1,0
B) Afflusso medio o pressioni medie, occasionalmente trasporto di materiali di riempimento del giunto	0,66	1,0-2,5
C) Flussi elevati o alte pressioni in rocce compatte con giunti non riempiti	0,5	2,5-10
D) Flussi elevati o alte pressioni, considerevole trasporto di materiale di riempimento	0,33	2,5-10
E) Flussi eccezionalmente elevati o pressioni molto elevate subito dopo lo scavo, decrescenti nel tempo	0,2-0,1	10,0
F) Flussi eccezionalmente elevati o pressioni molto elevate, continue nel tempo	0,1-0,05	10,0

Note:

* Dal punto C) in poi la valutazione del fattore J_w è una valutazione di massima. Aumentare il valore di J_w se sono installati sistemi di drenaggio.

** Non sono considerati problemi particolari derivanti dalla presenza del ghiaccio.

SRF - Fattore di riduzione delle tensioni

a) Zone più deboli che intersecano lo scavo: si può verificare un allentamento della roccia allo scavo del tunnel			SRF
A) Presenza di zone multiple di debolezza contenenti argilla o roccia chimicamente disgregata, la roccia adiacente lo scavo è molto allentata (a qualunque profondità)			10,0
B) Singole zone di debolezza con argilla o roccia chimicamente disgregata (profondità dello scavo < 50 m)			5,0
C) Singole zone di debolezza con argilla o roccia chimicamente disgregata (profondità dello scavo > 50 m)			2,5
D) Zone multiple di rottura a taglio in roccia compatta (assenza di argilla), roccia adiacente allentata (qualunque profondità)			7,5
E) Zone singole di rottura a taglio in roccia compatta (assenza di argilla, profondità dello scavo < 50 m)			5,0
F) Zone singole di rottura a taglio in roccia compatta (assenza di argilla, profondità dello scavo > 50 m)			2,5
G) Giunti allentati ed aperti, zona altamente giuntata o a "cubetti di zucchero" (a qualunque profondità)			5,0
b) Rocce compatte, problemi di stato tensionale			
H) Basse tensioni, vicino alla superf.	σ_c / σ_1	σ_1 / σ_3	SRF
I) Tensioni medie	> 200	> 13	2,5
J) Alte tensioni, struttura dell'ammasso poco permeabile (condizione usualmente favorevole alla stabilità; potrebbe risultare sfavorevole alla stabilità dei piedritti)	200-10	13-0,66	
L) Roccia moderatamente fratturata, roccia massiva	10-5	0,66-0,33	0,5-2
M) Roccia severamente fratturata (roccia massiva)	5-2,5	0,33-0,16	5-10
	2,5	0,16	10-20
c) Roccia spingente, flusso plastico di roccia incompetente in condizioni di alte pressioni della roccia			SRF
N) Roccia moderatamente spingente			5-10
O) Roccia altamente spingente			10-20
d) Roccia rigonfiante, attività chimica di rigonfiamento dipendente dalla pressione dell'acqua			SRF
P) Roccia mediamente rigonfiante			5-10
R) Roccia altamente rigonfiante			10-20

Note:

* Ridurre i valori di SRF dal 25 al 50% se le zone di rottura a taglio influenzano ma non intersecano lo scavo.

** Per uno stato di sforzo originario fortemente anisotropo (misurato): $5 < \sigma_1 / \sigma_3 < 10$, ridurre σ_c a $0,8 \cdot \sigma_c$ e σ_1 a $0,8 \cdot \sigma_1$; se $\sigma_1 / \sigma_3 > 10$, ridurre σ_c e σ_1 a $0,6 \cdot \sigma_c$ e $0,6 \cdot \sigma_1$. In cui σ_c = resistenza a compressione uniaassiale, σ_1 = resistenza a trazione (carico puntuale) con σ_1 e σ_3 rispettivamente le tensioni principali maggiori o minori.

*** Sono disponibili pochi "case records" di scavi in cui la profondità della calotta della superficie sia minore della larghezza dello scavo stesso. In questi casi si suggerisce un valore di SRF variabile fra 2,5 e 5 (punto H).

Fig. 29 - Valori numerici dei parametri che figurano nella classificazione di Barton.

di sostegno, Barton distingue 38 diverse categorie di roccia sulla base dei diversi valori dell'indice Q. Le opere di sostegno sono appropriate per ogni categoria e ampiezza di scavo. Per quanto riguarda l'ampiezza si deve operare una modifica della dimensione effettiva per tenere conto della diversa importanza dell'opera e quindi del diverso grado di sicurezza richiesto. Il parametro che tiene conto dell'importanza dell'opera è chiamato ESR (Excavation Support Ratio).

Nel diagramma di fig. 30, che riporta in ascissa il fattore Q e in ordinata il valore della dimensione equivalente (SPAN/ESR), sono indicate le 38 categorie di roccia proposte da Barton.

Per ciascuna delle 38 categorie di roccia sono indicati dall'autore gli interventi di sostegno più idonei.

6.3 CORRELAZIONE FRA L'INDICE RMR E L'INDICE Q

Per studiare una correlazione fra i sistemi di classificazione di Bieniawski (RMR) e di Barton (Q) è stato analizzato un totale di 111 esempi dei quali:

- 62 relativi alla Scandinavia;
- 28 relativi al Sud Africa;
- 21 relativi ad altri Stati europei e americani.

I diversi casi sono stati analizzati con entrambi i criteri di classificazione e si è osservato che la correlazione fra i due indici sembra essere ben espressa dalla relazione:

$$RMR = 9 \ln Q + 44$$

7. DETERMINAZIONE DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE DELL'AMMASSO ROCCIOSO

Lo studio delle caratteristiche di deformabilità e resistenza di un ammasso roccioso viene condotto mediante indagini sperimentali in sito e in laboratorio. Queste ultime forniscono indicazioni valide soltanto per la caratterizzazione della matrice rocciosa e non tengono conto della presenza dei giunti che, come noto, condizionano il comportamento meccanico dell'ammasso roccioso. Nella maggior parte dei casi si osserva che i valori dei moduli di deformabilità, determinati in laboratorio su campioni di roccia intatta, sono da 2 a 10 volte più grandi di quelli dell'ammasso roccioso cui essi appartengono. Ne deriva quindi la necessità di ricorrere a prove in sito per determinare in modo più affidabile i parametri meccanici da introdurre nei calcoli di progetto.

Queste prove in sito devono, come ovvio, essere eseguite su volumi rocciosi sufficientemente rappresentativi dell'intero ammasso roccioso. L'utilizzo degli indici di qualità fornisce, come osservato al punto 5, un valido aiuto in fase di impostazione del programma delle indagini.

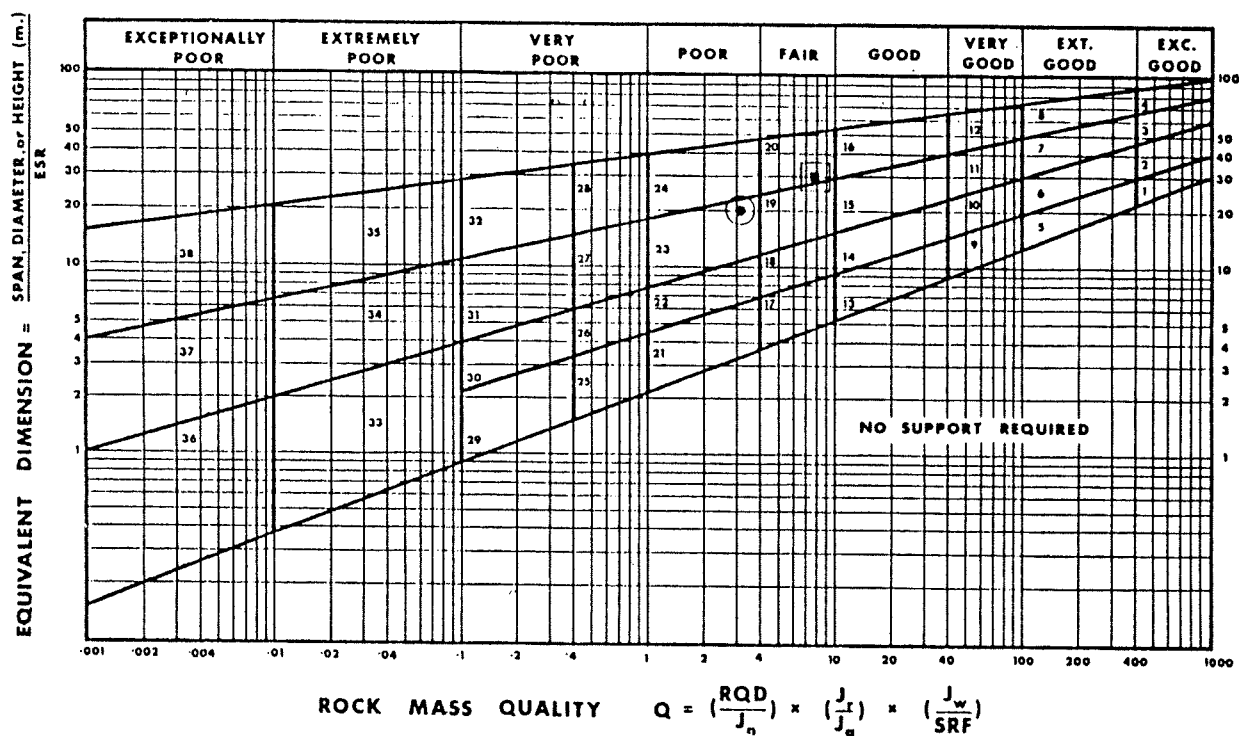


Fig. 30 - Categorie di roccia individuate in base alla classificazione di Barton.

7.1 Prove in sito

Le prove in sito che di norma vengono eseguite per la caratterizzazione di un ammasso roccioso riguardano:

- Determinazione delle caratteristiche di deformabilità
- Determinazione delle caratteristiche di resistenza
- Misura dello stato di sollecitazione naturale
- Determinazione delle caratteristiche di permeabilità
- Indagini geofisiche

7.1.1 Determinazione delle caratteristiche di deformabilità

Tutte le tecniche di prova per la determinazione delle caratteristiche di deformabilità prevedono l'applicazione di un carico all'ammasso roccioso e la misura delle deformazioni prodotte da questo carico. Le varie metodologie di prova si differenziano per i diversi schemi di applicazione del carico e per le diverse tecniche di misura delle deformazioni.

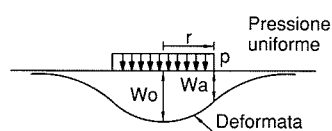
7.1.1.1 Prova di carico su piastra

Questa tecnica di prova, prevede l'applicazione di un carico su una superficie rocciosa (in genere circolare) e la misura dei cedimenti indotti nell'ammasso roccioso in direzione normale alla superficie di carico.

I criteri di elaborazione dei risultati dipendono dallo schema di distribuzione delle sollecitazioni sulla superficie rocciosa. In fig. 31 sono illustrati gli schemi teorici di distribuzione delle sollecitazioni relativi alla piastra flessibile e alla piastra rigida. Con lo schema teorico di piastra flessibile si realizza una distribuzione uniforme delle sollecitazioni mentre nell'ipotesi di piastra infinitamente rigida, il cedimento presenta valore costante sotto tutta la piastra di carico.

Poiché risulta praticamente impossibile riprodurre lo schema teorico di piastra infinitamente rigida, si ritiene consigliabile adottare una tipologia di prova atta a riprodurre nel modo più fedele possibile lo schema di piastra flessibile. La tecnica di prova messa a punto presso l'ISMES dallo scrivente, permette appunto di riprodurre lo schema di piastra flessibile mediante l'impiego di speciali martinetti piatti dotati di elevata deformabilità.

PIASTRA FLESSIBILE

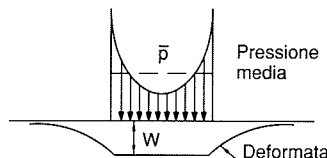


$$W_o = \frac{2}{\pi} \frac{1-\nu^2}{E} \frac{F}{r}$$

$$W_a = \frac{4}{\pi^2} \frac{1-\nu^2}{E} \frac{F}{r}$$

$$F = p S = p \pi r^2$$

PIASTRA RIGIDA



$$W = \frac{1}{2} \frac{1-\nu^2}{E} \frac{F}{r}$$

Fig. 31 – Diagrammi delle sollecitazioni e delle deformazioni relativi ai due schemi teorici di piastra flessibile e di piastra rigida.

È necessario evitare l'interposizione di qualsiasi ripartitore in calcestruzzo fra la superficie rocciosa e la piastra di carico. Si richiede quindi una preventiva spianatura della superficie rocciosa che può essere eseguita manualmente oppure mediante l'ausilio di dischi provvisti di utensili diamantati.

Quando la prova viene eseguita all'interno di cunicoli esplorativi viene utilizzata un'attrezzatura di contrasto del tipo illustrato in fig. 32. L'attrezzatura di contrasto è realizzata in parti componibili e permette l'adattamento a cunicoli di diverso diametro.

Per ricavare informazioni affidabili sulle caratteristiche di deformabilità dell'ammasso roccioso è indispensabile disporre di un quadro di misure il più possibile completo ed esauriente. Per questo motivo è opportuno che le informazioni vengano rilevate non solo sulla superficie dell'ammasso roccioso, nell'intorno della piastra di carico, ma anche all'interno dell'ammasso stesso a differenti profondità dalla superficie caricata. Viene utilizzato allo scopo uno speciale estensimetro multibase provvisto di 6 ancoraggi ad espansione meccanica installati entro un foro di diametro 75 mm realizzato al centro dell'area di carico.

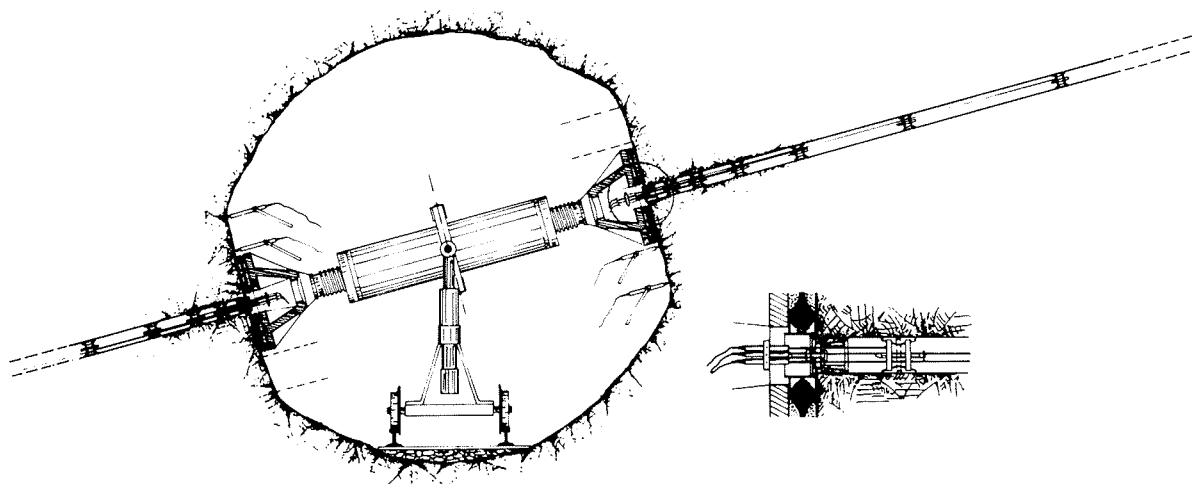


Fig. 32 - Schema della prova di carico su piastra eseguita all'interno di un cunicolo esplorativo.

Ciascun ancoraggio è collegato, tramite aste metalliche rigide, a un trasduttore di spostamento installato sulla bocca del foro. La lunghezza complessiva dell'estensimetro è pari a 6 volte il diametro della piastra di carico.

Come è noto, nell'intorno del cunicolo esplorativo si forma uno strato corticale di roccia alterata indotto sia dalle tecniche di scavo del cunicolo sia dalla variazione dello stato tensionale conseguente allo scavo del cunicolo stesso. Questo strato superficiale presenta in genere caratteristiche meccaniche nettamente inferiori a quelle della sottostante roccia indisturbata. Il fatto di poter disporre di estensimetri multibase installati all'interno dell'ammasso roccioso permette di determinare separatamente le caratteristiche di deformabilità dello strato superficiale alterato e quelle dell'ammasso sottostante indisturbato. Nel caso in cui le prove vengano eseguite in cunicoli esplorativi allo scopo di raccogliere dati sulle caratteristiche dell'ammasso roccioso indisturbato entro cui costruire opere di mole molto maggiore, risulta di notevole importanza il riuscire a valutare separatamente il comportamento della roccia allentata e di quella indisturbata. Nel caso invece di prove condotte in vista delle progettazioni del rivestimento di gallerie può risultare sufficiente in prima approssimazione determinare le caratteristiche di deformabilità del complesso roccia allentata + roccia integra profonda.

Le prove vengono di norma condotte mediante una serie di cicli di carico con livelli di sollecitazione gradualmente crescenti e forniscono diagrammi del tipo illustrato in fig. 33.

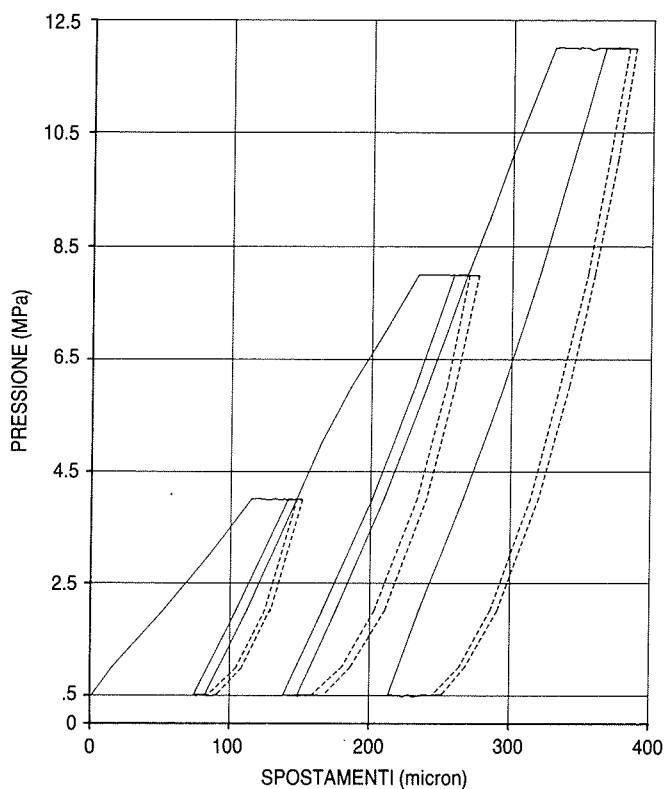


Fig. 33 - Diagramma carichi-deformazioni rilevato al centro di una piastra di carico di diametro 50 cm su un ammasso roccioso calcareo.

Per lo studio di rocce anisotrope (stratificate o scistose) è necessario che le prove di carico su piastra vengano eseguite in direzione normale e parallela al piano di anisotropia. In fig. 34 sono riportati a titolo di esempio i diagrammi delle deformazioni, in funzione della profondità, rilevati su un ammasso roccioso stratificato in direzione normale e parallela ai piani di stratificazione.

Oltre che all'interno di cunicoli esplorativi, la prova di carico su piastra può essere eseguita anche sul fondo di pozzi verticali per lo studio delle caratteristiche dei terreni di fondazione di grandi strutture. In questo caso lo schema di prova che viene di norma adottato è quello illustrato in fig. 35.

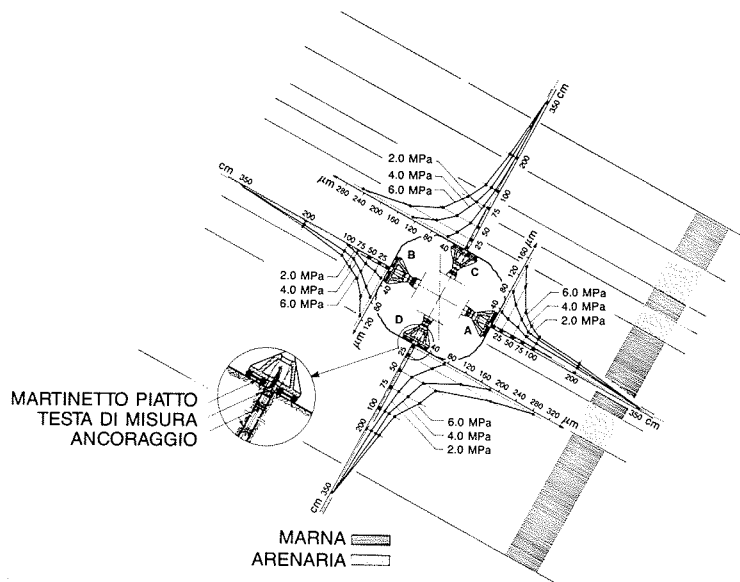


Fig. 34 - Diagrammi delle deformazioni in funzione della profondità rilevate sulla formazione marnoso-arenacea di fondazione della diga di Ridracoli.

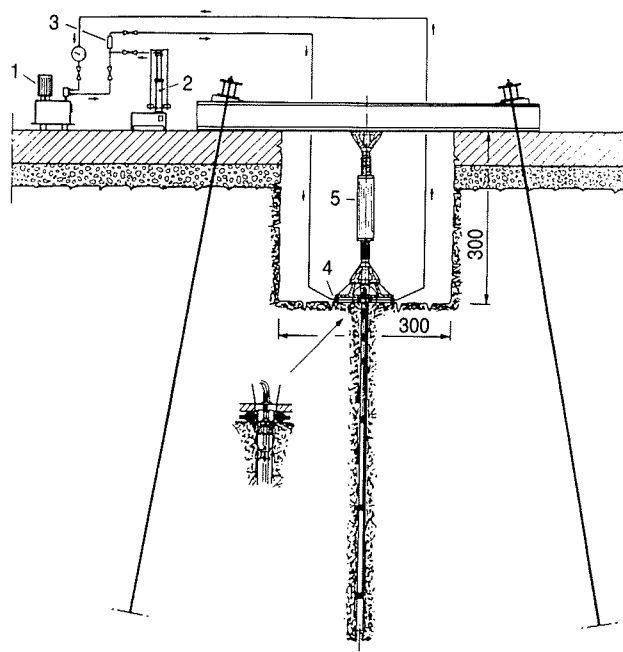


Fig. 35 - Schema della prova di carico su piastra eseguita sul fondo di un pozzo verticale.

La prova di carico su piastra si dimostra idonea anche a rilevare le caratteristiche deformative in funzione del tempo. La fig. 36 mostra i diagrammi delle deformazioni in funzione del tempo rilevati su una argillite molto deformabile mediante una piastra di carico di diametro 1 m. I tre diagrammi di fig. 36 sono relativi alle deformazioni rilevate a tre differenti profondità dalla superficie di carico.

L'interpretazione dei risultati della prova di carico su piastra viene in genere eseguita sulla base della classica teoria di Boussinesque nell'ipotesi di semispazio omogeneo isotropo ed elastico. Il modulo di deformabilità (E), calcolato in un punto alla profondità z dalla superficie caricata, nell'ipotesi di carico uniformemente distribuito su una corona circolare di raggio esterno r_e e raggio interno r_i , è fornito dalla relazione seguente:

$$E = \frac{q(1+\nu)}{\delta} \left[\frac{z^2}{\sqrt{z^2 + r_i^2}} - \frac{z^2}{\sqrt{z^2 + r_e^2}} + 2(1-\nu)\sqrt{z^2 + r_e^2} - 2(1-\nu)\sqrt{z^2 + r_i^2} \right]$$

ove

δ = spostamento misurato in direzione normale alla superficie di carico

q = sollecitazione unitaria applicata alla superficie di carico

ν = coefficiente di Poisson

z = profondità del punto in esame dalla superficie caricata

r_e = raggio esterno della piastra di carico

r_i = raggio interno della piastra di carico

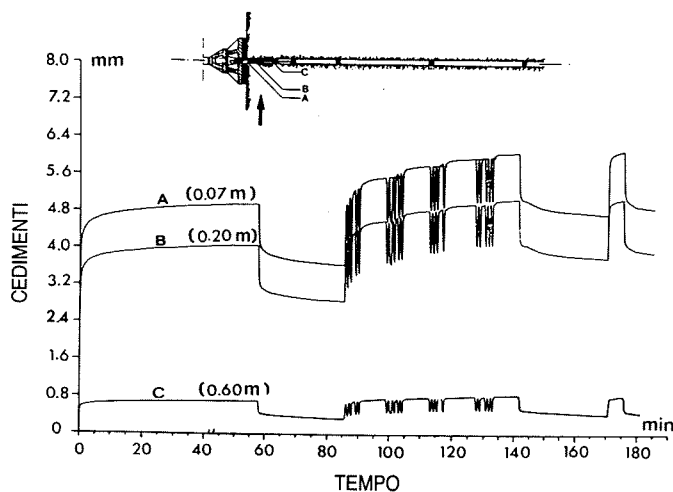


Fig. 36 - Diagrammi delle deformazioni in funzione del tempo rilevate su una argillite mediante piastra di carico di diametro 1 m.

È necessario adottare modelli interpretativi più complessi quando si voglia tenere conto della presenza dello strato superficiale di roccia alterata. In questo caso viene adottato uno schema di calcolo del tipo illustrato in fig. 37 nel quale il mezzo in esame è idealmente diviso in due strati (uno superficiale di spessore s e modulo costante E_A ed uno più profondo di spessore infinito e modulo costante $E_B > E_A$). Le misure eseguite nel foro al centro dell'area di carico permettono di determinare separatamente E_A e E_B .

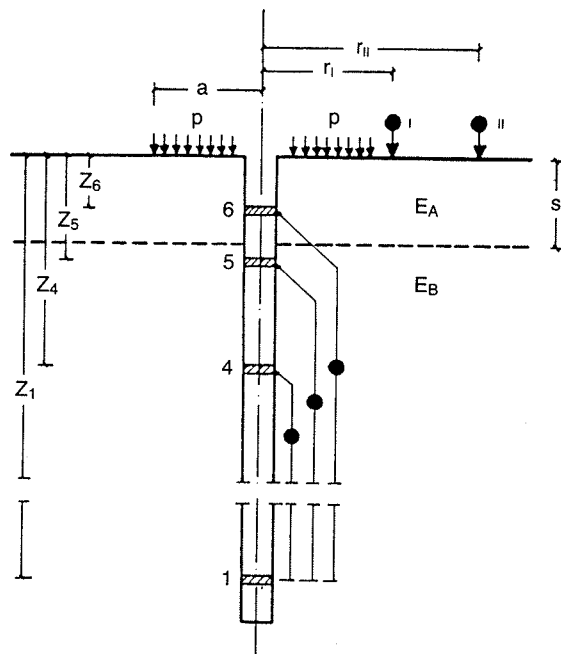


Fig. 37 - Schema adottato per il calcolo del modulo di deformabilità dello strato superficiale alterato e quello dell'ammasso indisturbato.

7.1.1.2 Camera idraulica in pressione

Spesso il problema statico in esame e le caratteristiche strutturali dell'ammasso roccioso sono tali da rendere necessaria la determinazione delle caratteristiche di deformabilità su campioni di roccia di grandi dimensioni. In questo caso si fa ricorso ad una prova in grande scala (camera idraulica) la quale si basa sulla misura delle deformazioni della roccia nell'intorno di una galleria a sezione circolare soggetta ad un carico uniformemente distribuito sul contorno.

Sulla base della teoria della elasticità lo stato di sollecitazione nella roccia intorno alla galleria in un punto a distanza "r" dal centro della galleria vale:

$$\sigma_r = p \left(\frac{a}{r} \right)^2 ; \quad \sigma_\theta = -p \left(\frac{a}{r} \right)^2$$

(con a = raggio della galleria e p = pressione applicata).

Gli spostamenti radiali saranno (fig. 38):

$$\begin{aligned} \mu_r &= \int_r^\infty \epsilon_r dr = \frac{1}{E} \int_r^\infty (\sigma_r - \nu \sigma_\theta) dr = \\ &= \frac{p}{E} (1 + \nu) \int_r^\infty \frac{a^2}{r^2} dr = \frac{p}{E} (1 + \nu) \frac{a^2}{r} \end{aligned}$$

Assumendo a stima un valore ν è quindi possibile ricavare il valore del modulo elastico. La formula vale ovviamente per una galleria di lunghezza infinita; in pratica ciò equivale a dire che la lunghezza del tratto di prova deve essere superiore a circa due volte il diametro.

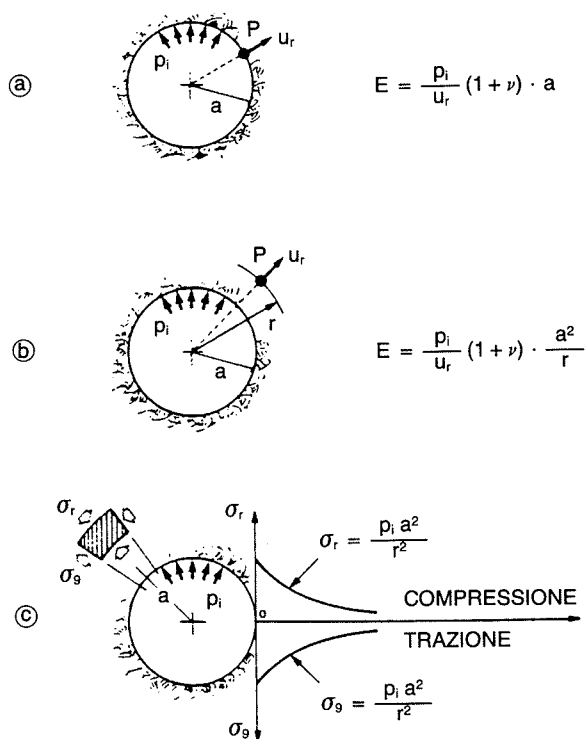


Fig. 38 - Formule teoriche degli spostamenti radiali indotti dall'applicazione della pressione p_i all'interno di un foro circolare.

Anche nel caso della galleria in pressione è necessario tener conto, nella interpretazione dei risultati, della possibile presenza di una fascia di materiale allentato nell'intorno dello scavo. Nella ipotesi, sufficientemente approssimata, che lo stato di sollecitazione intorno alla galleria non sia influenzato dalla presenza di questa fascia, si può ricavare, come per la prova di carico su piastra, la distribuzione dei valori dei moduli elastici sulla base di misure di deformazione a profondità diverse dalle pareti della galleria. Si avrà in tal caso:

$$u_r(a_1) - u_r(a_2) = \frac{p_i a^2}{E} (1 + \nu) \left(\frac{1}{a_1} - \frac{1}{a_2} \right)$$

Le misure di deformazione all'interno dell'ammasso roccioso vengono rilevate mediante speciali estensimetri multibase radiali installati nella sezione centrale della camera di prova.

La tecnica di prova con camera idraulica, seppure molto interessante dal punto di vista dei risultati che fornisce, ha trovato negli ultimi anni scarse applicazioni a causa dell'elevato costo di preparazione delle opere civili necessarie per l'esecuzione della prova.

Una sostanziale revisione del sistema di carico, eseguito dall'ISMES, ha permesso di semplificare notevolmente la tecnica di sperimentazione attraverso una drastica riduzione delle opere civili necessarie per la preparazione della prova (fig. 39).

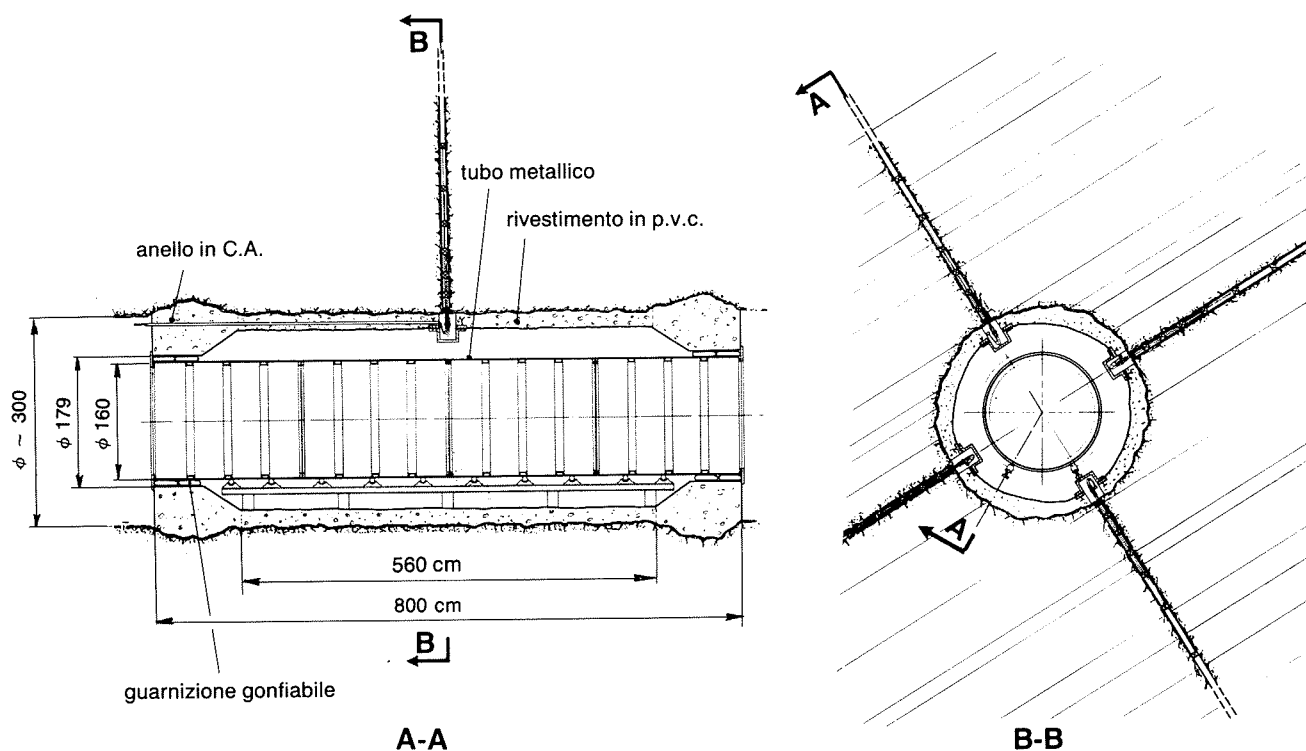


Fig. 39 - Schema della prova di deformabilità con camera idraulica in pressione.

In base a questa nuova tecnica le uniche strutture da realizzare in cemento armato, con l'ausilio di cassatura, sono costituite dai due anelli terminali della camera. Il rivestimento della superficie laterale del cunicolo viene eseguito mediante uno strato di spritz-beton di spessore 5-10 cm al di sopra del quale viene installato un rivestimento impermeabilizzante in PVC. L'impiego di spritz-beton permette di eliminare le operazioni di iniezione che, con la tecnica precedente, erano indispensabili per garantire il contatto fra il rivestimento in calcestruzzo e la roccia sottostante.

Un tubo metallico centrale di diametro 1600 mm, costruito in parti componibili, realizza la struttura di contrasto per la spinta idrostatica, mentre la tenuta idraulica è assicurata da due guarnizioni terminali in gomma di tipo gonfiabile installate fra la superficie di estradosso del tubo metallico e gli anelli terminali in cemento armato. Il tratto di cunicolo interessato alla prova ha una lunghezza di circa 8 m. Le misure di deformazione sono eseguite mediante speciali estensimetri multibase, installati entro fori radiali in corrispondenza della sezione mediana della camera di prova, in grado di rilevare le deformazioni all'interno dell'ammasso roccioso a differenti profondità della superficie caricata rispetto ad un punto fisso situato ad una profondità pari a 2 volte il diametro del cunicolo di prova.

La nuova tecnica di prova, oltre a ridurre sensibilmente i tempi e i costi di esecuzione delle opere civili, presenta altri non trascurabili vantaggi in quanto permette l'adattamento a cunicoli di diverso diametro e non impedisce l'agibilità del cunicolo durante l'esecuzione della prova. Quest'ultimo vantaggio consente di evitare il gravoso onere dello scavo di appositi cunicoli da destinare unicamente alla prova con camera idraulica.

Nella fig. 40 sono riportati, a titoli di esempio, i diagrammi delle deformazioni rilevate mediante prova con camera idraulica nell'ammasso roccioso di fondazione della diga di Ridracoli, costituito da una alternanza di strati di arenaria e di marna aventi spessori fino a circa 2 m. Il considerevole spessore degli strati ha consigliato in questo caso l'esecuzione delle prove in grande scala con camera idraulica per una più precisa valutazione del modulo di deformabilità globale dell'ammasso roccioso.

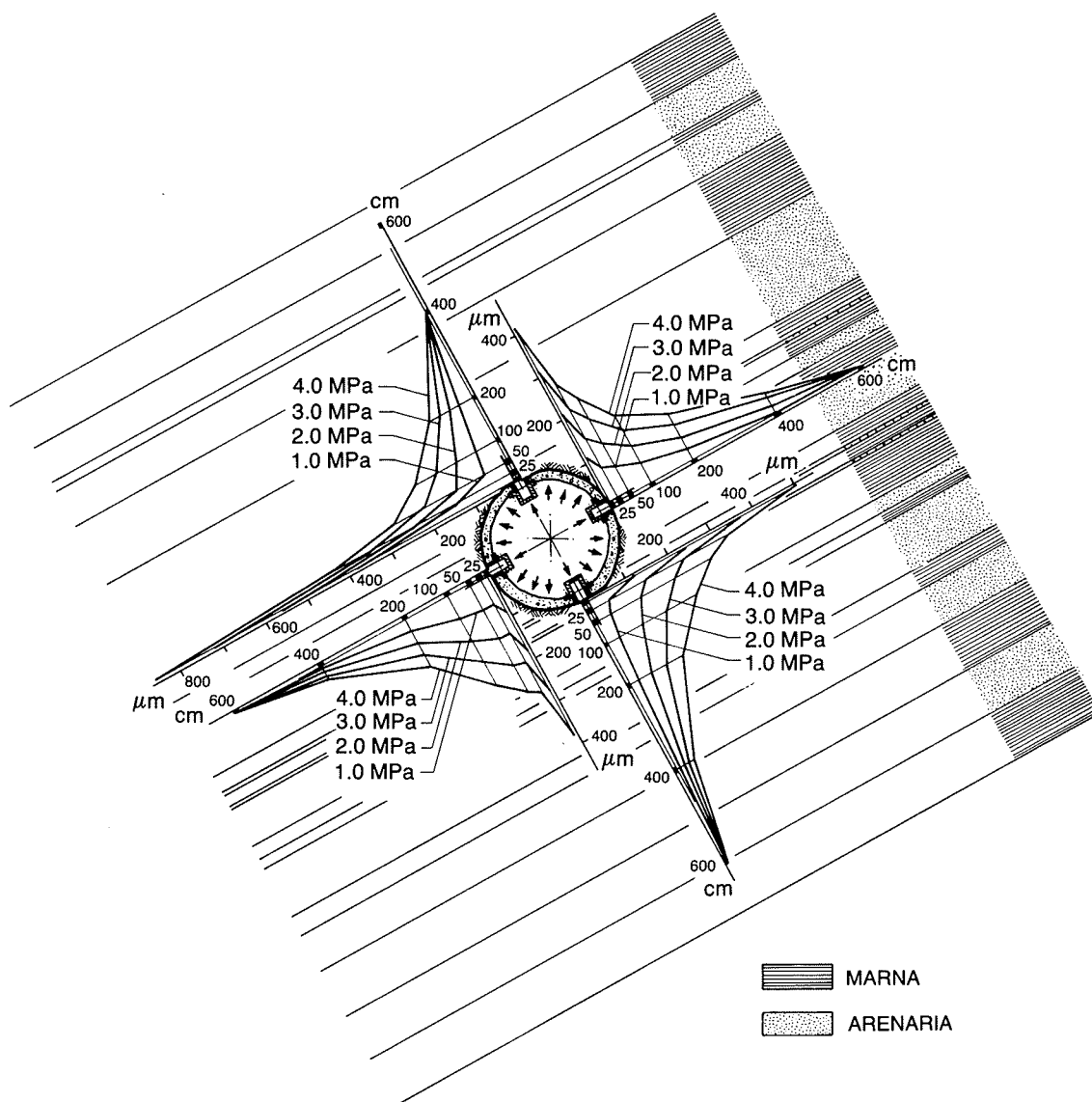


Fig. 40 - Diagrammi delle deformazioni in funzione della profondità rilevate su un ammasso roccioso stratificato costituito da una alternanza di arenaria e marna.

7.1.1.3 Prova con dilatometro

Il dilatometro permette di effettuare all'interno di fori da sonda prove concettualmente analoghe a quelle eseguite con la tecnica della camera idraulica in pressione.

Lo strumento, costituito da un corpo in acciaio con un rivestimento in gomma resistente, permette di applicare una pressione idrostatica uniforme sulle pareti di un foro per una lunghezza di circa 1 m. Appositi trasduttori di spostamento rilevano e trasmettono all'esterno sotto forma di segnale elettrico le variazioni diametrali del foro in corrispondenza di tre diverse orientazioni (fig. 41).

I tipi di dilatometro più usati hanno diametri compresi fra 75 e 100 mm. Per l'interpretazione delle misure dilatometriche si usano gli stessi criteri adottati per la prova con camera idraulica in pressione.

È opportuno osservare che le prove dilatometriche interessano una fascia di roccia intorno al sondaggio di spessore molto modesto (dell'ordine di grandezza del diametro del sondaggio); tale spessore può quindi essere notevolmente minore della spaziatura delle discontinuità presenti nella massa rocciosa. I valori dei moduli rilevati con il dilatometro possono risultare molto superiori a quelli effettivi della massa rocciosa ed essere invece più prossimi a quelli corrispondenti al materiale roccioso. I risultati forniti dalle prove dilatometriche sono comunque di indubbio interesse in quanto permettono la determinazione di un indice di qualità di tipo meccanico facilmente correlabile con altri indici di qualità determinati nello stesso foro. Il modesto costo e il breve tempo richiesto da questo tipo di

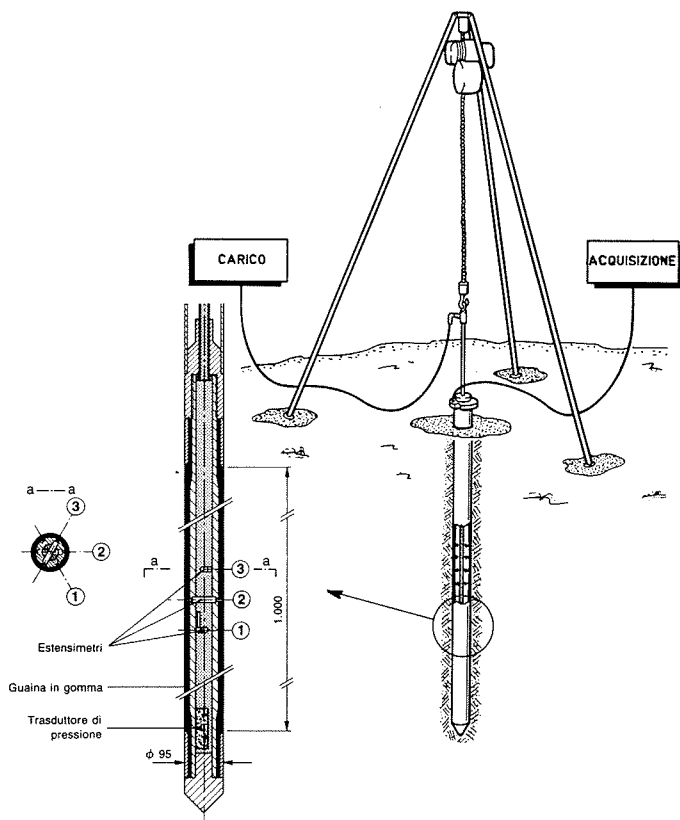


Fig. 41 - Schema della sonda dilatometrica per fori di diametro 75 mm o 100 mm.

indagine permette di eseguire numerose prove consentendo quindi analisi di tipo statistico dei risultati.

A titolo di esempio, in fig. 42 è riportato, in funzione della profondità, il modulo di deformabilità rilevato mediante dilatometro su un ammasso roccioso costituito da argilliti.

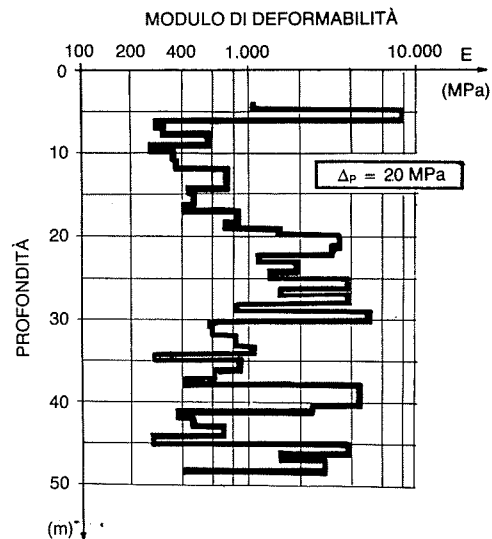


Fig. 42 - Diagramma dei moduli di deformabilità determinati mediante dilatometro su un ammasso roccioso costituito da argilliti.

7.1.1.4 Prova con martinetto piatto in parete

Questa prova viene utilizzata non solo per la determinazione delle caratteristiche di deformabilità, ma anche per la misura dello stato di sollecitazione esistente sulla superficie di un ammasso roccioso.

La tecnica di prova prevede l'esecuzione di un taglio piano normale alla parete rocciosa in modo da determinare il rilascio delle tensioni preesistenti nella roccia circostante. Il rilascio provoca una chiusura del taglio rilevabile attraverso misure dello spostamento relativo fra due punti posti in posizione simmetrica rispetto al taglio. Un martinetto piatto viene cementato all'interno del taglio e la pressione viene gradualmente aumentata fino ad annullare la deformazione rilevata dopo il taglio. In queste condizioni, la pressione all'interno del martinetto è pari alla sollecitazione preesistente nell'ammasso roccioso a meno di una costante che tiene conto del rapporto fra l'area del martinetto e quella del taglio e della rigidità del bordo di saldatura del martinetto.

Il taglio presenta una lunghezza compresa fra 60 e 100 cm e profondità pari alla metà della lunghezza. Le misure di deformazione vengono eseguite su diverse basi di misura mediante estensimetro meccanico rimovibile oppure mediante trasduttori elettrici di spostamento (fig. 43).

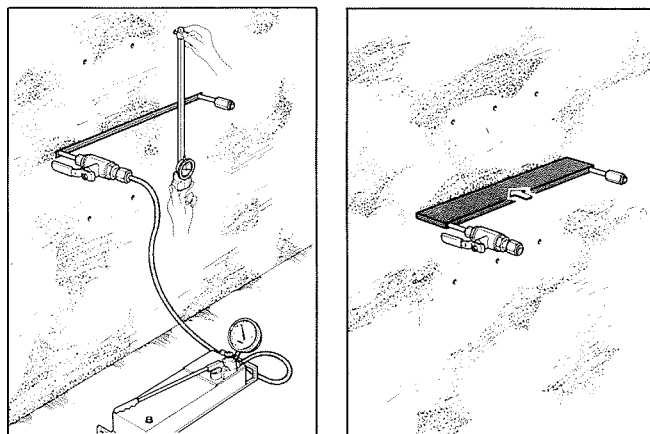


Fig. 43 - Schema della prova con martinetto piatto in parete.

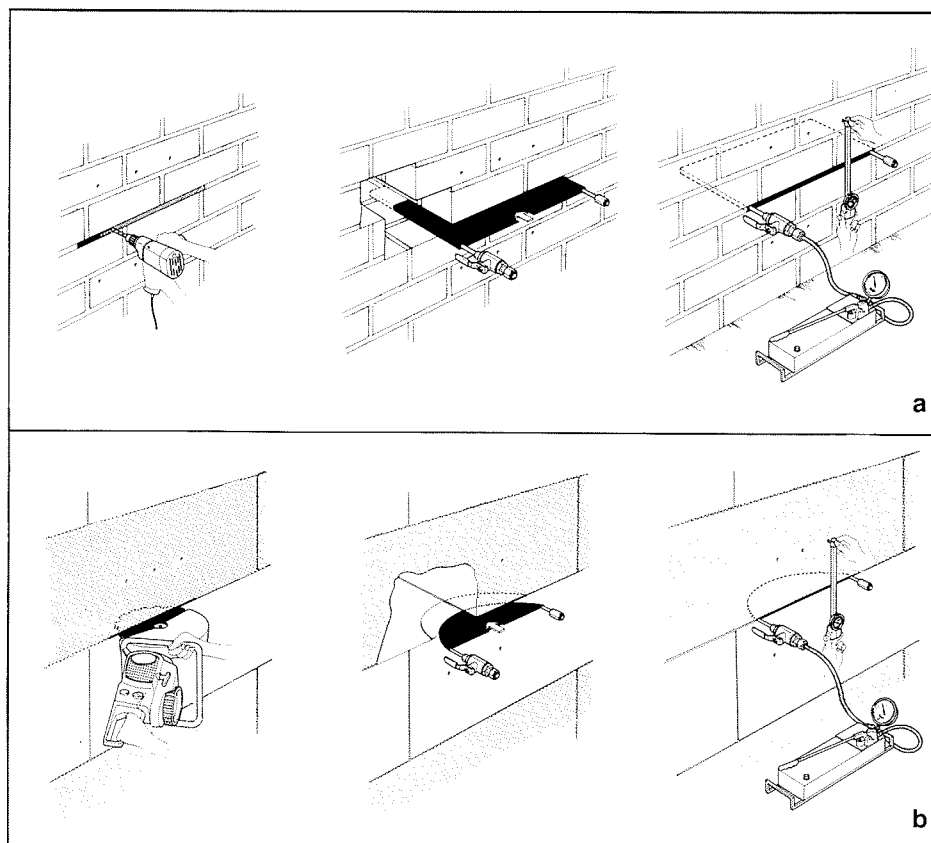


Fig. 44 - a) Prova con martinetto piatto rettangolare per la misura dello stato di sollecitazione di una muratura in laterizio.
b) Prova con martinetto piatto avente forma di segmento circolare su una muratura in blocchi di pietra.

La determinazione del modulo di deformabilità (E) viene eseguita sulla base della soluzione proposta da Alexander (1958) nell'ipotesi di foro ellittico in semispazio omogeneo elastico ed isotropo:

$$2w = \frac{2cp}{E} (1 - \nu) \left[\left(1 + \frac{l^2}{c^2} \right)^{1/2} - \frac{1}{c} \right] + (1 - \nu) \left(1 + \frac{l^2}{c^2} \right)^{-1/2}$$

in cui $2w$ è lo spostamento misurato tra le due basi di misura, $2l$ la distanza delle due basi, c la larghezza del martinetto e p la pressione applicata.

Questa formula è valida nell'ipotesi che la lunghezza del semiasse minore dell'ellisse sia trascurabile rispetto a quella del semiasse maggiore.

Questo metodo di prova ha il grosso vantaggio di richiedere una attrezzatura abbastanza semplice; ha però l'inconveniente che le caratteristiche del materiale vengono misurate in una zona di terreno spesso danneggiata dalle operazioni di scavo.

Una determinazione più precisa delle caratteristiche di deformabilità può essere eseguita utilizzando due martinetti piatti paralleli i quali permettono di eseguire una prova di compressione monoassiale sulla porzione dell'ammasso roccioso compresa fra i due martinetti.

È opportuno segnalare che questa tecnica di prova ha trovato di recente vasto impiego nel campo del restauro statico di edifici di interesse storico e monumentale. I martinetti piatti possono essere facilmente inseriti entro i corsi di malta e permettono di eseguire prove meccaniche "non distruttive" per la determinazione dello stato di sollecitazione esistente e delle caratteristiche di deformabilità e resistenza della muratura.

In fig. 44 viene illustrata la tecnica di prova per la misura dello stato di sollecitazione della muratura di laterizio (fig. 44a) e in muratura in pietra (fig. 44b).

In fig. 45 è visibile la prova a doppio martinetto piatto per la determinazione delle caratteristiche di deformabilità e resistenza della muratura.

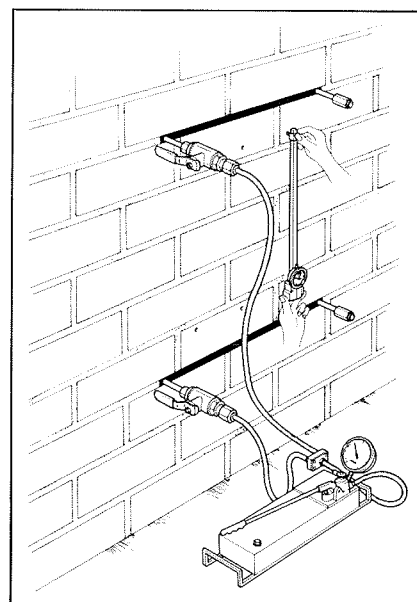


Fig. 45 - Schema della prova con due martinetti piatti per la determinazione delle caratteristiche di deformabilità di una muratura in mattoni.

7.1.2 Misura dello stato di sollecitazione

La valutazione delle condizioni di sicurezza di un'opera in sotterraneo richiede da parte del progettista la conoscenza dello stato di sollecitazione che si genera nell'ammasso roccioso per effetto dell'esecuzione dello scavo. Ciò presuppone la conoscenza dello stato di sollecitazione preesistente alla costruzione dell'opera, cioè dello stato di sollecitazione originario o "naturale".

Fino a pochi anni fa si riteneva che tale stato di sollecitazione potesse essere valutato con sufficiente approssimazione ammettendo semplicemente che esso fosse caratterizzato da una sollecitazione orizzontale originata dall'impedita dilatazione laterale del terreno e pari ad una frazione della sollecitazione verticale stessa. Diverse indagini sperimentali eseguite in diverse parti del mondo, hanno sollevato molti dubbi sulla validità di tali ipotesi; è risultato infatti che la componente orizzontale è spesso maggiore della sollecitazione gravitazionale. Da tali considerazioni deriva che la determinazione dello stato di sollecitazione naturale costituisce un problema eminentemente sperimentale che può, quindi, essere risolto solo con misure in sito.

La maggior parte delle metodologie impiegate per la determinazione dello stato di sollecitazione originario è basata sulla misura delle deformazioni conseguenti al rilascio delle tensioni provocato da operazioni di carotaggio; da queste misure si determina la sollecitazione originaria attraverso le costanti elastiche (E , ν) della roccia. Altri tipi di misura sono basati su principi diversi; tra questi trova largo impiego il metodo della fratturazione idraulica in fori da sonda.

Le tecniche di misura che utilizzano i fori da sonda consentono di eseguire la misura dello stato di sollecitazione a profondità tali da collocare il punto di misura sicuramente al di fuori della zona "perturbata" dallo scavo. L'esecuzione del foro da sonda per raggiungere il punto di misura causa però a sua volta una perturbazione dello stato di sollecitazione naturale; l'entità di tale perturbazione è però valutabile con precisione e può essere messa in conto in sede di elaborazione dei risultati.

7.1.2.1 Metodo C.S.I.R. Doorstopper

Il metodo messo a punto dal C.S.I.R. (South Africa Council of Scientific and Industrial Research) prevede la misura delle deformazioni che si verificano nella zona centrale del fondo di un foro da sonda di diametro 65 mm a seguito della liberazione delle tensioni che si ottiene per "overcoring". Tale misura viene effettuata per mezzo di una rosetta estensimetrica (provvista di 4 estensimetri a resistenza elettrica disposti a 45° l'uno dall'altro) la quale viene incollata sul fondo del foro (fig. 46).

Il fondo del foro viene spianato con apposite frese frontali diamantate e successivamente asciugato per consentire l'incollaggio. La cella di misura viene montata nella testa dello strumento d'inserzione e sulla sua faccia anteriore viene spalmato il collante; lo strumento viene poi introdotto nel foro con una colonna di aste e tenuto in pressione contro il fondo finché il collante non ha completato la presa. Si procede quindi alla liberazione delle sollecitazioni, approfondendo il foro con un carotiere a parete sottile e si recupera la carota insieme con la cella di misura ad essa incollata. Questa viene collegata di nuovo allo strumento di inserzione ed il tutto viene spinto nuovamente in fondo al foro per riequilibrare le temperature e per effettuare, alla centralina estensimetrica, la lettura della deformazione causata dalla liberazione delle sollecitazioni.

Le costanti elastiche del materiale (E , ν) necessarie per la determinazione delle sollecitazioni possono essere determinate direttamente sul nucleo di roccia decompresso mediante pressa radiale, utilizzando per la misura delle deformazioni la stessa rosetta estensimetrica incollata sul fondo del foro. Per l'interpretazione delle misure si può osservare che gli estensimetri sono incollati in una zona in cui lo stato di sforzo è praticamente uniforme e coincide con quello esistente nel centro del fondo del foro.

Le componenti di sollecitazione piana determinate sul fondo del foro sono influenzate dalla presenza del foro stesso. Per depurare tali misure dall'effetto del foro è necessario introdurre opportuni coefficienti correttivi detti "coefficienti di concentrazione degli sforzi". Questi coefficienti, che dipendono dal valore del coefficiente di Poisson, sono stati determinati con tecniche di analisi numeriche mediante modelli tridimensionali ad elementi finiti.

È evidente che le misure eseguite in un solo foro non permettono di determinare tutte le componenti dello stato di sforzo originario. Per ottenere lo stato di sforzo triassiale è necessario eseguire le prove in tre fori diversamente orientati.

A causa della dispersione dei dati sperimentali si effettuano in pratica diverse misure in ciascun foro e si applica una analisi di regressione (minimi quadrati) per ricavare le sei componenti dello stato di sforzo originario.

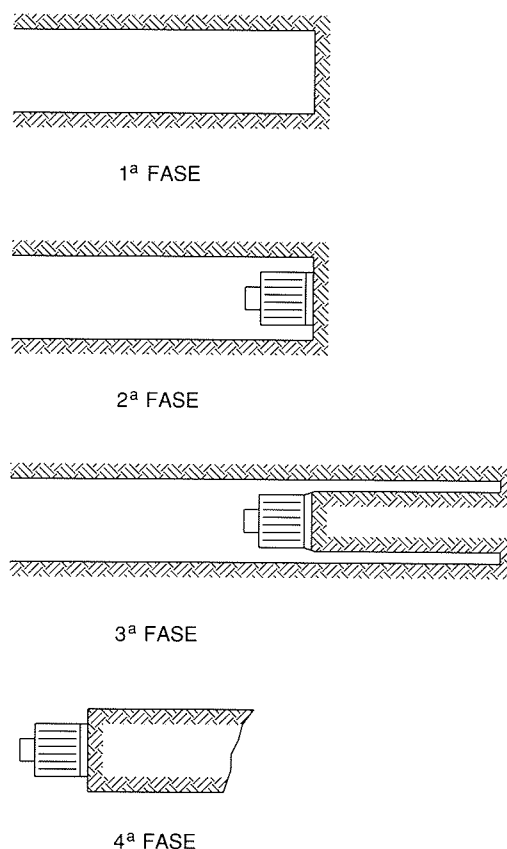


Fig. 46 - Fasi di prova per la misura dello stato di sollecitazione mediante tecnica "doorstopper".

La prova di decompressione viene sovente eseguita anche sulla superficie dell'ammasso roccioso o sulle superfici di strutture in calcestruzzo. In questo caso il carotaggio viene eseguito mediante corona diamantata di diametro compreso fra 150 e 200 mm e le deformazioni vengono rileva-

te mediante estensimetro meccanico rimovibile (fig. 47).

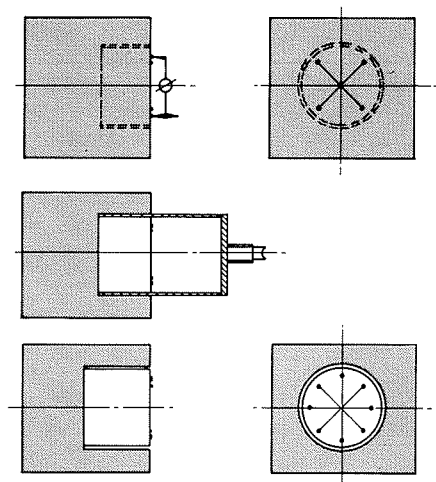


Fig. 47 - Prova di decompressione per la misura dello stato di sollecitazione sulla superficie dell'ammasso roccioso.

7.1.2.2 Metodo C.S.I.R.O. triassiale

Questa tecnica di prova, messa a punto dal Commonwealth Scientific Industrial Research Organization, permette di determinare lo stato di sollecitazione triassiale esistente nell'ammasso roccioso, utilizzando un solo foro da sonda.

La cella di misura è formata da un cilindro cavo di resina epossidica con tre rosette estensimetriche egualmente spaziate e inglobate nelle pareti del cilindro. La cella è inoltre fornita di un pistone che ha la funzione di spingere verso l'esterno, attraverso dei fori posti alla base della cella, il collante contenuto nella cavità del cilindro. Viene realizzato un foro di diametro 150 mm sufficientemente lungo per uscire dalla zona perturbata dallo scavo del cunicolo di prova; sul fondo del foro viene quindi eseguito un foro pilota di diametro 38 mm (coassiale al primo foro) all'interno del quale viene incollata la cella estensimetrica. Viene poi eseguita l'operazione di overcoring per una lunghezza di circa 600 mm.

In fig. 48 sono illustrate le diverse fasi di prova.

La tecnica di misura risulta alquanto più delicata e complessa rispetto al metodo CSIR doorstopper ed è difficilmente applicabile in ammassi rocciosi fratturati. Presenta però il vantaggio di poter operare con un solo foro da sonda e di poter effettuare le misure in una zona ristretta.

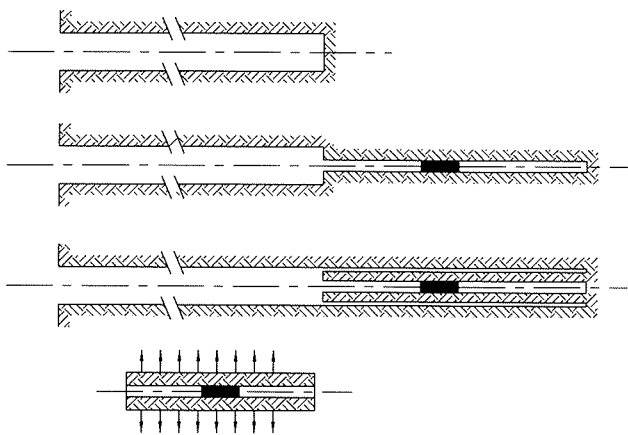


Fig. 48 - Cella C.S.I.R.O. triassiale - Fasi di esecuzione della prova.

In fig. 49 è riportato lo schema della cella C.S.I.R.O.

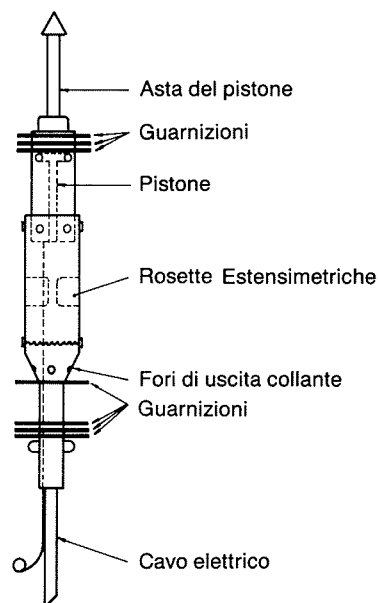


Fig. 49 - Schema della cella "C.S.I.R.O."

7.1.2.3 Fratturazione idraulica

La fratturazione idraulica rappresenta l'unica tecnica di prova in grado di misurare lo stato di sollecitazione a grande profondità. Il punto nel quale si vuole misurare lo stato di sollecitazione viene raggiunto con un foro da sonda avente direzione coincidente con una delle direzioni principali di sollecitazione. Si isola mediante packers gonfiabili (fig. 50) un tratto di foro e si applica una pressione idraulica inviando una portata costante di fluido. L'andamento della pressioni illustrato in fig. 51 mette in evidenza un

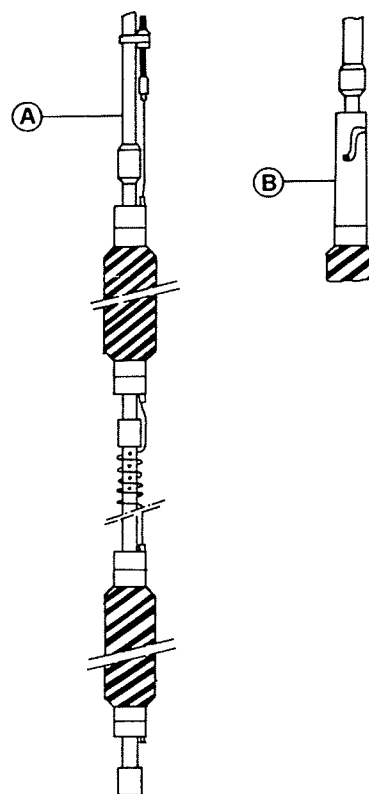


Fig. 50 - Packer gonfiabile usato per la fratturazione idraulica.

picco di pressione P_c richiesto per provocare la rottura a trazione della roccia intorno al foro e la pressione P_f necessaria per mantenere aperta la frattura quando essa si è estesa a grande distanza dal foro. Questi due valori di pressione sono utilizzati per calcolare lo stato di sforzo *in situ*. La frattura presenta sempre una orientazione normale alla sollecitazione orizzontale minima ($\sigma_{h \min}$).

Successivamente dopo aver depressurizzato il tratto di prova ed aver eliminati i packers viene inserita una camera di plastica gonfiabile che registra l'impronta della posizione della frattura; tale posizione fornisce la direzione degli sforzi principali.

Il diagramma illustrato in fig. 51 è caratteristico del caso in cui la sollecitazione verticale (σ_v) non è la sollecitazione minima. In questo caso la prova permette di determinare direttamente la sollecitazione orizzontale minima

$$\sigma_{h \min} = P_s$$

La sollecitazione verticale σ_v viene in questo caso assunta pari alla sollecitazione litostatica

$$\sigma_v = \gamma \cdot h$$

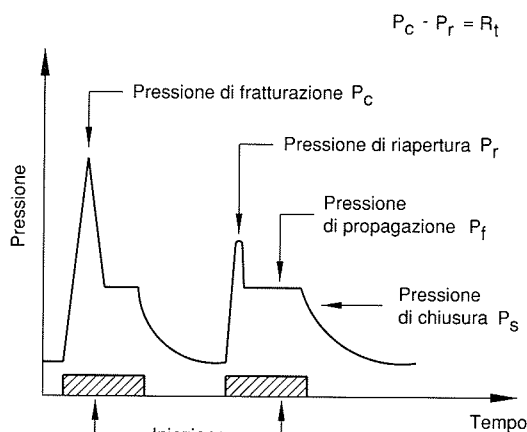


Fig. 51 - Evoluzione della pressione nel corso di una prova di fratturazione idraulica nel caso in cui la sollecitazione σ_v non sia la sollecitazione minima.

Nel caso in cui σ_v sia la sollecitazione minima, la frattura inizia in un piano verticale, in direzione normale alla $\sigma_{h \min}$, e successivamente ruota assumendo direzione orizzontale. In questo caso il diagramma della pressione assume andamento del tipo illustrato in fig. 52.

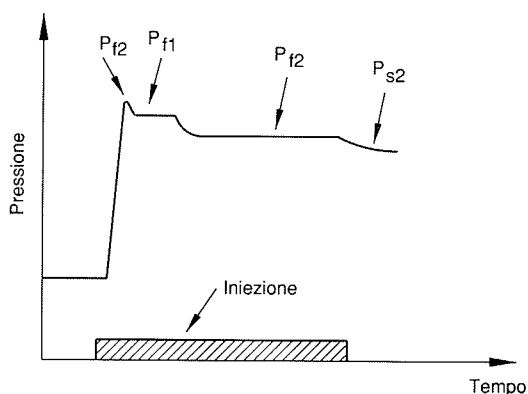


Fig. 52 - Diagramma della pressione rilevata nel corso di una prova di fratturazione idraulica nel caso in cui σ_v sia la sollecitazione minima.

La sollecitazione orizzontale minima è data in questo caso dalla prima pressione di chiusura

$$\sigma_{h \min} = P_{s1}$$

La seconda pressione di chiusura fornisce invece il valore della sollecitazione verticale

$$\sigma_v = P_{s2}$$

Per il calcolo della sollecitazione massima viene utilizzata la formula proposta da Haimson

$$P_c - P_o = (3 \sigma_{h \min} - \sigma_{h \max} + R_t - 2P_o) K$$

ove:

P_c = Pressione di fratturazione

P_o = Pressione interstiziale esistente nel punto di prova

$\sigma_{h \min}$ = Sollecitazione principale orizzontale minima

$\sigma_{h \max}$ = Sollecitazione principale orizzontale massima

R_t = Resistenza a trazione

K = Parametro dipendente dalla permeabilità ($1 \leq K \leq 2$)

7.1.3 Determinazione delle caratteristiche di resistenza dell'ammasso roccioso

7.1.3.1 Misura della resistenza a compressione

La tecnica di prova consiste nell'isolare un prisma di roccia (con l'impiego di seghe tagliatrici o con una serie di fori accostati) con un rapporto altezza-larghezza di circa 2,5 in modo da assicurare uno stato di sollecitazione uniaxiale nella porzione centrale del "provino" (fig. 53).

Il carico viene applicato impiegando un numero variabile di martinetti idraulici o un singolo martinetto piatto di idonee dimensioni. Durante la prova le deformazioni assiali del provino vengono misurate mediante comparatori. Dopo aver superato la resistenza di picco del materiale, la prova viene sovente proseguita per determinare la curva completa sforzi-deformazioni e per ottenere quindi utili informazioni sul comportamento della roccia in condizioni di resistenza residua.

Questo tipo di prova trova utile impiego nel settore minerario per il dimensionamento dei pilastri previsti dal progetto di coltivazione.

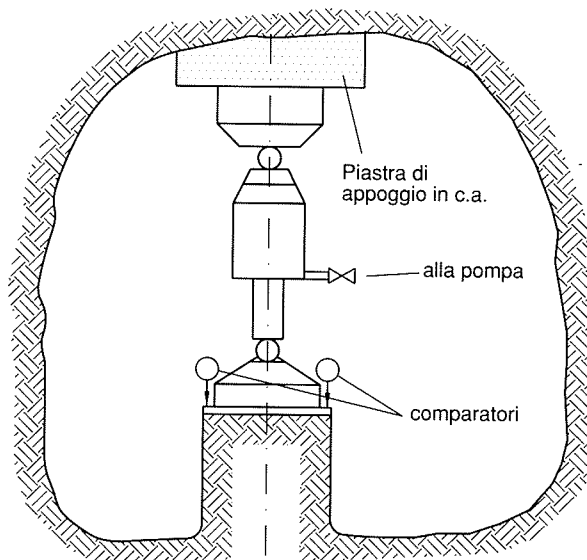


Fig. 53 - Schema della prova di compressione monoassiale in situ.

7.1.3.2 Determinazione della resistenza al taglio lungo le discontinuità

Per la determinazione delle caratteristiche di resistenza al taglio lungo le superfici di discontinuità viene utilizzata la prova di taglio in sito la quale viene eseguita su blocchi di roccia aventi come base la discontinuità da esaminare (fig. 54).

Il blocco di roccia (di dimensioni 70x70x35 cm) viene isolato dalla massa evitando, per quanto possibile, di perturbare le condizioni del giunto. Una struttura metallica di contenimento permette l'applicazione delle componenti di sollecitazione. La sollecitazione normale al giunto viene applicata mediante martinetti piatti con attrezzatura di contrasto, mentre la componente di taglio viene applicata mediante martinetti idraulici posti nel piano di scorrimento del blocco. Questo schema di carico consente di condurre la prova in condizioni di sollecitazione normale costante. Gli spostamenti normali e tangenziali vengono misurati mediante trasduttori meccanici ed elettrici.

Nella eventualità che le prove di taglio vengano eseguite sulla superficie dell'ammasso roccioso, la sollecitazione normale al giunto deve essere contrastata mediante tiranti e ripartitori metallici. In fig. 55 viene riportato lo schema della prova su grande scala eseguita sull'ammasso roccioso di fondazione di una diga a gravità.

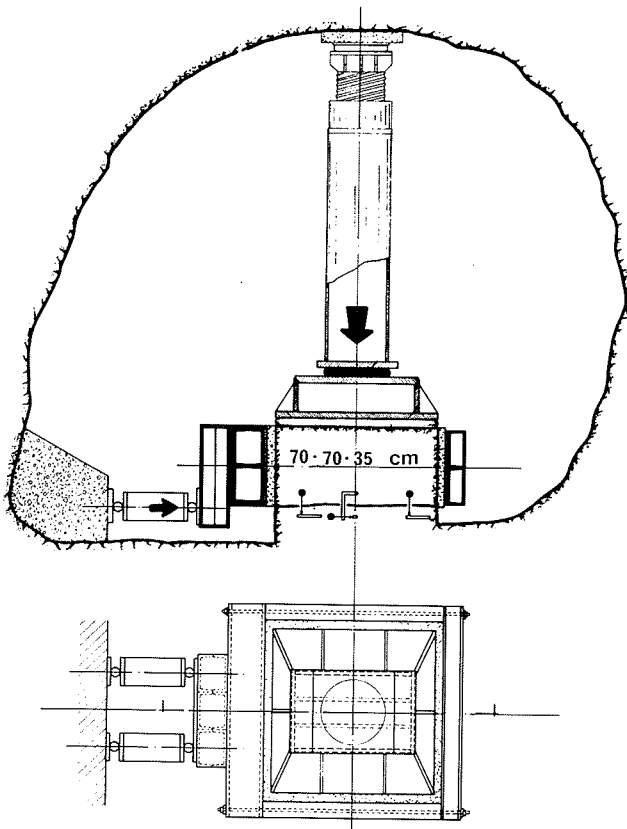
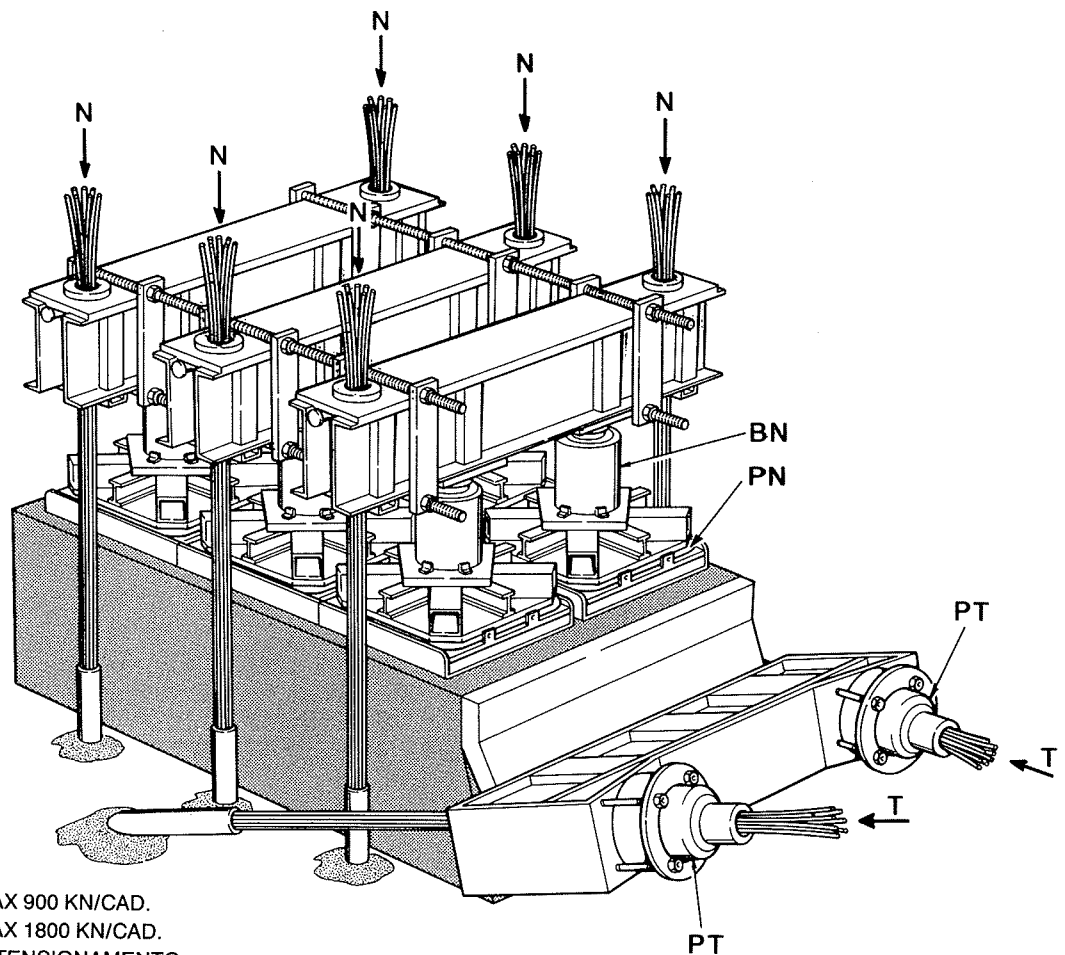


Fig. 54 - Schema della prova di taglio in sito.



- N = n° 6 TIRANTI PER MAX 900 KN/CAD.
- T = n° 2 TIRANTI PER MAX 1800 KN/CAD.
- BN = n° 6 MARTINETTI DI TENSIONAMENTO
- PN = n° 6 MARTINETTI PIATTI (2300 cm²/CAD.) IN PARALLELO
- PT = n° 2 MARTINETTI A PISTONE (400 cm²/CAD.) CORSA 110 mm CON FORO CENTRALE Ø 94 mm

Fig. 55 - Schema della prova di taglio in sito su blocchi di grande dimensione (100x160x50 cm)

Le prove vengono di norma eseguite in controllo di deformazione in modo tale da determinare sia il valore della resistenza di picco che il valore della resistenza residua. In fig. 56 è riportato un diagramma tipo sforzi-deformazioni ottenuto nel corso di una prova di taglio.

La determinazione della curva intrinseca di resistenza di un giunto richiede la realizzazione di prove di taglio su almeno 4-5 blocchi di roccia aventi come base il giunto stesso. I risultati forniti dalle prove eseguite sui vari blocchi in diverse condizioni di sollecitazione forniscono, mediante interpolazione, i valori della coesione e dell'angolo di attrito lungo la superficie di discontinuità (fig. 57).

L'inconveniente di questa prova risiede nell'elevato costo di preparazione del blocco. Spesso, per ridurre il costo delle indagini, si cerca di utilizzare un solo blocco di roccia sottoponendolo a diversi stati di sollecitazione normale; per ciascun livello di sollecitazione normale il carico laterale viene incrementato finché ha inizio lo scorrimento del blocco; a questo punto la prova viene arrestata, il carico normale viene incrementato e si procede nuovamente

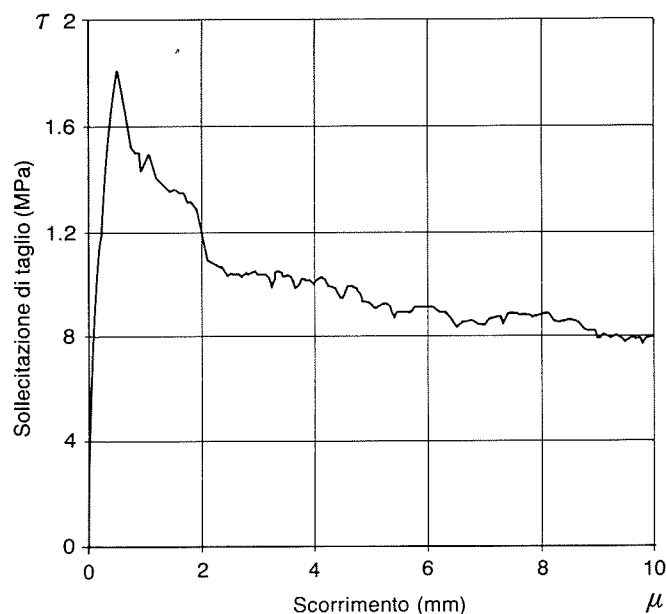


Fig. 56 - Diagramma tipo sforzi-deformazioni ottenuto mediante prove di taglio.

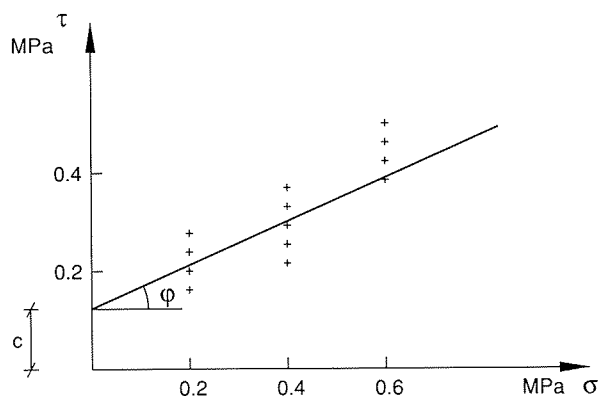


Fig. 57 - Esempio di interpolazione lineare dei risultati ottenuti mediante prove di taglio in sito.

ad incrementare la sollecitazione laterale fino allo scorrimento. In queste successive fasi di prova si determinano però solo i valori di resistenza residua del giunto.

7.1.4 Prove di permeabilità

La determinazione delle caratteristiche di permeabilità di un ammasso roccioso è di primaria importanza sia per lo studio della fondazione di dighe sia per lo scavo di gallerie o di grandi cavità sotterranee.

La scelta del metodo di prova per la determinazione del coefficiente di permeabilità viene effettuata in funzione del tipo di terreno e della precisione desiderata. In generale vengono impiegati metodi basati sull'immissione di acqua in pressione in un tratto di un foro di sondaggio. La prova può essere eseguita sia a fondo foro (utilizzando un solo packer) sia in un tratto qualunque del foro (utilizzando un doppio packer).

In fig. 58 sono illustrati i due schemi di prova.

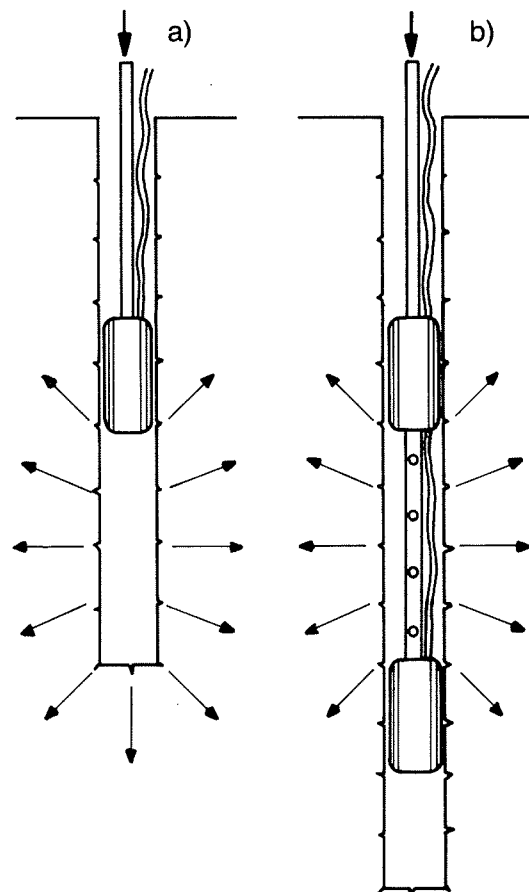


Fig. 58 - Prova di permeabilità in foro di sondaggio:
a) prova a fondo foro;
b) prova con doppio packer.

La prova viene eseguita immettendo acqua in pressione in fori di sondaggio di diametro compreso fra 50 e 100 mm. Nel foro viene calato un tubo per l'adduzione dell'acqua munito di otturatori ad espansione meccanica o pneumatica che consentono di isolare il tratto di foro interessato alla prova. Nel corso della prova si misurano:

- pressione di iniezione (di regola con un manometro posto in testa alla tubazione di immissione);
- portata immessa (con contatori a mulinello o venturimetri);
- tempo di durata della prova dopo il raggiungimento delle condizioni di regime.

La prova viene eseguita per almeno 5 valori della pressione di iniezione e ciascun valore della pressione è man-

tenuto costante per 10-20 minuti dopo il raggiungimento della stabilizzazione degli assorbimenti (regime di equilibrio). La prova può essere eseguita in avanzamento, interrompendo la perforazione ogni 2-5 m ed introducendo la tubazione di immissione con un solo otturatore, oppure in risalita a perforazione ultimata. In tal caso si cala nel foro la tubazione di immissione munita di due otturatori.

La pressione del tratto di foro in cui si esegue la prova è data da:

$$P_c = P_m + \gamma_w (H - H_p)$$

in cui:

P_m = pressione letta al manometro

H = altezza della colonna d'acqua

H_p = perdite di carico espresse in altezza d'acqua

γ_w = peso specifico dell'acqua.

Le perdite di carico del tubo di immissione sono calcolate con relazioni valide per tubi di piccolo diametro. Nel caso di prove di notevole importanza la pressione dell'acqua è misurata direttamente nel punto di prova mediante appositi trasduttori. Se l'ammasso roccioso può essere considerato isotropo dal punto di vista della permeabilità e se si realizza un moto laminare intorno al foro, il coefficiente di permeabilità può essere ricavato mediante la formula:

$$K = \frac{Q}{P_c} \cdot \frac{\gamma_w}{C}$$

in cui:

Q = portata assorbita

P_c = pressione effettiva nella cavità

C = coefficiente di forma dato dalla

$$C = 2\pi D \frac{\sqrt{\left(\frac{L}{D}\right)^2 - 1}}{\ln \left[\frac{L}{D} + \sqrt{\left(\frac{L}{D}\right)^2 - 1} \right]}$$

in cui:

D = diametro del tratto di foro di prova

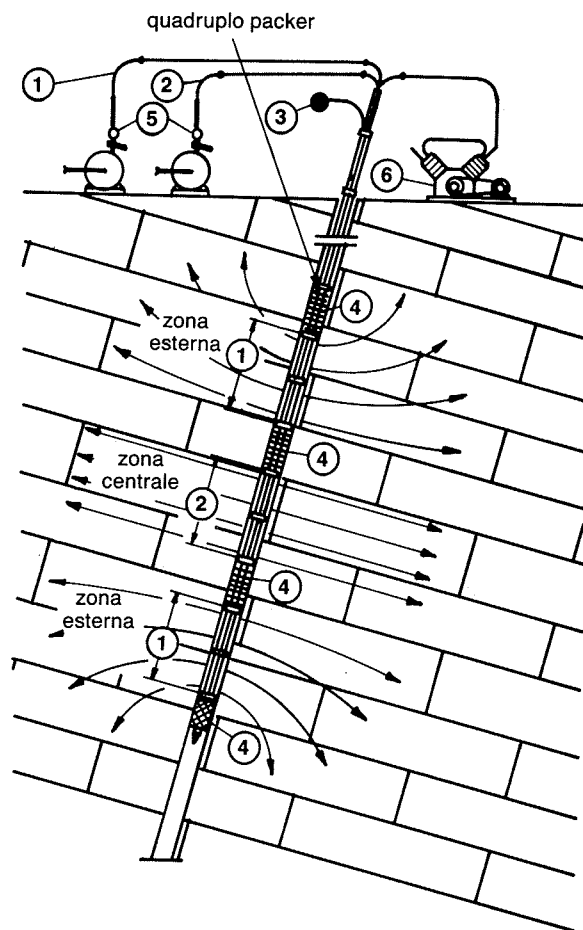
L = lunghezza del tratto di foro di prova.

La lunghezza del tratto di foro messo in pressione ha notevole influenza sulla dispersione dei risultati ottenuti. Un valore medio della permeabilità può essere ottenuto eseguendo le prove in un tratto di foro la cui lunghezza sia almeno di un ordine di grandezza superiore alla spaziatura media delle discontinuità oppure si può procedere eseguendo numerose prove su brevi tratti di foro. Questo secondo modo di procedere è più conveniente perché l'elaborazione statistica dei risultati ottenuti consente di ottenere anche utili informazioni sulla spaziatura dei giunti idraulicamente attivi e sulla omogeneità della formazione dal punto di vista idraulico (in particolare sulla variazione della permeabilità con la profondità).

Una variante recentemente introdotta permette di eliminare alcuni inconvenienti della prova tradizionale con doppio packer a spese però di una maggiore complicazione tecnologica ed esecutiva. Nella variante si utilizzano quattro packers in modo da isolare idraulicamente altri due tratti di foro, rispettivamente sopra e sotto il tratto di prova (fig. 59).

Mediante tubazioni distinte viene immessa acqua nei tre tratti di foro in modo da ottenere in tutti la stessa pressione, misurando però solo la portata immessa nel tratto centrale; in quest'ultimo tratto la pressione viene misurata con precisione mediante un trasduttore elettrico.

Con tale disposizione si ottiene un flusso dell'acqua quasi perfettamente radiale in corrispondenza del tratto centrale e soprattutto si eliminano le perdite al packer che possono falsare l'esito della prova.



1. iniezione nelle sezioni esterne
2. iniezione nella sezione centrale
3. rilevamento della pressione nella zona centrale
4. packers
5. flussometro
6. compressore

Fig. 59 – Prova di permeabilità in foro con quattro packers.

7.1.5 Valutazione della qualità della roccia mediante metodi di prospezione sismica

I metodi di indagine sismica, basati sullo studio delle caratteristiche di propagazione delle onde elastiche in un mezzo, si presentano di estrema utilità anche nel campo della meccanica delle rocce in quanto forniscono al progettista utili indicazioni sulla "qualità" dell'ammasso roccioso.

Il metodo pratico di misura consiste nel generare artificialmente, in un punto della massa rocciosa, un impulso sismico e nel misurare il tempo di propagazione delle onde elastiche sino al punto di ricezione il quale è ubicato in modo tale che le onde sismiche che esso riceve abbiano attraversato la porzione di ammasso che si ha interesse ad investigare.

Le velocità sismiche nelle rocce dipendono da numerosi fattori: composizione chimica e mineralogica, tessitura, struttura, grado di cementazione, porosità, presenza o meno di acqua, stato di sollecitazione, grado di alterazione, grado di fratturazione. Sino ad oggi è stata utilizzata prevalentemente la velocità delle onde longitudinali (onde di compressione) che sono facilmente rilevabili in quanto, essendo le più veloci, arrivano per prime al ricevitore. Tuttavia nelle rocce più scadenti la velocità delle onde longitudinali risulta molto diversa in relazione alla pre-

senza o meno di acqua; infatti l'acqua presente entro i giunti permette un agevole transito delle onde di compressione mascherando in tal modo lo stato di fratturazione esistente. Pertanto in alcune situazioni può risultare più valida l'esecuzione della misura delle velocità di propagazione delle onde di taglio nonostante le maggiori difficoltà pratiche connesse con la loro misura.

I metodi sismici maggiormente impiegati nel campo della meccanica delle rocce sono i seguenti: sismica a rifrazione, carotaggi sonici, misure sismiche su percorsi diretti.

7.1.5.1 Metodo sismico a rifrazione

È un metodo che permette di indagare le caratteristiche del terreno in profondità senza ricorrere a sondaggi o cunicoli esplorativi. Il principio di funzionamento del metodo è illustrato schematicamente in fig. 60 con riferimento al caso molto semplice di uno strato a bassa velocità sismica sovrastante uno strato indisturbato a velocità più alta. Una serie di geofoni è ubicata a varie distanze dal punto di scoppio. Nei geofoni più vicini il primo impulso rilevato corrisponde all'onda rifratta nello strato più profondo per la quale il tempo di percorrenza è minore, nonostante il percorso maggiore, a causa della velocità più elevata nel tratto profondo. Il diagramma del tempo di arrivo del primo impulso in funzione della distanza dal punto di scoppio permette quindi di determinare sia lo spessore dello strato a bassa velocità, sia la velocità nei due mezzi che corrisponde agli inversi della pendenza dei due tratti del diagramma.

Con questo metodo si determina sia lo spessore della fascia allentata che si forma intorno alle pareti della galleria sia i valori delle velocità sismiche degli strati rocciosi indisturbati che indirettamente forniscono un "indice" di qualità della roccia.

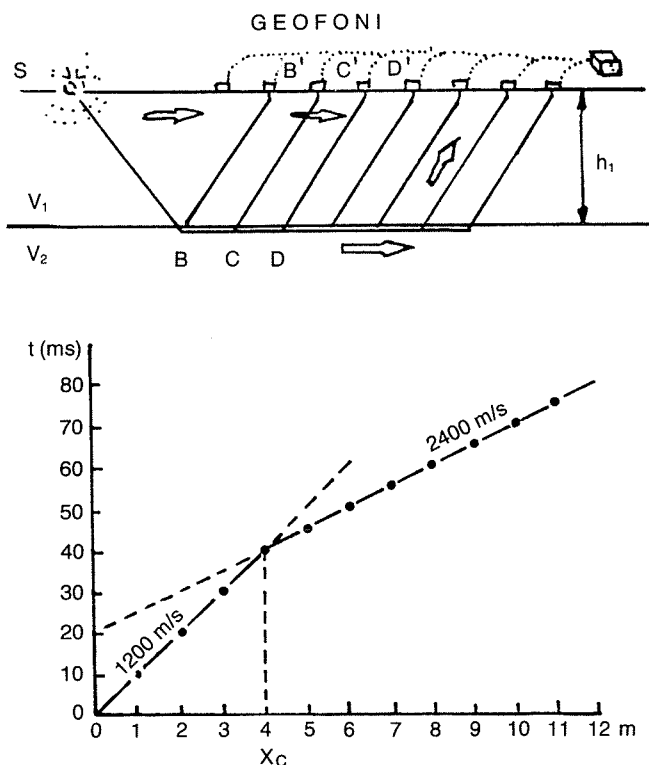


Fig. 60 - Metodo sismico a rifrazione. Percorso delle onde elastiche longitudinali.

7.1.5.2 Carotaggi sonici

Questa tecnica permette di eseguire misure di velocità sonica all'interno dei fori di sondaggio. Viene impiegata una sonda sonica contenente nella parte superiore un generatore di impulsi ultrasonici e nella parte inferiore uno o più ricevitori (fig. 61).

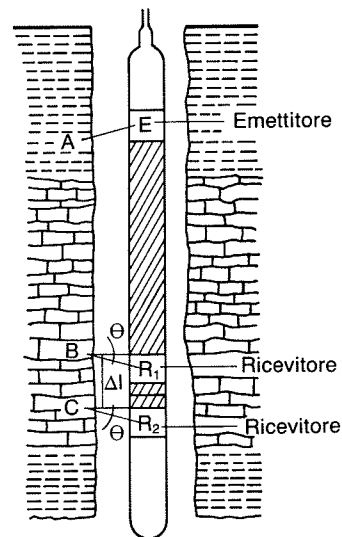


Fig. 61 - Sonda impiegata per il carotaggio sonico.

La distanza tra generatore e ricevitore è generalmente di 1 m. Le onde soniche giungono al ricevitore con un percorso circa parallelo all'asse del foro interessando l'ammasso roccioso per uno spessore pari a $1/3-1/5$ della base di misura (distanza emettitore-ricevitore). La sonda viene tralata di una quantità fissa (ad esempio 0,25 o 0,50 m) tra una misura e l'altra e viene rilevato l'impulso registrato al ricevitore determinando con timer di precisione il tempo impiegato dall'onda emessa dal generatore per raggiungere il ricevitore. Si ottiene in tal modo un diagramma delle velocità del tipo illustrato in fig. 62.

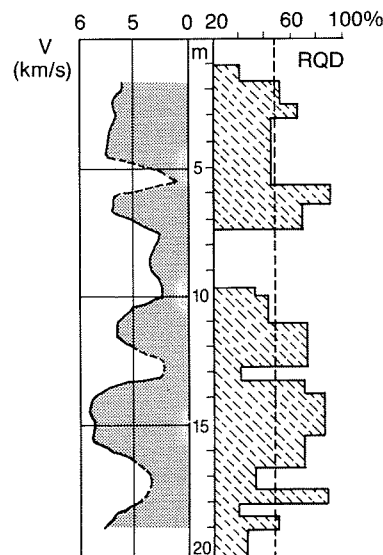


Fig. 62 - Diagramma delle velocità rilevate nel corso di un carotaggio sonico.

7.1.5.3 Misure sismiche su percorsi diretti

In questo tipo di indagine viene misurato il tempo necessario per la propagazione di un impulso sismico tra due punti dell'ammasso roccioso, il che permette di determinare la velocità media nella zona di ammasso roccioso interposto. Gli schemi di misura adottati variano in dipendenza della geometria e della posizione delle zone che si intendono studiare. Si possono distinguere due tipi principali di misure. La tecnica di misura "down in the hole", che consiste nel generare l'impulso sismico in superficie e nel registrare il tempo di arrivo delle onde elastiche mediante un ricevitore posto in un foro da sonda, e la tecnica di misura "cross hole" con la quale la misura di velocità delle onde sismiche viene effettuata ubicando il generatore ed il ricevitore in due fori paralleli. In entrambe le tecniche le misure vengono effettuate a varie profondità in modo da avere una "stratigrafia sismica" della zona di ammasso roccioso investigata.

7.2 Prove di laboratorio

In parallelo all'esecuzione delle prove in sito per la caratterizzazione dell'ammasso roccioso è necessario procedere alla determinazione delle caratteristiche fisiche e meccaniche dei diversi litotipi che compongono l'ammasso roccioso in esame.

Le prove di laboratorio che di norma vengono eseguite su campioni prelevati in sito comprendono:

- analisi petrografiche;
- determinazione delle caratteristiche fisiche;
- determinazione delle caratteristiche meccaniche.

7.2.1. Analisi petrografiche

L'analisi petrografica, attraverso l'esame delle caratteristiche mineralogiche e tessiturali della roccia, fornisce una prima indicazione, almeno qualitativa, sul comportamento delle rocce. Ad esempio, molte rocce metamorfiche contenenti scisti e filladi presentano una marcata anisotropia dal punto di vista del comportamento meccanico, mentre rocce saline presentano un marcato comportamento reologico. Inoltre la definizione petrografica può permettere di evidenziare alcuni problemi costruttivi tipici di quella formazione. Ad esempio, in una formazione calcarea o gessosa è necessario prevedere la possibilità che

nel sottosuolo esistano vuoti naturali legati a fenomeni di carsismo; nelle costruzioni di gallerie le anidridi possono dare origine a fenomeni di rigonfiamento e le argilliti a fenomeni di disintegrazione a causa di variazioni delle condizioni di umidità.

La dimensione dei grani influenza in molti casi la resistenza di una roccia. L'orientazione preferenziale dei minerali o dei sistemi di microfessure influenza la deformabilità della roccia e la sua resistenza al degrado per effetto degli agenti atmosferici.

Le principali analisi petrografiche sono le seguenti:

- Microscopia ottica stereoscopica

Consente un accurato esame della struttura superficiale della roccia e delle specie di minerali presenti.

- Microscopia ottica a luce polarizzata (sezione sottile)

L'esame viene eseguito su di una lamina di spessore 0,03 mm levigata e montata su un vetrino e permette di eseguire una caratterizzazione mineralogico-chimica e tessiturale del campione.

- Analisi mediante microscopio elettronico a scansione

Il forte ingrandimento, il buon potere risolutivo e l'elevata profondità di campo permettono una analisi più accurata della composizione mineralogica.

- Analisi spettrofotometrica ai raggi infrarossi (IR)

Consiste nell'analisi della attenuazione di intensità subita da un fascio monocromatico per effetto dell'assorbimento da parte della sostanza in esame. L'analisi consente una stima qualitativa e semiquantitativa delle principali specie mineralogiche presenti nella sostanza.

- Analisi diffrattometrica ai raggi X (XR)

Consiste nel fare incidere un fascio di raggi X su un preparato ridotto in polvere finissima e nel misurare la dispersione angolare e l'intensità dei raggi X rifratti. Questa tecnica è usata per determinare la composizione mineralogica di un materiale (usata in modo particolare per definire la natura dei materiali argillosi). In fig. 63 è illustrato un diagramma caratteristico fornito da questa prova.

- Rilevatore a dispersione di energia

Il campione, colpito da un fascio di elettroni, libera raggi X, si misura l'energia dei raggi X mediante un rilevatore. Ad ogni valore di energia emessa corrisponde un determinato elemento.

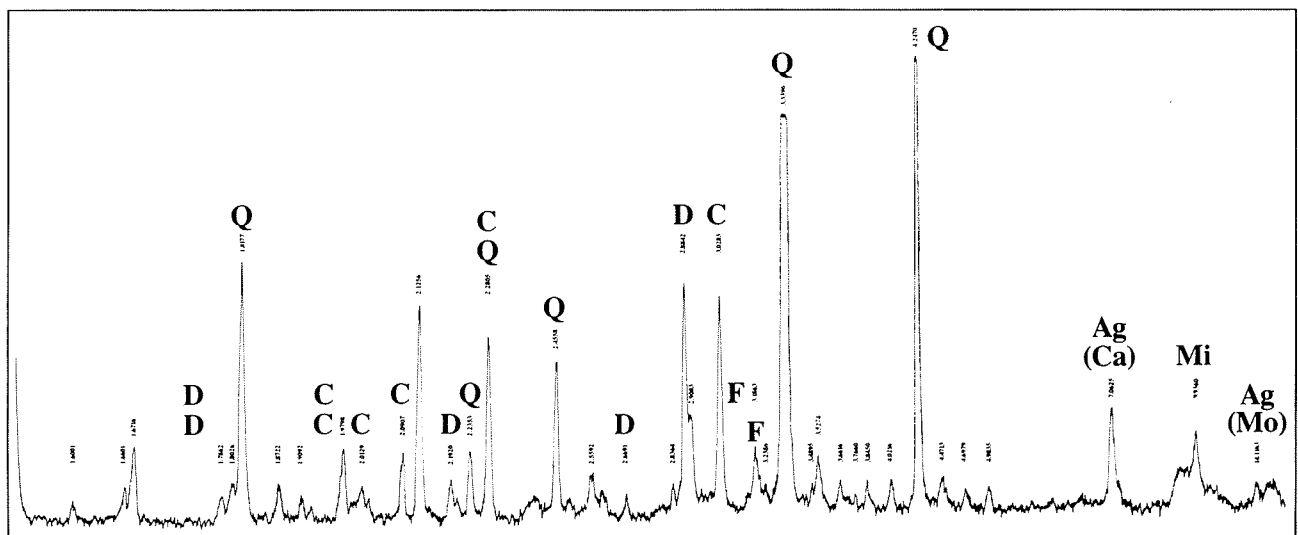


Fig. 63 - Risultato di una analisi diffrattometrica ai raggi X (XR).

7.2.2 Determinazione delle caratteristiche fisiche

I parametri di tipo fisico che di norma vengono determinati sui campioni di roccia sono i seguenti:

- peso di volume (determinato mediante volumetro a mercurio);
- peso specifico assoluto;
- porosità;
- contenuto d'acqua;
- permeabilità.

Oltre a queste determinazioni, viene di norma eseguita anche la misura della velocità di propagazione delle onde elastiche longitudinali (fig. 64).

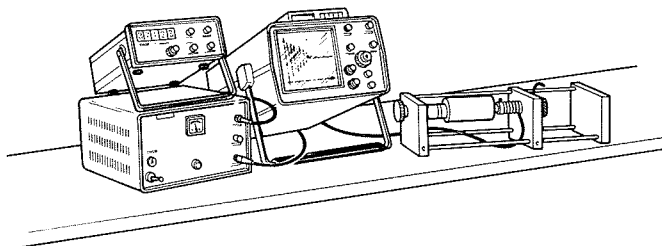


Fig. 64 - Attrezzatura di prova per la misura della velocità di propagazione delle onde elastiche longitudinali.

L'esame delle caratteristiche fisiche della roccia si presenta particolarmente utile per la definizione degli indici di qualità dell'ammasso roccioso. Sovente è possibile individuare interessanti correlazioni fra i parametri fisici e quelli meccanici. In fig. 65 è riportato un esempio di correlazione determinata sperimentalmente su campioni di calcarenite fra la velocità di propagazione delle onde elastiche (V) e il peso di volume (ρ).

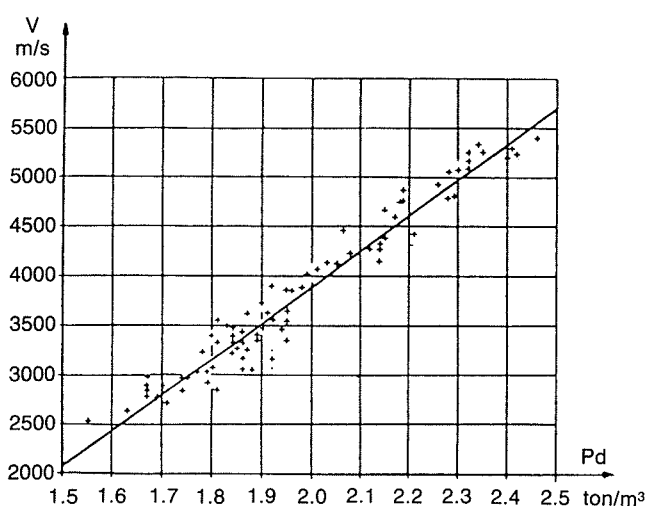


Fig. 65 - Correlazione fra la velocità sonica ed il peso di volume determinato su campioni di calcarenite.

In fig. 66 è riportato un esempio di correlazione fra il modulo elastico (E) e il quadrato della velocità sonica determinata su campioni di arenaria.

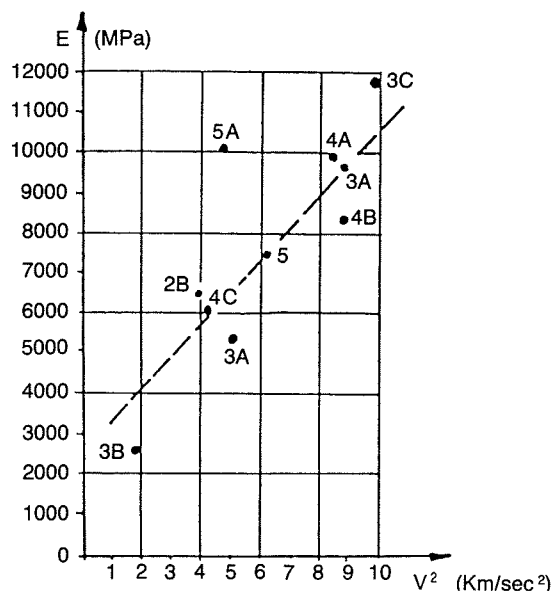


Fig. 66 - Correlazione fra modulo elastico e quadrato della velocità sonica determinati su campioni di arenaria.

In fig. 67 è illustrata l'attrezzatura per l'esecuzione di prove di permeabilità assiale su camponi di roccia di forma cilindrica.

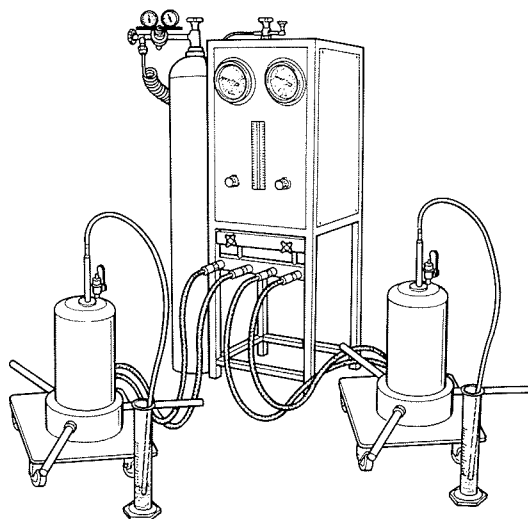


Fig. 67 - Permeametri per l'esecuzione di prove di permeabilità longitudinale con carico di confinamento laterale.

7.2.3 Determinazione delle caratteristiche meccaniche

7.2.3.1 Prova di compressione monoassiale

La prova di compressione monoassiale viene eseguita mediante una pressa idraulica su campioni cilindrici di diametro compreso fra 55 e 160 mm e altezza pari a 2 volte il diametro (fig. 68). I campioni vengono tagliati me-

dante disco diamantato e le basi vengono successivamente rettificate in modo da garantire il parallelismo delle superfici di carico. Particolare attenzione deve essere dedicata all'operazione di rettifica in modo da ottenere uno scostamento dal parallelismo non superiore a 1/100 mm.

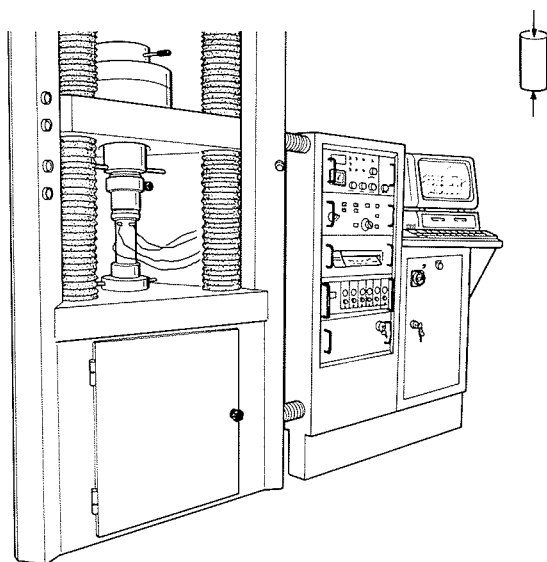


Fig. 68 - Prova di compressione monoassiale in controllo di carico o di deformazione.

Sulla superficie laterale del campione vengono incollati estensimetri a resistenza elettrica disposti sia in direzione assiale che in direzione diametrale. Questi estensimetri, collegati ad un sistema di registrazione continua, permettono di determinare le deformazioni assiali e diametrali del campione durante l'intero arco della prova fino a rottura (fig. 69). Attraverso la prova di compressione monoassiale si ricavano sia le caratteristiche di deformabilità del campione (modulo elastico E e coefficiente di Poisson ν) per diversi livelli di sollecitazione, sia il valore della resistenza a compressione monoassiale del materiale.

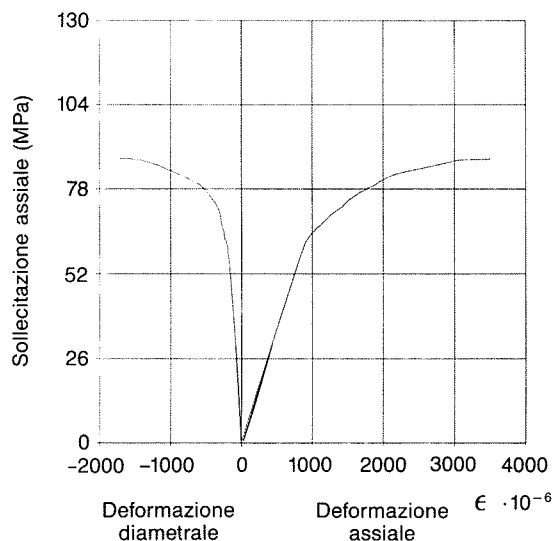


Fig. 69 - Diagrammi delle deformazioni assiali e diametrali ottenuti mediante prove di compressione monoassiale su campioni di arenaria.

7.2.3.2 Prova di compressione triassiale

La prova viene eseguita sottoponendo un campione cilindrico ad una sollecitazione assiale σ_1 crescente, mentre la sollecitazione laterale ($\sigma_2 = \sigma_3$) è mantenuta costante. Il provino viene rivestito con una membrana impermeabile e posto in una "cella triassiale" dove la sollecitazione laterale viene applicata mediante olio in pressione (fig. 70). Una speciale strumentazione di misura permette di rilevare durante l'intero arco della prova le deformazioni assiali e diametrali del campione.

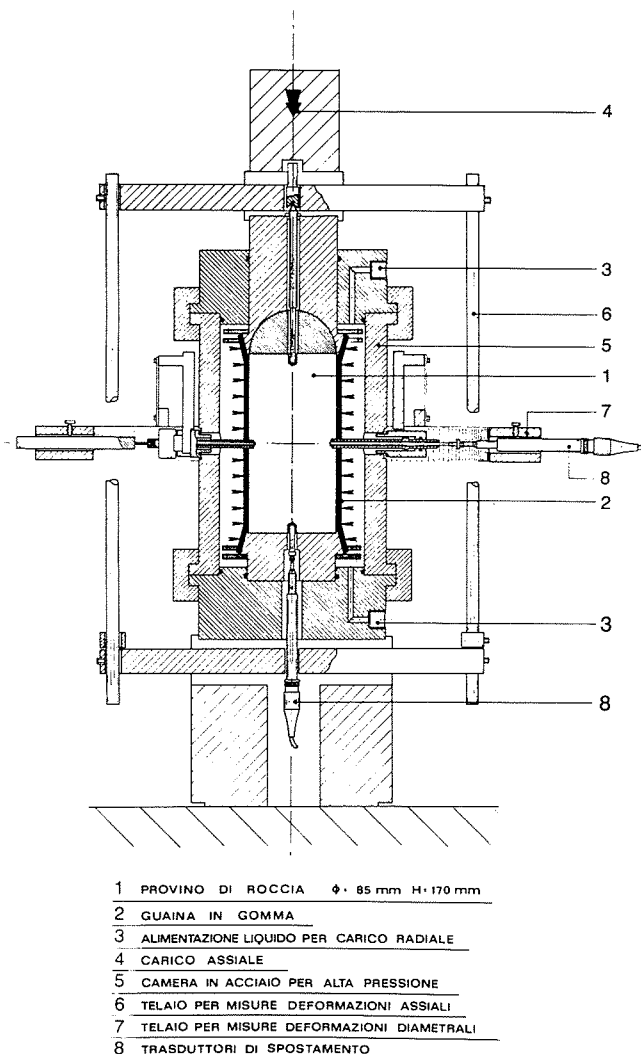


Fig. 70 - Schema della cella per l'esecuzione di prove di compressione triassiale.

È opportuno che l'apparecchiatura impiegata per l'applicazione della componente di sollecitazione assiale sia provvista di dispositivi di regolazione automatica in grado di operare con velocità di deformazione controllata. In questo modo è possibile determinare il valore della resistenza di picco e di quella residua del materiale (fig. 71).

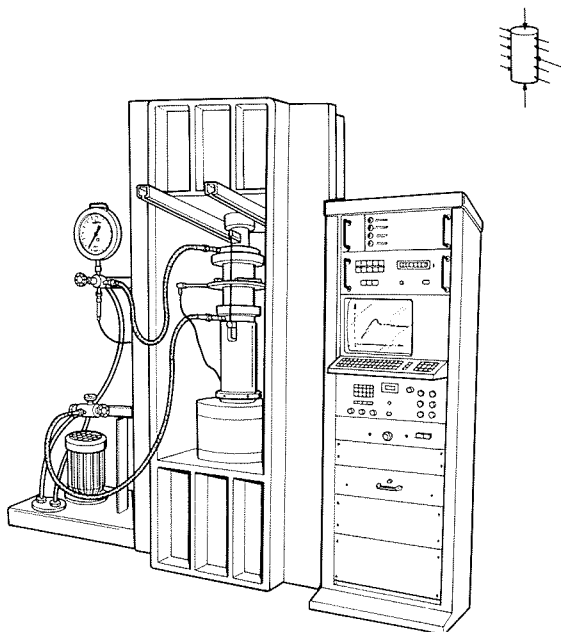


Fig. 71 - Attrezzatura per l'esecuzione di prove di compressione triassiale in controllo di deformazione.

In fig. 72 sono rappresentate alcune curve tipo carichi-deformazioni rilevate su campioni di calcarenite per diversi valori della pressione di contenimento.

Mediante la prova di compressione triassiale si ricava la curva intrinseca del materiale la quale può essere rappresentata sul diagramma $\sigma - \tau$. Di norma si preferisce usare una rappresentazione della curva intrinseca sul diagramma $\sigma_1 - \sigma_3$. In fig. 73 è riportata la curva intrinseca determinata mediante prove triassiali su campioni di calcarenite.

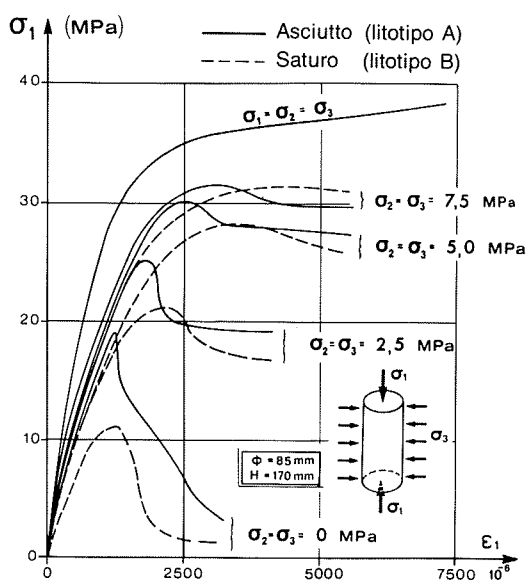


Fig. 72 - Curve carichi-deformazioni rilevate mediante prove triassiali su campioni di calcarenite per diversi valori di contenimento.

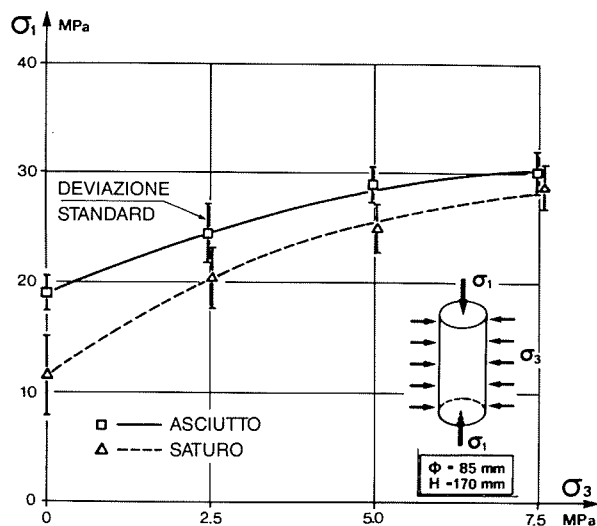


Fig. 73 - Diagramma $\sigma_1 - \sigma_3$ relativo a campioni asciutti e saturi di calcarenite sottoposti a prove triassiali.

La curva continua è relativa a campioni asciutti mentre la curva tratteggiata si riferisce a campioni dello stesso materiale in condizioni di saturazione.

Nel caso di materiali aventi spiccate caratteristiche di anisotropia il valore della resistenza a compressione varia sensibilmente in funzione della giacitura dei piani di anisotropia rispetto all'asse del campione. In fig. 74 è riportato, a titolo di esempio, un diagramma polare della resistenza a compressione triassiale di campioni di marna aventi diversi valori dell'angolo α fra i piani di stratificazione e l'asse del campione. Si può osservare che i valori più elevati di resistenza si osservano quando i piani di stratificazione sono normali all'asse del campione ($\alpha = 0$). La resistenza decresce progressivamente raggiungendo il valore minimo per valori dell'angolo α pari a circa 45° .

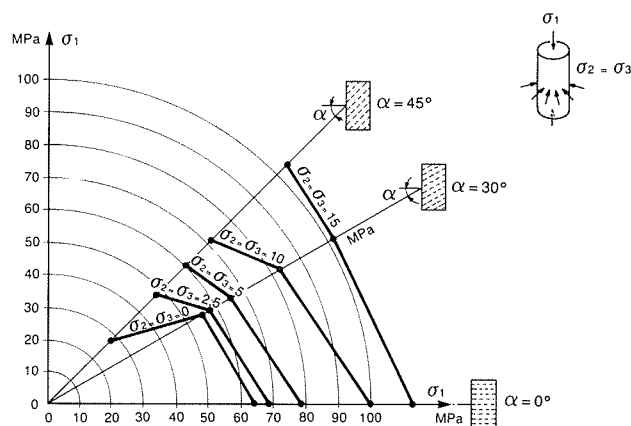


Fig. 74 - Diagramma polare dei valori di resistenza a compressione triassiale rilevati su campioni anisotropi di marna per diversi valori dell'angolo α fra le direzioni dei piani di stratificazione e l'asse del campione.

7.2.3.3 Prova di trazione

La determinazione della resistenza a trazione della roccia viene eseguita mediante prova di trazione diretta incolando sulle basi del campione due teste metalliche (mediante resina epossidica) e utilizzando una normale macchina per prove materiali. Le difficoltà che si incontrano nell'eseguire prove dirette di trazione su provini di roccia hanno favorito lo sviluppo di diversi metodi di prova di tipo indiretto. Tra i metodi indiretti, la prova denominata "brasiliana" è tra le più usate. La tecnica consiste nel preparare dei provini di roccia cilindrici molto corti (praticamente dei dischi) e nel sottoporli a compressione lungo una generatrice del provino (fig. 75). La compressione crea, nel piano diametrale del provino, una zona di trazione che, per valori via via crescenti del carico P , provoca la rottura per trazione del provino. Il valore della resistenza a trazione σ_t del materiale roccioso si deduce dalla:

$$\sigma_t = \frac{P}{\pi RH}$$

I metodi indiretti offrono, come già detto, minori difficoltà operative, ma presentano l'inconveniente di doversi necessariamente riferire a interpretazioni teoriche sulla distribuzione delle tensioni nel provino, basata sulle ipotesi di roccia omogenea, isotropa e linearmente elastica.

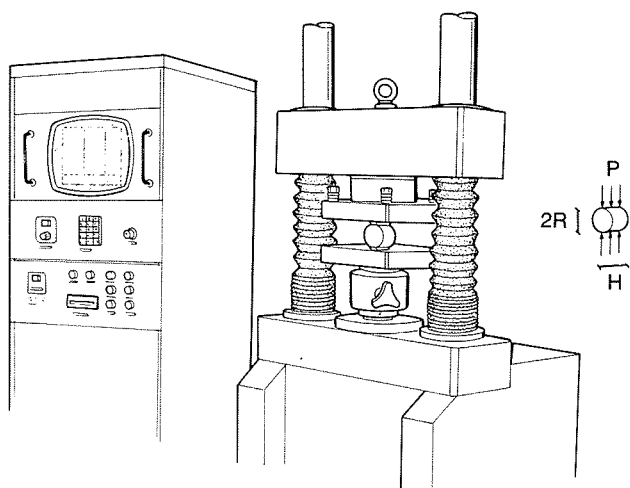


Fig. 75 - Prova di trazione indiretta (Brasiliana).

7.2.3.4 Prova di taglio

Per lo studio delle caratteristiche di resistenza lungo i piani di discontinuità e a completamento dei risultati ottenuti mediante le prove in sito, trova utile impiego la prova in laboratorio di taglio diretto eseguita su campioni di dimensioni ridotte (circa 10 x 10 cm).

Uno schema tipo dell'attrezzatura di prova è illustrato in fig. 76. Il campione di roccia viene inglobato mediante resina epossidica avente caratteristiche di deformabilità simili a quelle della matrice rocciosa, e inserito entro la scatola di prova.

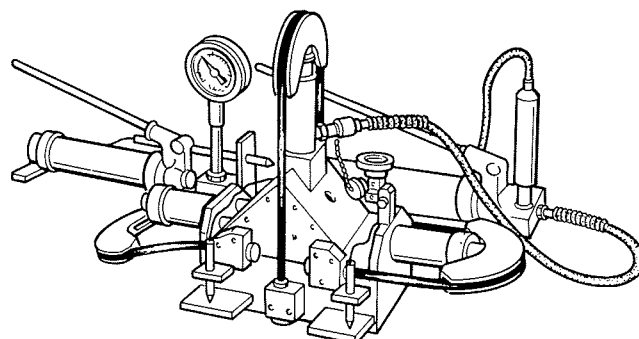
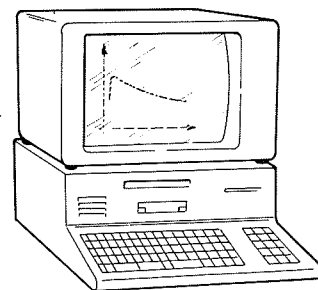


Fig. 76 - Apparecchio per prove di taglio in laboratorio.

Queste prove, di tipo molto speditivo, sono spesso eseguite in sostituzione delle più onerose prove in sito. Occorre però rilevare che le dimensioni del campione sottoposto a prove di laboratorio sono tali da fornire utili informazioni solo in merito all'influenza della scabrezza del secondo ordine sulle caratteristiche di resistenza mentre non permettono di analizzare l'influenza della scabrezza del primo ordine o di asperità aventi dimensioni maggiori di quelle del campione.

7.2.3.5 Prova di rigonfiamento (Swelling test)

Scopo della prova è quello di accertare l'eventuale comportamento rigonfiante in presenza d'acqua da parte di materiali rocciosi caratterizzati da presenza di argilla; assume pertanto un significato rilevante in particolari problemi di scavo.

La prova può essere eseguita con riferimento a due differenti modalità che prevedono rispettivamente il mantenimento del campione ($D=50$ mm, $H=20$ mm) in condizioni di pressione costante a dilatazione libera oppure in condizioni di dilatazione impedita con possibile sviluppo di pressione di rigonfiamento, a partire da un valore iniziale di pressione applicata.

Per l'esecuzione della prova, la cui durata può essere di alcuni giorni, si utilizza un particolare telaio, dotato di rapporto di leva 1/10 e di anello dinamometrico con sistema di regolazione automatica del canale di controllo (pressione o dilatazione) e di acquisizione e registrazione dei dati. In fig. 77 è illustrata l'attrezzatura di prova.

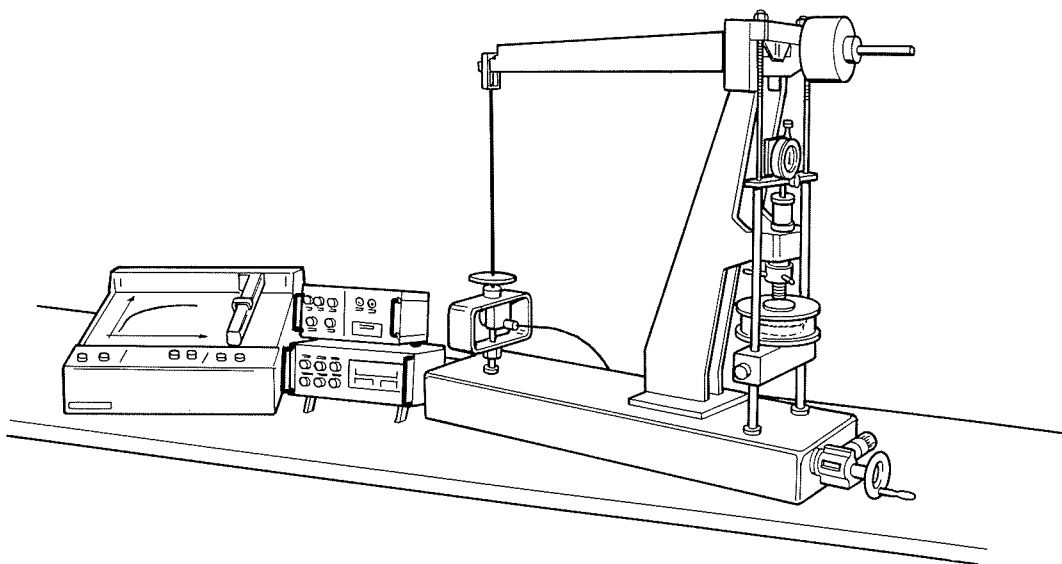


Fig. 77 - Attrezzatura per prova di rigonfiamento (Swelling Test).

7.2.3.6 Prove di alterabilità (Slake durability test)

Scopo della prova consiste nella definizione di un indice convenzionale, detto "Slake durability index", che offre una valutazione della propensione all'alterabilità della roccia in esame per effetto di azioni meccaniche e di cicli termici.

Il materiale (in frammenti) viene prima essiccato a 110 gradi C, quindi alloggiato in un tamburo rotante a ma-

glie fisse montato su un'apparecchiatura in grado di fargli compiere 20 rivoluzioni al minuto per circa 10 minuti; il tamburo è collocato all'interno di un contenitore riempito d'acqua sino ad un prefissato livello (fig. 78).

Le operazioni di prova sono ripetute una seconda volta, misurando sempre il peso del campione dopo essiccazione.

La progressiva riduzione in peso del campione, conseguente alla rotazione dei granuli, porta alla definizione dell'indice convenzionale e quindi ad una classificazione del materiale in un'opportuna scala.

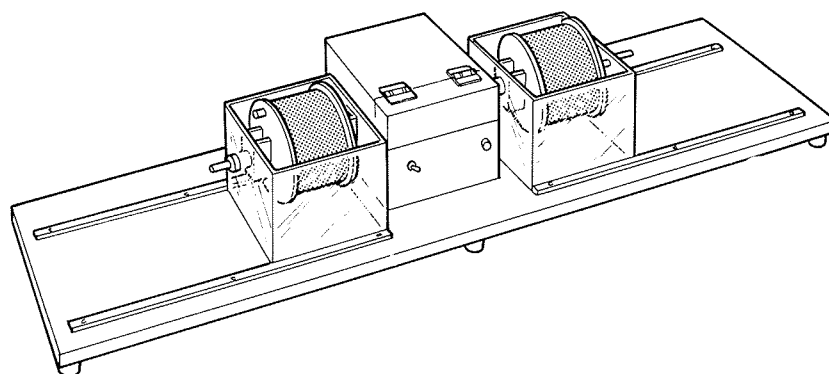


Fig. 78 - Attrezzatura per prova di alterabilità (Slake Durability Test).

8. MISURE E CONTROLLI IN SITO

L'impiego del monitoraggio nel campo della meccanica delle rocce si sta diffondendo in misura sempre crescente seguendo di pari passo lo sviluppo delle conoscenze in merito al comportamento degli ammassi rocciosi. Il monitoraggio fornisce utili informazioni in fase di progettazione, di costruzione e di esercizio dell'opera. In fase di progettazione, permette di valutare le caratteristiche meccaniche dell'ammasso roccioso attraverso l'analisi del comportamento deformativo rilevato durante lo scavo di cunicoli esplorativi. In fase di costruzione dell'opera permette di verificare la correttezza dei parametri assunti alla base della progettazione; garantisce inoltre la sicurezza del cantiere attraverso appositi sistemi di allarme. Durante l'esercizio il monitoraggio permette di controllare lo stato di salute dell'opera a lungo termine in funzione anche del comportamento reologico dell'ammasso roccioso. L'esame del comportamento dell'opera permette infine di eseguire, a posteriori, una valutazione delle reali caratteristiche meccaniche dell'ammasso roccioso in modo da ottenere significativi miglioramenti delle conoscenze per la progettazione futura.

I principali requisiti che la strumentazione deve possedere sono: semplicità, affidabilità, robustezza, durata nel tempo.

8.1 Misure di deformazione

8.1.1 Misure di convergenza

La misura di convergenza viene eseguita all'interno della galleria o di cunicoli esplorativi e consiste nel misurare le variazioni di distanza fra due punti di misura posti sulle pareti del cunicolo. I punti di misura vengono di norma installati il più possibile vicino al fronte di scavo in modo da fornire le deformazioni globali conseguenti all'avanzamento dello scavo stesso. La disposizione usuale dei punti di misura è illustrata in fig. 79.

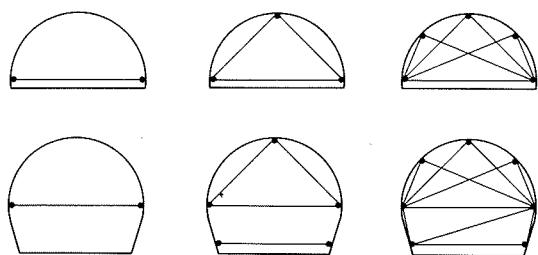


Fig. 79 - Schemi tipo dei punti fissi per le misure di convergenza.

L'esame delle misure distometriche permette di seguire l'evoluzione dei processi deformativi in funzione del tempo e di individuare quindi il momento più idoneo per la posa in opera del rivestimento provvisorio e definitivo. Questa strumentazione permette di evidenziare eventuali discordanze fra il comportamento reale e le previsioni di progetto consentendo quindi di apportare tempestivamente le necessarie modifiche progettuali (Fig. 80).

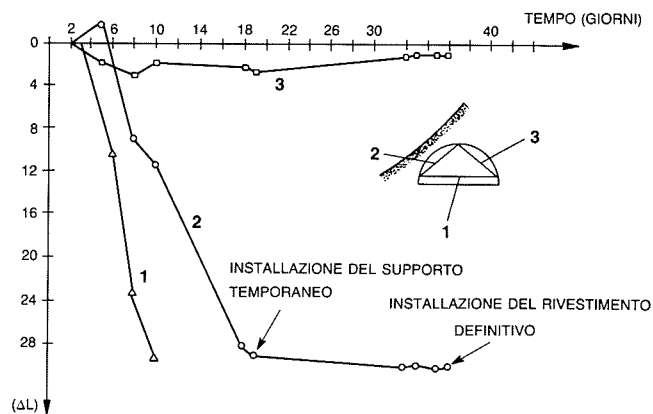


Fig. 80 - Esempio di misure distometriche eseguite durante lo scavo di una galleria. È chiaramente visibile l'effetto delle opere di supporto temporaneo.

La misura di convergenza viene eseguita mediante distometri del tipo a nastro o a filo. Il distometro a nastro, illustrato nello schema di fig. 81, è provvisto di nastro graduato in invar sottoposto ad una tensione costante mediante dispositivo dinamometrico a molla. Le letture vengono effettuate con l'aiuto di un nonio o di un comparatore. I distometri a nastro consentono di eseguire misure su basi di lunghezza diversa fino a circa 20 m. È necessario l'impiego di un dispositivo di taratura per la regolazione del dinamometro a molla.

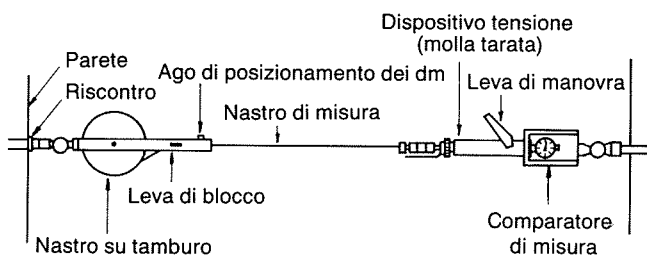


Fig. 81 - Distometro a nastro.

In fig. 82 è illustrato il distometro a filo. Il filo di invar viene teso da un dinamometro di precisione e collegato a due morsetti conici realizzati in modo da non provocare flessioni alle estremità del filo. La precisione di questo strumento a filo è più elevata di quella del distometro a nastro. L'unico inconveniente di questo strumento è la necessità di avere per ciascuna base di misura un diverso filo di invar. Il distometro può essere impiegato anche per il controllo dei movimenti dei pendii.

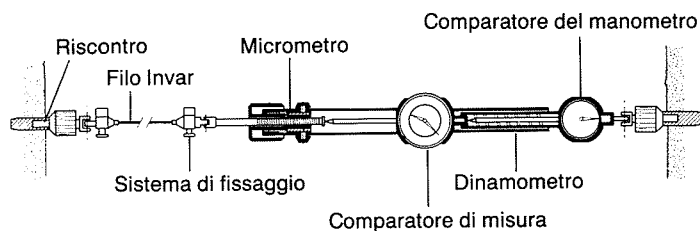


Fig. 82 - Distometro a filo.

8.1.2 Estensimetri multibase da installare nei fori di sondaggio

Vengono installati all'interno di fori e permettono di determinare le deformazioni nella direzione dell'asse del foro a diverse profondità.

Sono provvisti di uno o più punti di misura ciascuno dei quali è collegato mediante aste metalliche rigide alla testa di misura ove le misure di spostamento possono essere eseguite mediante comparatore meccanico o mediante trasduttore elettrico. In quest'ultimo caso le misure possono essere rilevate a distanza mediante apparecchiature automatiche di acquisizione e registrazione. Gli ancoraggi che materializzano i punti di misura possono essere fissati alle pareti del foro mediante dispositivi ad espansione meccanica nel caso che la lunghezza dell'estensimetro sia inferiore a 10 m (fig. 83). Nel caso di estensimetri a lunga base si ricorre ad iniezioni con malta cementizia. In questo caso le aste di misura che collegano ciascun ancoraggio alla testa devono essere protette mediante guaina in plastica (fig. 84).

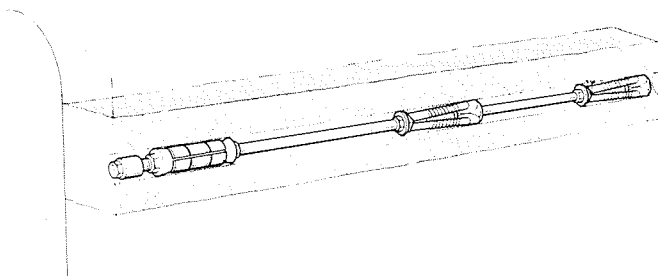


Fig. 83 - Estensimetro a due punti di misura.

Gli estensimetri multibase trovano largo impiego per lo studio del comportamento deformativo di ammassi rocciosi nell'intorno di gallerie o di grandi scavi sotterranei e per problemi di fondazione di grandi strutture (in modo particolare di dighe in calcestruzzo).

Anche lo studio delle condizioni di stabilità dei pendii richiede sovente l'impiego di estensimetri multibase per l'individuazione delle masse potenzialmente instabili. In questo caso gli estensimetri sono sovente provvisti di dispositivi di allarme in grado di segnalare tempestivamente eventuali superamenti di soglie di deformazione prefissate.

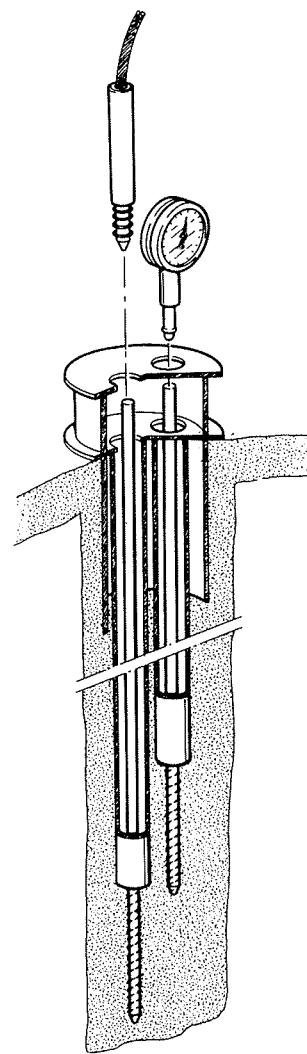


Fig. 84 - Estensimetro multibase.

8.1.3 Estensimetri multibase rimovibili

Un estensimetro multibase ad accoppiamento meccanico messo a punto dal prof. Kovari del Politecnico di Zurigo, permette di eseguire misure di spostamenti differenziali su una catena di punti di misura distanti 1 m l'uno dall'altro. All'interno di un foro di diametro 75 mm viene installato un tubo in PVC provvisto di speciali anelli metallici alla distanza di 1 m l'uno dall'altro. Il tubo in PVC e gli anelli metallici sono cementati entro il foro. Una speciale sonda rimovibile, provvista di un trasduttore elettrico di spostamento, può essere introdotta nel foro e posizionata fra due ancoraggi contigui in modo da misurare la distanza fra i due punti. La differenza fra due letture successive fornisce il valore della deformazione subita dalla porzione dell'ammasso roccioso compresa fra i due punti di misura. Il posizionamento dello strumento tra i riscontri è basato sull'accoppiamento cono-sfera; gli anelli metallici sono sagomati in modo tale da permettere sia il passaggio della sonda che il successivo bloccaggio mediante una rotazione di 45° (fig. 85). Lo strumento è autocompensato per effetti termici e l'accuratezza del sistema di misura è dell'ordine di ± 0.002 mm.

Di recente la sonda utilizzata per le misure estensimetriche è stata modificata mediante l'introduzione di un dispositivo clinometrico da utilizzare nel caso di fori verticali. Questo nuovo strumento consente di misurare oltre alla

deformazione assiale anche quella orizzontale (secondo due direzioni normali all'asse del foro). L'impiego di questo strumento (TRIVEC) è particolarmente utile per il controllo delle deformazioni subite da pali o diaframmi o per l'analisi di stabilità di un pendio roccioso.

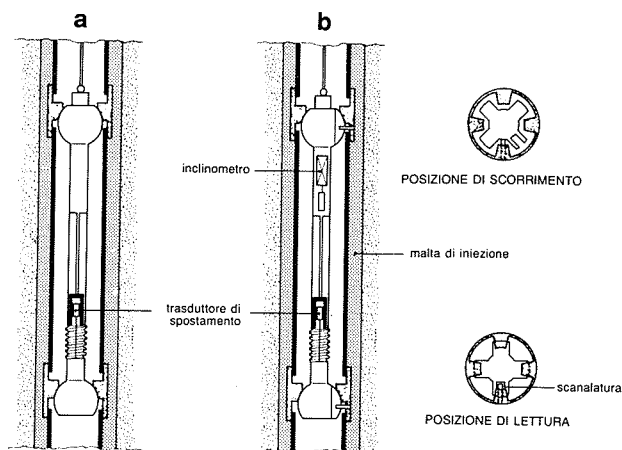


Fig. 85 - a) Estensimetro multibase rimovibile (ISETH)
b) Estensimetro rimovibile con inclinometro (TRIVEC) per la misura delle 3 componenti di spostamento.

Oltre all'estensimetro rimovibile con accoppiamento meccanico esiste un altro tipo di estensimetro con accoppiamento elettromagnetico fra sensori posti entro un tubo di rivestimento cementato all'interno di un ammasso roccioso e sensori di una sonda di misura che viene posta all'interno del tubo stesso.

Gli estensimetri rimovibili presentano il grande vantaggio di fornire informazioni molto dettagliate attraverso le quali è possibile ricostruire l'andamento delle deformazioni all'interno dell'ammasso roccioso. La necessità di eseguire le misure in modo manuale non consente un impiego di questi strumenti per controlli a lungo termine con letture automatiche a distanza. Il loro impiego è quindi limitato a controlli a breve e medio termine.

8.1.4 Estensimetri di superficie per il controllo del movimento dei giunti

Questi strumenti risultano particolarmente utili per lo studio di problemi di stabilità di un pendio roccioso in quanto permettono di misurare sia l'apertura che lo scorrimento in corrispondenza di una superficie di discontinuità. Alle due estremità delle discontinuità vengono fissati due ancoraggi meccanici fra i quali viene posizionato il trasduttore di misura il quale può essere di tipo meccanico rimovibile oppure elettrico per misure a distanza. Nella fig. 86 sono illustrati i due schemi di installazione relativi alla misura di apertura e a quella di scorrimento lungo una superficie di discontinuità.

Di recente sono stati realizzati da parte dell'ISMES estensimetri di notevole solidità adatti a sopportare il carico della neve o la caduta di rami o piccoli frammenti di materiale sciolto senza subire danni. Tali strumenti sono composti da una struttura a tubi telescopici in acciaio inox

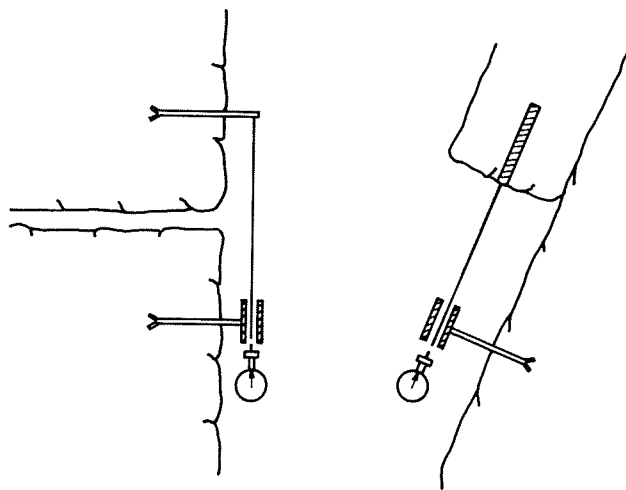


Fig. 86 - Schemi di installazione di estensimetri per la misura dell'apertura e dello scorrimento lungo una superficie di discontinuità.

del diametro esterno di 76 mm e lunghezza tra i due punti di appoggio fino a 5 m, ma generalmente limitato a 2 m. All'interno di essi è montato un trasduttore elettrico assiale con corsa fino a 500 mm, isolato dall'esterno sia dal punto di vista elettrico che idraulico. Una variante di tale estensimetro permette di montare altri due trasduttori elettrici rotativi con assi di rotazione perpendicolari tra di loro e perpendicolari all'asse della struttura telescopica. Con questo strumento si possono quindi monitorare movimenti di apertura-chiusura delle fessure (funzione svolta dal trasduttore assiale) e movimenti sia di abbassamento-innalzamento che di scorrimento. Lo schema di questo strumento è riportato in fig. 87.

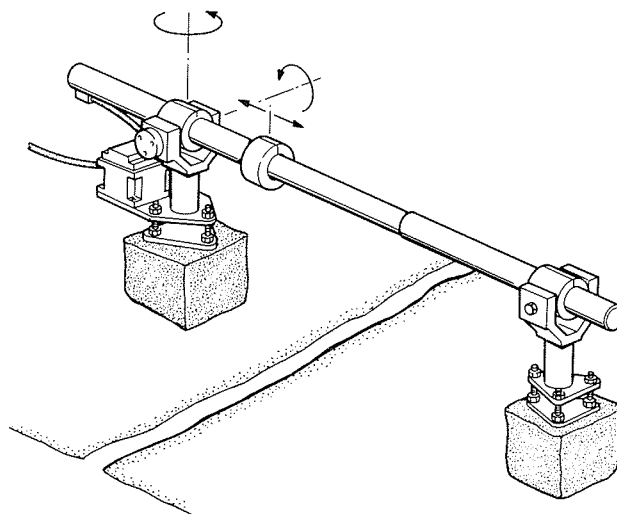


Fig. 87 - Schema di estensimetro per il controllo di 3 componenti di spostamento.

8.2 Controllo delle sollecitazioni presenti nell'ammasso roccioso e nelle strutture di sostegno

8.2.1 Celle di pressione

La determinazione degli sforzi in situ (o della loro variazione), e in particolare delle pressioni di contatto tra terreno e struttura di sostegno o all'interno stesso del terreno, comporta la risoluzione di un difficile problema in quanto gli sforzi non sono misurabili direttamente ma sono correlati con la misura di deformazione, che avviene all'interno di celle di pressione, utilizzando un opportuno trasduttore. Le celle di pressione sono generalmente composte da un elemento "flessibile", chiamato diaframma, che viene inglobato nel materiale nel punto in cui si vuole misurare la pressione. La sollecitazione esercitata su questo elemento viene misurata da un apposito sensore.

In fig. 88 è riportato lo schema di una cella di pressione. Esistono numerosi tipi di celle. A distinguerli è il metodo con cui viene rilevata la deformazione del diaframma e l'uso a cui la cella è destinata. Il tipo di cella (meccanica, elettrica, a corda vibrante, pneumatica) viene individuato dal metodo con cui viene rilevata la pressione del liquido della cella. Le variazioni di pressione del fluido idraulico provocano lo spostamento di un pistoncino o di una membrana installata in un tubetto collegato alla cella.

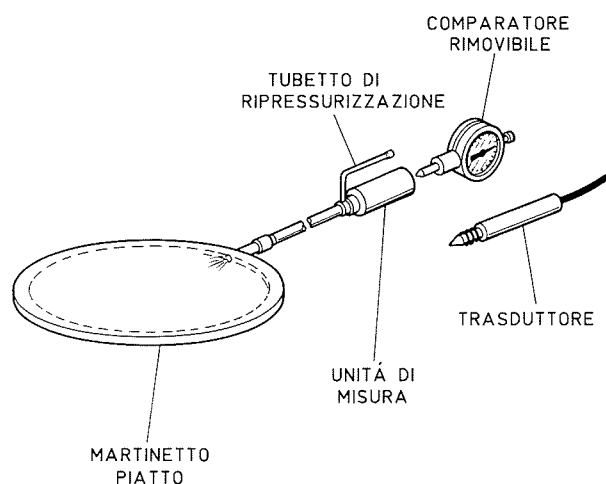


Fig. 88 - Schema di cella di pressione.

Una particolare cura va posta nella messa in opera di celle di pressione nel calcestruzzo delle strutture di supporto. Le celle vengono infatti soggette a sollecitazioni termiche durante la fase di maturazione del calcestruzzo. Successivamente, con il raffreddamento, si produce un ritiro del corpo della cella che, a causa della diversità tra il coefficiente di dilatazione termica del metallo della cella e di quella del calcestruzzo, provoca il distacco tra la cella ed il calcestruzzo. Questo problema viene risolto dotando la cella di un tubetto di compensazione che permetta il ripristino del contatto cella-calcestruzzo.

Un'ulteriore applicazione delle celle di pressione consiste nel loro utilizzo per rilevare variazioni dello stato di sollecitazione all'interno dell'ammasso roccioso. Per

questa applicazione si cementano in fori di sondaggio opportune celle aventi dimensione dell'ordine dei 70x700x10 mm. Dopo la stagionatura della malta viene applicato alle celle un precarico. Possono quindi essere evidenziate variazioni dello stato di sollecitazione causate da movimenti del pendio o da attività connesse con la coltivazione di cave o con scavi in superficie o in profondità. Queste celle di carico possono essere disposte perpendicolarmente alle direzioni degli sforzi principali qualora questi siano stati misurati con altre tecniche (sovraccarotaggio, fratturazione idraulica, ecc.).

Occorre osservare che la misura della pressione è una delle più difficili da eseguire correttamente poiché lo strumento stesso induce un forte disturbo alterando in modo sensibile il campo delle tensioni locali. Inoltre spesso il contatto fra la roccia e il rivestimento è di tipo puntiforme il che induce una notevole dispersione dei risultati.

8.2.2. Misure estensimetriche

Un sistema indiretto per valutare la pressione del terreno sul rivestimento considera l'anello di rivestimento come un dinamometro. All'interno della struttura vengono inseriti (durante il getto) estensimetri elettrici che permettono di risalire, note le costanti elastiche del materiale entro il quale sono inglobati, dalle deformazioni alle sollecitazioni esistenti nel rivestimento. Gli estensimetri maggiormente utilizzati per questo genere di installazione sono del tipo a corda vibrante; questi strumenti consentono di raggiungere periodi di osservazione molto lunghi senza disturbi dovuti a fenomeni di deriva elettrica. Questi strumenti, che devono essere posti in opera con particolare cura e attenzione, permettono di fornire preziose indicazioni nel caso di gallerie scavate su rocce nelle quali si possono verificare fenomeni di rigonfiamento.

8.2.3 Celle di carico

Lo scopo a cui sono destinati gli strumenti di misura dei carichi (celle di carico) è quello di rilevare il carico assiale presente in alcune componenti strutturali (tiranti, ancoraggi, ecc.).

Esistono vari tipi di celle di carico. Alcune di queste, di costruzione relativamente semplice, utilizzano una molla elicoidale o a tazza, la cui deformazione viene rilevata mediante comparatore meccanico o elettrico.

Altre celle, dette di tipo estensimetrico, sono costituite da un corpo in acciaio opportunamente sagomato e da un certo numero di estensimetri a resistenza elettrica.

Nelle celle idrauliche la molla presente nelle celle meccaniche viene sostituita da un cuscino di spinta costituito da due piastre metalliche rigide, opportunamente sagomate, solidali tra di loro e provviste di un'intercapedine riempita di un fluido idraulico. Il funzionamento è analogo a quello delle celle di pressione.

La cella di carico a corda vibrante adotta un tubo in acciaio ad alta resistenza a parete spessa. Le corde vibranti sono sistemate in fori paralleli all'asse ricavati nello spessore del tubo e fissati saldamente dopo un pretensionamento. Nelle celle di piccola o media dimensione vengono montate generalmente tre corde disposte a 180° tra di loro. Nelle grandi celle, a causa di possibili eccentricità del carico, vengono montate fino a otto corde distanziate in maniera uniforme, nel corpo del tubo, lungo una circonferenza. Le celle di carico attuali hanno capacità di misura che vanno da pochi kN a più di 10.000 kN. In molti casi l'altezza della cella non supera 150 mm.

In fig. 89 è riportato lo schema di installazione di celle di carico per tiranti.

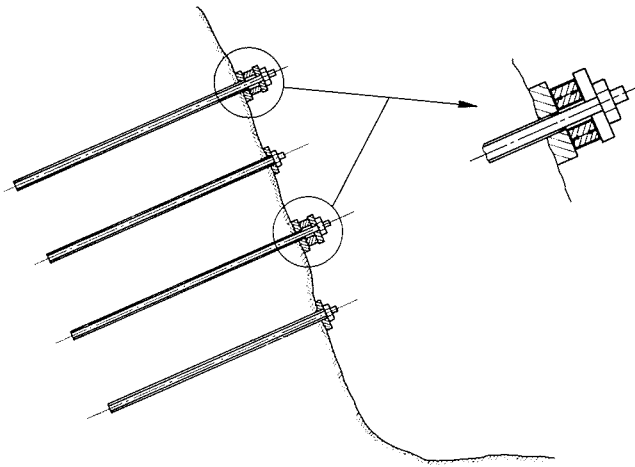


Fig. 89 - Schema di installazione di celle di carico sulla testa dei tiranti.

Ancoraggi e bulloni strumentati

Una applicazione particolare delle celle di carico è costituita dagli ancoraggi e bulloni strumentati. La determinazione del carico in barre di rinforzo può essere facilmente eseguita incorporando uno strumento per la misura del carico nella barra stessa. Generalmente queste attrezzature sono munite di estensimetri elettrici di tipo resistivo installati all'interno dell'ancoraggio lungo il suo asse neutro o all'esterno di esso. Il foro negli ancoraggi viene quindi riempito con un materiale plastico che evita agli estensimetri danni di natura fisica e chimica. La configurazione degli estensimetri viene studiata in maniera da compensare gli effetti che sorgono a causa della presenza di momenti flettenti e torcenti negli ancoraggi. Queste misure devono essere integrate mediante misura delle variazioni di temperatura.

8.3 Misure di pressione interstiziale

Il monitoraggio delle pressioni interstiziali è sovente di fondamentale importanza per la progettazione delle opere civili che interessano un ammasso roccioso. La misura delle pressioni interstiziali è particolarmente importante nelle fondazioni di dighe in calcestruzzo o nell'interno del rivestimento di gallerie di deviazione in pressione, nonché per lo studio di problemi di stabilità dei pendii.

Lo strumento più semplice per la misura delle pressioni interstiziali è costituito da un tubo di metallo o di plastica finestrato nella parte terminale ed opportunamente cementato all'interno di un foro. All'estremità del tubo viene installato un manometro oppure un qualsiasi trasduttore di pressione.

Piezometro di Casagrande

Per ridurre la costante di tempo caratteristica del tubo piezometrico l'elemento di tubo forato può essere collegato con l'esterno tramite un tubetto di sezione sottile. Viene quindi sigillato lo spazio tra il tubetto e le pareti del foro di sondaggio (fig. 90).

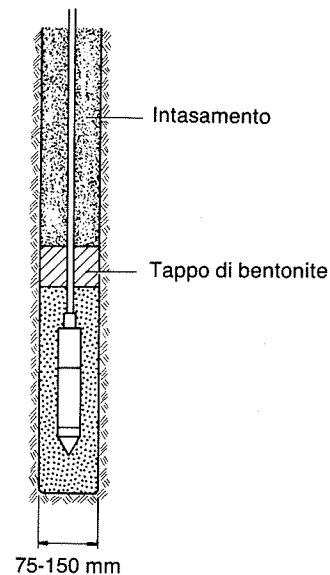


Fig. 90 - Installazione di piezometri tipo "Casagrande".

Piezometrico pneumatico

Il piezometrico pneumatico sfrutta l'effetto della pressione dell'acqua agente su un diaframma. Questa pressione viene bilanciata dall'applicazione di una pressione esterna a mezzo generalmente di idrogeno o di altro fluido. Nel momento in cui la pressione esterna uguaglia quella dell'acqua, si apre una valvola che permette al fluido di rifluire lungo una tubazione di ritorno in direzione di un rilevatore che evidenzia l'avvenuto ritorno del fluido. I vantaggi di un tale piezometro sono la relativa semplicità di operazione, l'accuratezza e l'elevata velocità di risposta (bassa costante di tempo). Esso ha una precisione dell'ordine di $\pm 0,2$ m di carico idrostatico e le letture possono essere effettuate fino a 500 m di distanza.

Piezometri a corda vibrante ed elettrici

Il sensore dei piezometri a corda vibrante è costituito da un trasduttore di pressione a corda vibrante. In esso un capo di un filo in acciaio armonico è fissato al corpo del piezometro mentre l'altro capo è fissato ad un diaframma che separa la zona dello strumento a contatto dell'acqua da quella contenente il filo. Variazioni di pressione dell'acqua sul diaframma provocano l'allungamento o l'accorciamento del filo. Il piezometro viene collegato ad un'unità di lettura mediante cavo elettrico. La frequenza rilevata è rapportabile alla pressione misurata secondo una funzione generalmente sperimentale ricavabile da prove di taratura sui piezometri.

I piezometri elettrici differiscono da quelli a corda vibrante unicamente perché montano altri tipi di trasduttori di pressione di tipo elettrico (estensimetri a resistenza variabile, ecc.).

In tempi più recenti sono stati realizzati piezometri che permettono di controllare lo zero in situ. Con questi sistemi è possibile ricalibrare numerose volte lo strumento aumentandone l'affidabilità e permettendo di ridurre al minimo i problemi di deriva elettrica alla quale i sensori di tipo elettrico sono facilmente soggetti. Uno

schema di tale piezometro è riportato in fig. 91. Il principio di funzionamento di tali strumenti prevede di poter isolare il trasduttore di pressione sottoponendolo ad una pressione nota.

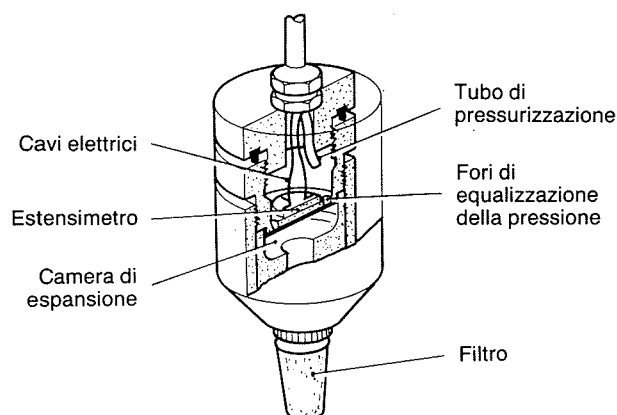


Fig. 91 - Piezometro elettrico a controllo di zero pneumatico (ISMES).

Piezometri da foro di tipo continuo

Per particolari applicazioni possono essere utilizzati, in fori di sondaggio realizzati in roccia, i piezometri di tipo continuo. Questi sistemi sono stati realizzati per evitare fori di sondaggio che mettano in comunicazione i differenti strati acquiferi presenti e per far conoscere l'effettiva distribuzione delle pressioni lungo un foro.

Un tipo di piezometro di tipo continuo prevede una serie di otturatori collegati tra di loro da un'unica linea di pressurizzazione (KOVARI e KOEPPPEL, 1985). Gli otturatori sono collegati tra di loro mediante un tubo nel quale viene fatta scorrere una sonda che applica in punti precisi, opportunamente attrezzati e situati tra gli otturatori, una cella di carico senza venire in contatto diretto con l'acqua. Gli otturatori vengono pressurizzati ad una pressione leggermente superiore a quella massima prevista negli strati intersecati dal foro. Nelle zone in cui viene misurata la pressione dell'acqua sono sistemati dei trasmettitori di pressione che hanno solo lo scopo di trasmettere la pressione dell'acqua interstiziale alla cella di carico della sonda rimovibile quando questa è nella posizione di lettura.

BIBLIOGRAFIA

- ALEXANDER L.G. (1960): *Field and laboratory tests in rock mechanics*. 3rd August, N.Z. Conf. on Soil Mech.
- ASTOLFI G.; FRASSONI A.; GARBIN C.; MORO T.; ROSSI P.P.; VANIN V. (1986). *Indagini e interventi di ripristino di una galleria idroelettrica lesionata*. Congresso Internazionale su grandi opere sotterranee, Firenze, Vol. II.
- BARLA G.; BERTACCHI P.; ROSSI P.P.; VIELMO I. and ZANINETTI A. *Hydraulic fracturing testing method for rock stress measurements in Italy*. Proc. Int. Symp. on Rock Stress and Rock Stress Measurements. Stockolm, Sept. 1-3 Centek Publ. 331-340 (1986).
- BARLA G.; ROSSI P.P. (1983). *Stress measurements in tunnel linings*. International Symposium on Field Measurements in Geomechanics. Zurich.
- BARLA G. 1985. *Rock Mass Characterization for Design and Construction of Underground Cavities and Tunnels*. Geotechnical Engineering in Italy.
- BARTON N. and CHOUBEY V. (1977). *The Schear strength of rock joints in theory and practice*. Rock Mechanics, Vol. 10, Springer-Verlag, Wien New York, 1-54.
- BARTON N.R.: *A relationship between joint roughness and joint shear strength*, Int. Rock Mech. Symp., Rock Fracture, Mem. I - 6, Nancy, 1971.
- BARTON N.R.: *Review of a new shear-strength criterion for rock joints*, «Engineering Geology», 7. pp. 287-332, 1973.
- BENSON R.P.; MURPHY D.K.; MCCREATH D.R.: *Modulus Testing of Rock at the Churcill Falls Underground Powerhouse, Labrador*. ASTM Special Technical Publications 447, 1969.
- BERTRAND L.; DURAND E. (1983). *Mesures de contraintes in situ: comparaison de differentes methodes*. Symposium International on Soil and Rock Investigations by in situ testing, Paris.
- BHANDARI R.K. (1988). *Methods of monitoring landslides*. 5th ISL, 4, Lausanne (in stampa).
- BIENIAWSKI Z.T. (1983). *Rock Mechanics design in mining and tunnelling*. A.A. Balkema Publisher.
- BONALDI P.; CARRADORI G. (1986). *Contributi dell'informatica e dell'automazione al controllo di frane o pendii*. XVI CNG, Bologna.
- BONVALLET J.k DEJEAN M. (1977): *Flat-jack tests and determination of mechanical characteristics*. Int. Symp. on field measurements in Rock Mech. Zurich.
- BORSETTO M. (1980): *Una metodologia per l'identificazione delle caratteristiche di resistenza degli ammassi rocciosi*. Proc. XIV Convegno Nazionale di Geotecnica. V. 2.
- BORSETTO M.; FRASSONI A.; GARBIN C.; MORO T. and ROSSI P.P. (1984). *The Anapo pumped-storage power station: geomechanical investigations and design criteria*. Proc. ISRM International Symp. on design and performance of underground excavations. Cambridge U.K.
- BORSETTO M.; FRASSONI A.; GIUSEPPETTI G.; ZANINETTI A. (1983). *Flat jack measurements and interpretation: recent advances*. Symposium International on soil and rock investigations by in situ testing, Paris.
- BORSETTO M.; GIUSEPPETTI G.; MANFREDINI G. (1983): *Recent advances in the interpretation of the flat-jack test*. V Int. Conf. ISRM, Melbourne 1983 (in press).
- BORSETTO M.; GOFFI L.; ROSSI P.P. (1981). *Studio di ammassi rocciosi stratificati riferito a prove di deformabilità in cunicolo*. ISMES Bull. no. 151.
- BRUZZI D.; PEZZETTI G.; PICCOLI S. (1986). *La strumentazione geotecnica nel monitoraggio dei movimenti franosi profondi*. XVI CNG, 153-164, Bologna.
- CANCELLI A. (1980). *The control of measurements for a landslide involving coarse rock debris in Central Alps (Northern Italy)*. ISL, 1, 461-464, New Delhi.
- DEERE D.V. (1968). *Geological consideration in Rock Mechanics in Engineering Practice*, edito da Stagge e Zinkiewicz, Wiley and Sons, New York, 1968.
- DEVIN P. (1986). *Strumentazione speciale per la misura degli spostamenti all'interno di un foro di sondaggio*. XVI CNG, Bologna.
- DOLCETTA M. (1982). *ENEL's recent experiences in the construction of large underground powerhouse shafts and pressure tunnels*. Proc. Int. Symp. on Rock Mechanics related to Caverns and Pressure Shafts, Aachen, Germany.
- DUNCAN J.M.; GOODMAN R.E. (1968). *Finite element analysis of slopes in jointed rock*, Contract Report No. S-68-3, USAEWES.
- EINSTEIN H.H. (1979). *Tunneling in Swelling Rock*. Underground Space, Vol. 4, No. 1, pp. 51-61.
- ENEVER J.R.; CHOPRA P.N. *Experience with hydraulic fracture stress measurements in granite*. Proc. Int. Symp. on Rock Stress and Rock Stress measurements. Stockolm, Sept. 1-3. Centek Publ. 411-420 (1986).
- ENEVER J.R.; WOOLTORTON B.A. *Experience with hydraulic fracturing as a means of estimating in situ stress in Australian Coal Basin sediment*. Proc. Symp. on Hydraulic Fracturing Stress Measurements. U.S. National Academy Press, Washington D.C. (1981).
- ENEVER J.R. *Ten years experience with Hydraulic Fracture stress measurement in Australia*. To be presented at 2nd International Workshop on Hydraulic fracture Stress Measurement. Minneapolis, June (1988).
- FAIELLA D.; MANFREDINI G.; ROSSI P.P. (1983). *In situ flat jack tests: analysis of results and critical assessment*. Proc. Int. Symp. on Soil and Rock Investigations by in situ testing, Paris, France.
- FRANKLIN J.A. (1976). *Rock stresses in Canada and their influence on tunnelling*, 25 Geomechanics Colloquy, Salzburg (in stampa).
- FRANKLIN J.A. (1977). *Some practical considerations in the planning of field instrumentation*. FMRM, 1, 3-13, Zürich.
- FRANKLIN J.A. (1977). *The monitoring of rock*. Int. J. Rock Mech. & Min. Sci. 14, 163-192.
- FRANKLIN J.A.; DENTON R.E. (1973). *The monitoring of rock slopes*. Q.J. Eng. Geol. 6, 259-286.
- FRANKLIN J.A. (1980). *Suggested methods for pressure monitoring using hydraulic cells*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abst., 17, 117-128.
- FRANKLIN J.A. (1984). *Slope instrumentation and monitoring*. Slope instability, John Wiley & Sons 143-169.
- FRASSONI A.; MORO T.; NOCILLA N.; ROSSI P.P. (1981). *Physical and mechanical characterization of a weak rock involved in the excavation of an underground power-house*. Proc. Int. Symp. on Weak Rock, Tokio, 21-24, September.
- FRASSONI A.; ROSSI P.P. (1986). *Prove in sito, lo stato dell'arte, nuovi sviluppi applicativi*. Primo ciclo di conferenze di meccanica e ingegneria della roccia, Torino, Novembre 1986.
- GOFFI L.; ROSSI P.P.; BORSETTO M. (1978). *Interpretazione di tecniche sperimentali per la misura dei parametri di deformabilità di ammassi rocciosi*. Atti dell'Istituto di Tecnica delle Costruzioni del Politecnico di Torino, No. 112 - ISMES Bulletin No. 113.
- GOODMAN R. (1974). *The mechanical properties of joints*, Proc. 3rd Congr. Int. Soc. Rock Mech. Vol. 1, Part. A, pp. 127-140, Denver.
- GOODMAN R.E.; DUBOIS J. (1972). *Duplication of dilatancy in analysis of jointed rocks*, «Journ. Soil Mech. Found. Div., ASCE» 98, SM4, pp. 399-422.
- HAIMSON B.C.; FAIRHURST C. (1970). *In situ stress determination at great depth by means of hydraulic fracturing in Rock Mechanics - Theory and Practice*. Proc. 11th Symp. Rock Mechanics (Edited by Somerton W. II.), pag. 559-584. A.I.M.E., New York.
- HAIMSON B.C. (1983). *The state of stress at the Nevada Test Site: a demonstration of the reliability of hydrofracturing and overcoring techniques*. Field Measurements in Geomechanics, FMGM, Zurich, pag. 179-190.
- HAIMSON B.C. *Borehole hydrofracturing for dual purpose of in situ stress measurement and core orientation*. Proc. 3rd Int. Congr. of IAEG, Madrid (1978).
- HAIMSON B.C. *Pre-excavation in situ stress measurements in the design of large underground openings*. ISRM Symp. on Design and Performance of Underground Excavation. Cambridge, U.K. (1984).

- HALLBJORN L. (1986). *Rock stress measurements performed by Swedish State Power Board*. International Symposium on Rock Stress and Rock Stress Measurements, Stockholm.
- HANNA T.H. (1985). *Field Instrumentation in Geotechnical Engineering*. Trans Tech Publications.
- HEUZE F.E.; GOODMAN R.E.; BORNSTEIN A. (1971). *Numerical analysis of deformability tests in jointed rock*, «Rock Mech.» 3, pp. 13-24.
- HOEK E (1971). *Influence of rock structure on the stability of rock slopes*, Proc. 1° Int. Conf. on Stability in Open Pit Minig. AIME. New York.
- HOEK E.; BRAY J.W. (1974). *Rock slope engineering*. The Institution of Mining and Metallurgy, London.
- I.S.M.R. Commission on testing methods. *Rock characterization. Testing and Monitoring* Pergamon Press.
- JOHN K.W. (1977). *Monitoring of the performance of rock slopes as related to design consideration*. FMGM, 2, 735-756, Zürich.
- KOPPEL J. AMSTAD Ch.; KOVARI K. (1983). *The measurement of displacement vectors with the "Trivec" borehole probe*. FMGM, 1, 209-218, Zürich.
- KOVARI K.; FRITZ P. (1984). *Recent developments in the analysis and monitoring of rock slopes*. 4th ISL, 1, 1-16, Toronto.
- KOVARI K.; AMSTAD Ch.; GROB H. (1974). *Displacement measurement of high accuracy in underground openings*. 3rd ISRM Symp., IIA, 445-450, Denver.
- KOVARI K.; AMSTAD Ch.; KOEPEL J. (1979). *New Developments in the Instrumentation of Underground and other Geotechnical Structures*, Schweizerische Ingenieur und Architekt, Vol. 97, No. 4, pp. 811-818.
- KOVARI K.; KOEPEL J. (1985). *Field Studied of Coupled Mechanical and Hydraulic Processes in the Rock Foundation of large Dams*. Proceedings of the International Symposium Coupled Processes Nuclear Waste Disposal, Berkeley.
- KOVARI K. (1988). *Methods of monitoring*. 5th ISL, 3, Lausanne (in stampa).
- LAMA R.D.; VUTUKURI V.S. (1978). *Hand book on Mechanical properties of Rock*. Voll. 1-4, Trans Tech Publications.
- LEEMAN E.R. (1964). *Absolute rock stress measurements using a borehole trepanning stress relieving technique*. proc. 6th Symp. on Rock Mechanics, Rolla.
- LEEMAN E.R.; HAYES D.J. (1966). *A technique for determining the complete state of stress in rock using a single borehole*. I Congress International de Mecanique des Roches, Vol. II, Lisbonne.
- LEMO FAZIO A.; RIBACCHI R. (1984). *Progressi nella realizzazione e nell'impostazione delle prove di carico su piastre negli ammassi rocciosi*. Rivista Italiana di geotecnica, 21-31 Gennaio-Marzo.
- LOUIS C. (1974). *Introduction à l'hydraulique des roches*. Bull. BRGM, 2eme serie Section III, No 4, Editions BRGM, Paris.
- MANFREDINI G.; MARTINETTI S. (1973). *Determinazione delle caratteristiche idrauliche di un ammasso roccioso fratturato*. Contributo alla discussione, Atti 12° Convegno Nazionale di Geotecnica, Milano.
- MANFREDINI G.; MARTINETTI S.; ROSSI P.P.; SANPAOLO A. (1974). *Observations on the procedures and on the interpretation of the plate bearing test*. proc. 3rd Congress Int. Soc. Rock Mechanics, Denver, vol. IIA, pp. 89-94.
- MARTINETTI S. (1980). *Modelli di comportamento degli ammassi rocciosi e loro proprietà geotecniche caratteristiche: qualche esperienza ed alcune riflessioni*. Proc. XIV Conv. Nazionale di Geotecnica, Firenze.
- MARTINETTI S.; RIBACCHI R. (1976). *Stabilità di scarpate in roccia*. 7° Ciclo di conferenze su Meccanica dei terreni e Ingegneria delle Fondazioni (Politecnico di Torino, Novembre 1976).
- MARTINETTI S.; RIBACCHI R. (1980). *In situ stress measurements in Italy*. Rock Mechanics, 31-47.
- MARTINETTI S.; RIBACCHI R. (1983). *Plate-loading tests in anisotropic rock masses*. Int. Symp. Soil and Rock Investigations by in situ testing, Parigi, Vol. II, pp. 89-94.
- OBERTI G.: *Experimentelle Untersuchungen über die Charakteristiken der Verformbarkeit der Felsen*. Kolloquium IAFG Salzburg, Oktober 1959. ISMES Bulletin n. 15.
- OBERTI G.; CARABELLI E.; GOFFI L.; ROSSI P.P. (1979). *Study of an orthotropic rock mass: experimental techniques, comparative analysis of results*. 4th Int. Congress on Rock Mechanics, Montreaux, Vol. II, pp. 285-291.
- OBERTI G.; GOFFI L.; ROSSI P.P. (1983). *Study of Stratified Rock Masses by Means of Large-scale Test with a Hydraulic Pressure Chamber*, ISMR V International Congress, Melbourne, Australia.
- OBERTI G.; REBAUDI A.; GOFFI L.: *Comportement statique des massifs rocheux (calcaires) dans la réalisation de grandes ouvrages souterrains*. II Cong. Int. Soc. Rock. Mech., Belgrade 1970. Vol. II, pp. 705-713.
- PATTON F.D. (1983). *The role of instrumentation in the analysis of the stability of rock slopes*. FMGM, 1, 719-748, Zürich.
- PATTON F.D.; DEERE D.U. (1970). *Significant geologic factors in rock slope stability*, Open Pit Mining Symp. pp. 143-151, Johannesburg.
- PHILIPS F.C. (1954). *The use of stereographic projection in structural geology*, Arnold, London.
- PILOT G. (1984). *Instrumentation and warning systems for research and complex slope stability problems*. 4th ISL, 1, 275-305, Toronto.
- PINE R.J.; LEDINGHAM P.; MERRIFIELD C.M. (1983). *In situ stress measurement in the Carnmenellis Granite*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. and Geomech. Abstr. Vol. 20, No. 2, pag. 63-72, Pergamon Press.
- PITEAU D.R. (1970). *Geological factors significant to the stability of slopes cut in rock*, Open Pit Mining Symp., pp. 33-53, Johannesburg.
- REBAUDI A. (1978). *Cenni informativi circa le indagini e le prove esperite per la ricerca delle proprietà fisiche e meccaniche della roccia di fondazione della diga di Ridracoli*. A.G.I., XIII National Meeting of Geotechnique, Merano, Italy.
- RIBACCHI R. (1968). *Misure dello stato di sollecitazione nei pilastri della cava di marmo di Lasa*. L'industria Mineraria, fasc. 12.
- RIBACCHI R. et al. (1986). *La statica delle gallerie in roccia*. L'ingegneria, rivista ANIAI 1-12/1986.
- ROSSI P.P. (1980). *Analisi del comportamento deformativo di ammassi rocciosi stratificati mediante prove con camera idraulica*. XIV Convegno Nazionale di geotecnica, Firenze.
- ROSSI P.P. (1987). *Recent Developments of the Flat-jack Test on Masonry Structures, paper presented at the workshop Italy-USA, Evaluation and retrofit of masonry structures*, ISMES Separate print No. 231.
- SCHEIDEGGER A.E. (1962). *Stresses in earth's crust as determined from hydraulic fracturing data*, Geologie Bauwes 27, pag. 45-50.
- STAGG K.G. (1968). *In situ tests on the rock mass*. In Stagg and Zienkiewicz: Rock Mechanics in Engineering Practice.
- VAUGHAN, P.R., (1969). *A note on sealing piezometers in boreholes*. Géotechnique, Vol. 19, No. 3, 405-413.
- WALLACE G.B.; SLEBIR, E.J.; ANDERSON F.A.: *In situ methods for determining deformation modulus used by the Bureau of Reclamation*. ASTM Special Technical publication 477, 1969.
- WILSON S.D.; MIKKELSEN E. (1978). *Field Instrumentation*. Landslides Analysis and Control, N.A.S., 112-138, Washington.
- WITTKE W. (1969). *Influence of the shear strenght of the joints on the design of prestressed anchors to stabilize a rock slope*. Proc. 5 European Geotechn. Conf., pp. 311-318, Oslo.
- WITTKE W. (1977): *Interpretation of flat-jack test and field measurements in tunnels by means of finite element analysis*. Int. Symp. on Field measurements in Rock Mech., Zurich.
- ZIENKIEWICZ O.C.; (1971). *The finite element method in engineering science*, Mc Graw-Hill, London.

INDICE

1. INTRODUZIONE	pag. 1
2. PARAMETRI CARATTERISTICI ATTI A DESCRIVERE IN MODO COMPLETO LE DISCONTINUITÀ	» 1
3. DETERMINAZIONE DEI PARAMETRI CARATTERISTICI DEI GIUNTI.....	» 2
3.1 Orientazione.....	» 2
3.1.1 Rappresentazione dei giunti mediante proiezioni stereografiche...	» 2
3.1.2 Rappresentazione di giunti mediante diagrammi di densità.....	» 3
3.2 Spaziatura.....	» 4
3.3 Estensione	» 5
3.4 Scabrezza.....	» 5
3.5 Resistenza della parete del giunto	» 6
3.6 Apertura del giunto e materiale di riempimento	» 7
4. PROPRIETÀ MECCANICHE DEI GIUNTI	» 7
4.1 Giunto con superfici piane.....	» 7
4.2 Giunto scabro	» 8
5. INDICI DI QUALITÀ DELL'AMMASSO ROCCIOSO.....	» 9
5.1 Indice R.Q.D.	» 9
5.2 Indice di resistenza (Is)	» 10
5.3 Indice della spaziatura delle fratture I_f	» 10
5.4 Indice delle velocità (I_v)	» 11
6. SISTEMI DI CLASSIFICAZIONE DELL'AMMASSO ROCCIOSO.....	» 11
6.1 Classificazione di Bieniawski (indice (RMR)	» 11
6.2 Classificazione di Barton (Indice Q)	» 14
6.3 Correlazione fra l'indice RMR e l'indice Q.....	» 16
7. DETERMINAZIONE DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE DELL'AMMASSO ROCCIOSO.....	» 16
7.1 Prove in sito.....	» 17
7.1.1 Determinazione delle caratteristiche di deformabilità	» 17
7.1.1.1 Prova di carico su piastra	» 17
7.1.1.2 Camera idraulica in pressione	» 19
7.1.1.3 Prova con dilatometro	» 22
7.1.1.4 Prova con martinetto piatto in parete.....	» 22
7.1.2 Misura dello stato di sollecitazione	» 24
7.1.2.1 Metodo C.S.I.R. Doorstopper	» 24
7.1.2.2 Metodo C.S.I.R.O. triassiale	» 25
7.1.2.3 Fratturazione idraulica.....	» 25
7.1.3 Determinazione delle caratteristiche di resistenza dell'ammasso roccioso	» 26
7.1.3.1 Misura della resistenza a compressione	» 26
7.1.3.2 Determinazione della resistenza al taglio lungo le discontinuità ...	» 27
7.1.4 Prove di permeabilità.....	» 28
7.1.5 Valutazione della qualità della roccia mediante metodi di prospezione sismica	» 29
7.1.5.1 Metodo sismico a rifrazione.....	» 30
7.1.5.2 Carotaggi sonici	» 30
7.1.5.3 Misure sismiche su percorsi diretti.....	» 31

7.2	Prove di laboratorio.....	»	31
7.2.1	Analisi petrografiche.....	»	31
7.2.2	Determinazione delle caratteristiche fisiche.....	»	32
7.2.3	Determinazione delle caratteristiche meccaniche	»	32
7.2.3.1	Prova di compressione monoassiale.....	»	32
7.2.3.2	Prova di compressione triassiale	»	33
7.2.3.3	Prova di trazione.....	»	35
7.2.3.4	Prova di taglio.....	»	35
7.2.3.5	Prova di rigonfiamento	»	35
7.2.3.6	Prove di alterabilità (<i>Slake durability test</i>).....	»	36
8.	MISURE E CONTROLLI IN SITO.....	»	37
8.1	Misure di deformazione	»	37
8.1.1	Misure di convergenza	»	37
8.1.2	Estensimetri multibase da installare nei fori di sondaggio	»	38
8.1.3	Estensimetri multibase rimovibili.....	»	38
8.1.4	Estensimetri di superficie per il controllo del movimento dei giunti	»	39
8.2	Controllo delle sollecitazioni presenti nell'ammasso roccioso e nelle strutture di sostegno.....	»	40
8.2.1	Celle di pressione	»	40
8.2.2	Misure estensimetriche	»	40
8.2.3	Celle di carico	»	40
8.3	Misure di pressione interstiziale.....	»	41
	BIBLIOGRAFIA	»	43