MECCANICA DELLE ROCCE E DEGLI AMMASSI ROCCIOSI

Riccardo BERARDI Dipartimento di Ingegneria delle Costruzioni, dell'Ambiente e del Territorio - Università di Genova (riccardo.berardi@unige.it)



«... un uomo che costruendo una casa ha scavato molto profondo e ha posto le fondamenta sulla roccia, venuta la piena il fiume irruppe contro quella casa ma non riuscì a smuoverla perchè era costruita bene ...»

(Luca 6, 48-49)

Frane in roccia









Instabilità in scavi profondi / superficiali



Table 1: Typical problems, critical parameters, methods of analysis and acceptability criteria for slopes.

STRUCTURE	TYPICAL PROBLEMS	CRITICAL PARAMETERS	ANALYSIS METHODS	ACCEPTABILITY CRITERIA
Landslides.	Complex failure along a circular or near circular failure surface involving sliding on faults and other structural features as well as failure of intact materials.	 Presence of regional faults. Shear strength of materials along failure surface. Groundwater distribution in slope, particularly in response to rainfall or to submergence of slope toe. Potential earthquake loading. 	Limit equilibrium methods which allow for non-circular failure surfaces can be used to estimate changes in factor of safety as a result of drainage or slope profile changes. Numerical methods such as finite element or discrete element analysis can be used to investigate failure mechanisms and history of slope displacement.	Absolute value of factor of safety has little meaning but rate of change of factor of safety can be used to judge effectiveness of remedial measures. Long term monitoring of surface and subsurface displacements in slope is the only practical means of evaluating slope behaviour and effectiveness of remedial action.
Soil or heavily jointed rock slopes.	Circular failure along a spoon-shaped surface through soil or heavily jointed rock masses.	 Height and angle of slope face. Shear strength of materials along failure surface. Groundwater distribution in slope. Potential surcharge or earthquake loading. 	Two-dimensional limit equilibrium methods which include automatic searching for the critical failure surface are used for parametric studies of factor of safety. Probability analyses, three-dimensional limit equilibrium analyses or numerical stress analyses are occasionally used to investigate unusual slope problems.	Factor of safety > 1.3 for "temporary" slopes with minimal risk of damage. Factor of safety > 1.5 for "permanent" slopes with significant risk of damage. Where displacements are critical, numerical analyses of slope deformation may be required and higher factors of safety will generally apply in these cases.
Jointed rock slopes.	Planar or wedge sliding on one structural fea- ture or along the line of intersection of two structural features.	 Slope height, angle and orientation. Dip and strike of structural features. Groundwater distribution in slope. Potential earthquake loading. Sequence of excavation and support installation. 	Limit equilibrium analyses which determine three-dimensional sliding modes are used for parametric studies on factor of safety. Failure probability analyses, based upon dis- tribution of structural orientations and shear strengths, are useful for some applications.	Factor of safety > 1.3 for "temporary" slopes with minimal risk of damage. Factor of safety > 1.5 for "permanent" slopes with significant risk of damage. Probability of failure of 10 to 15% may be acceptable for open pit mine slopes where cost of clean up is less than cost of stabilization.
Vertically jointed rock slopes .	Toppling of columns separated from the rock mass by steeply dipping structural features which are parallel or nearly parallel to the slope face.	 Slope height, angle and orientation. Dip and strike of structural features. Groundwater distribution in slope. Potential earthquake loading. 	Crude limit equilibrium analyses of simplified block models are useful for estimating potential for toppling and sliding. Discrete element models of simplified slope geometry can be used for exploring toppling failure mechanisms.	No generally acceptable criterion for top- pling failure is available although potential for toppling is usually obvious. Monitoring of slope displacements is the only practical means of determining slope behaviour and effectiveness of remedial measures.
Loose boulders on rock slopes.	Sliding, rolling, falling and bouncing of loose rocks and boulders on the slope.	 Geometry of slope. Presence of loose boulders. Coefficients of restitution of materials forming slope. Presence of structures to arrest falling and bouncing rocks. 	Calculation of trajectories of falling or bouncing rocks based upon velocity changes at each impact is generally adequate. Monte Carlo analyses of many trajectories based upon variation of slope geometry and surface properties give useful information on distribution of fallen rocks.	Location of fallen rock or distribution of a large number of fallen rocks will give an indication of the magnitude of the potential rockfall problem and of the effectiveness of remedial measures such as draped mesh, catch fences and ditches at the toe of the slope.

Table 2: Typical problems, critical parameters, methods of analysis and acceptability criteria for dams and foundations.

STRUCTURE	TYPICAL PROBLEMS	CRITICAL PARAMETERS	ANALYSIS METHODS	ACCEPTABILITY CRITERIA
Zoned fill dams.	Circular or near-circular failure of dam, par-ticularly during rapid drawdown. Foundation failure on weak seams. Piping and erosion of core.	 Presence of weak or permeable zones in foundation. Shear strength, durability, gradation and placement of dam construction materials, particularly filters. Effectiveness of grout curtain and drainage system. Stability of reservoir slopes. 	Seepage analyses are required to determine water pressure and velocity distribution through dam and abutments. Limit equilibrium methods should be used for parametric studies of stability. Numerical methods can be used to investigate dynamic response of dam during earthquakes.	Safety factor >1.5 for full pool with steady state seepage; >1.3 for end of construction with no reservoir loading and undissipated foundation porewater pressures; >1.2 for probable maximum flood with steady state seepage and >1.0 for full pool with steady state seepage and maximum credible horizontal psuedo-static seismic loading.
Gravity dams.	Shear failure of interface between concrete and rock or of foundation rock. Tension crack formation at heel of dam. Leakage through foundation and abutments.	 Presence of weak or permeable zones in rock mass. Shear strength of interface between concrete and rock. Shear strength of rock mass. Effectiveness of grout curtain and drainage system. Stability of reservoir slopes. 	Parametric studies using limit equilibrium methods should be used to investigate sliding on the interface between concrete and rock and sliding on weak seams in the foundation. A large number of trial failure surfaces are required unless a non-circular failure analysis with automatic detection of critical failure surfaces is available.	Safety factor against foundation failure should exceed 1.5 for normal full pool operating conditions provided that conservative shear strength values are used (c' ≈0). Safety factor > 1.3 for probable mximum food (PMF). Safety factor > 1 for extreme loading - maximum credible earthquake and PMF.
Arch dams.	Shear failure in foundation or abutments. Cracking of arch due to differential settlements of foundation. Leakage through foundations or abutments.	 Presence of weak, deformable or permeable zones in rock mass. Orientation, inclination and shear strength of structural features. Effectiveness of grout curtain and drainage system. Stability of reservoir slopes. 	Limit equilibrium methods are used for parametric studies of three-dimensional sliding modes in the foundation and abutments, including the influence of water pressures and reinforcement. Three-dimensional numerical analyses are required to determine stresses and displacements in the concrete arch.	Safety factor against foundation failure > 1.5 for normal full pool operating conditions and > 1.3 for probable maximum flood conditions provided that conservative shear strength values are used ($c' \approx 0$). Stresses and deformations in concrete arch should be within allowable working levels defined in concrete specifications.
Foundations on rock slopes.	Slope failure resulting from excessive foundation loading. Differential settlement due to anisotropic deformation properties of foundation rocks.	 Orientation, inclination and shear strength of structural features in rock mass forming foundation. Presence of inclined layers with significantly different deformation properties. Groundwater distribution in slope. 	Limit equilibrium analyses of potential planar or wedge failures in the foundation or in adjacent slopes are used for parametric studies of factor of safety. Numerical analyses can be used to determine foundation deformation, particularly for anisotropic rock masses.	Factor of safety against sliding of any potential foundation wedges or blocks should exceed 1.5 for normal operating conditions. Differential settlement should be within limits specified by structural engineers.
Foundations on soft rock or soil.	Bearing capacity failure resulting from shear failure of soils or weak rocks underlying foun- dation slab.	 Shear strength of soil or jointed rock materials. Groundwater distribution in soil or rock foundation. Foundation loading conditions and potential for earthquake loading. 	Limit equilibrium analyses using inclined slices and non-circular failure surfaces are used for parametric studies of factor of safety. Numerical analyses may be required to determine deformations, particularly for anisotropic foundation materials.	Bearing capacity failure should not be permitted for normal loading conditions. Differential settlement should be within limits specified by structural engineers.

Table 3: Typical problems, critical parameters, methods of analysis and acceptability criteria for underground civil engineering excavations.

STRUCTURE	TYPICAL PROBLEMS	CRITICAL PARAMETERS	ANALYSIS METHODS	ACCEPTABILITY CRITERIA
Pressure tunnels in hydro-power projects.	Excessive leakage from unlined or concrete lined tunnels. Rupture or buckling of steel lining due to rock deformation or external pressure.	 Ratio of maximum hydraulic pressure in tunnel to minimum principal stress in the surrounding rock. Length of steel lining and effectiveness of grouting. Groundwater levels in the rock mass. 	Determination of minimum cover depths along pressure tunnel route from accurate topographic maps. Stress analyses of sections along and across tunnel axis. Comparison between minimum principal stresses and maximum dynamic hydraulic pressure to determine steel lining lengths.	Steel lining is required where the minimum principal stress in the rock is less than 1.3 times the maximum static head for typical hydroelectric operations or 1.15 for operations with very low dynamic pressures. Hydraulic pressure testing in boreholes at the calculated ends of the steel lining is essential to check the design assumptions.
Soft rock tunnels.	Rock failure where strength is exceeded by induced stresses. Swelling, squeezing or excessive closure if sup- port is inadequate.	 Strength of rock mass and of individual structural features. Swelling potential, particularly of sedimentary rocks. Excavation method and sequence. Capacity and installation sequence of support systems. 	Stress analyses using numerical methods to determine extent of failure zones and probable displacements in the rock mass. Rock-support interaction analyses using closed-form or numerical methods to determine capacity and installation sequence for support and to estimate displacements in the rock mass.	Capacity of installed support should be sufficient to stabilize the rock mass and to limit closure to an acceptable level. Tunnelling machines and internal structures must be designed for closure of the tunnel as a result of swelling or time-dependent deformation. Monitoring of deformations is an important aspect of construction control.
Shallow tunnels in jointed rock.	Gravity driven falling or sliding wedges or blocks defined by intersecting structural features. Unravelling of inadequately supported surface material.	 Orientation, inclination and shear strength of structural features in the rock mass. Shape and orientation of excavation. Quality of drilling and blasting during excavation. Capacity and installation sequence of support systems. 	Spherical projection techniques or analytical methods are used for the determination and visualization of all potential wedges in the rock mass surrounding the tunnel. Limit equilibrium analyses of critical wedges are used for parametric studies on the mode of failure, factor of safety and support requirements.	Factor of safety, including the effects of reinforcement, should exceed 1.5 for sliding and 2.0 for falling wedges and blocks. Support installation sequence is critical and wedges or blocks should be identified and supported before they are fully exposed by excavation. Displacement monitoring is of little value.
Large caverns in jointed rock.	Gravity driven falling or sliding wedges or tensile and shear failure of rock mass, depending upon spacing of structural features and magnitude of in situ stresses.	 Shape and orientation of cavern in relation to orientation, inclination and shear strength of structural features in the rock mass. In situ stresses in the rock mass. Excavation and support sequence and quality of drilling and blasting. 	Spherical projection techniques or analytical methods are used for the determination and visualization of all potential wedges in the rock mass. Stresses and displacements induced by each stage of cavern excavation are determined by numerical analyses and are used to estimate support requirements for the cavern roof and walls.	An acceptable design is achieved when numerical models indicate that the extent of failure has been controlled by installed support, that the support is not overstressed and that the displacements in the rock mass stabilize. Monitoring of displacements is essential to confirm design predictions.
Underground nuclear waste disposal.	Stress and/or thermally induced spalling of the rock surrounding the excavations resulting in increased permeability and higher probability of radioactive leakage.	 Orientation, inclination, permeability and shear strength of structural features in the rock mass. In situ and thermal stresses in the rock surrounding the excavations. Groundwater distribution in the rock mass. 	Numerical analyses are used to calculate stresses and displacements induced by excavation and by thermal loading from waste canisters. Groundwater flow patterns and velocities, particularly through blast damaged zones, fissures in the rock and shaft seals are calculated using numerical methods.	An acceptable design requires extremely low rates of groundwater movement through the waste canister containment area in order to limit transport of radioactive material. Shafts, tunnels and canister holes must remain stable for approximately 50 years to permit retrieval of waste if necessary.

LA ROCCIA COME MATERIALE DELL'INGEGNERIA

- Come le terre ed il legno le rocce sono materiali naturali, estremamente più antiche rispetto ad altri materiali; nei milioni di anni esse hanno "sperimentato" significative modificazioni meccaniche, termiche e chimiche.
- Come conseguenza, la roccia si presenta come materiale usualmente molto variabile, nella sua struttura e nelle sue proprietà e, quindi, nella sua risposta.
- Tale risposta sarà influenzata, inoltre, dal tipo di applicazione ingegneristica: una "struttura" potrà essere costruita CON roccia, SULLA roccia, NELLA roccia. Spesso la roccia viene "eliminata" per la realizzazione di scavi e sbancamenti, con conseguente necessità di valutazione di condizioni di stabilità e di spostamenti.

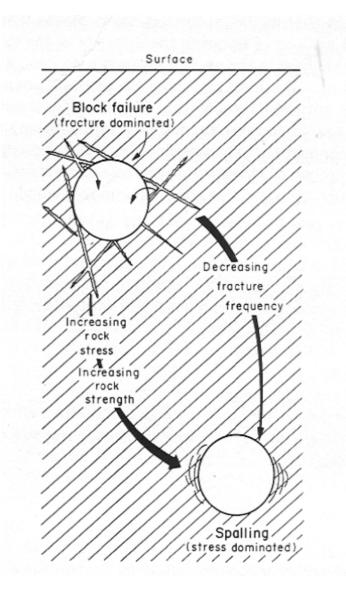
- In ogni caso il materiale in esame è naturale: quali ingegneri impegnati nello studio del comportamento meccanico di tale materiale, in relazione all'opera ingegneristica, dovremmo valutare:
- le proprietà di questo materiale
- ♦ lo stato tensionale esistente (che si va a disturbare)
- le modifiche apportate
- † le conseguenze di tutto ciò
- La conoscenza degli aspetti geologici (litologia, struttura, stratificazioni, faglie, tettonica, regime idrogeologico, ecc..) è di primaria importanza e di grande aiuto per l'attività ingegneristica.
- Nel seguito alcuni di questi aspetti verranno approfonditi nell'ottica di delineare i principi fondamentali.

L'"opera ingegneristica" sarà inoltre fortemente influenzata dalla sua "posizione" (SULLA-NELLA roccia): generalmente le "fratture" governano la stabilità delle strutture superficiali mentre gli stati tensionali naturali governano il comportamento delle strutture profonde. P.es:

Dighe > deformabilità e permeabilità sedime di fondazione (dovute a natura ed assetto fratture nella roccia.

Pendii, scavi e calotta gallerie superfic. > stabilità

Gallerie in rocce tenere e gallerie profonde > alterazione stato tensioni in sito



L'INFLUENZA DI FATTORI GEOLOGICI SULLA MECCANICA DELLE ROCCE E DEGLI AMMASSI ROCCIOSI

Nel contesto di problemi meccanici, si devono considerare il materiale in esame e le forze ad esso applicate.

Vengono presi in esame 5 fattori "geologici":

- 1. La matrice lapidea (o "roccia intatta")
 - 2. Le "discontinuità"
 - 3. Le tensioni in sito esistenti
 - 4. La circolazione idrica
 - 5. Il "fattore tempo"

LA MATRICE LAPIDEA

Da un punto di vista ingegneristico si intende matrice lapidea (*roccia intatta*) la roccia che non contiene fratture significative.

Tuttavia, a scala microscopica, la matrice è costituita da grani e la microstruttura è governata dai processi che ne hanno portato alla formazione. Eventi geologici successivi possono aver alterato le caratteristiche meccaniche della roccia, così come la sua suscettività all'alterazione ed alla infiltrazione di acqua.

Un efficace modo per visualizzare la risposta, ad azione meccanica esterna, della matrice lapidea "intatta", è analizzare una curva tensione -deformazione in prova di compressione monoassiale.

Modulo di deformabilità E

Resistenza a compressione σ_c

Comportamento post-picco

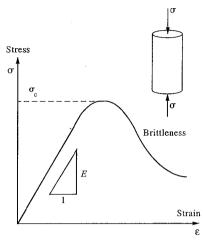
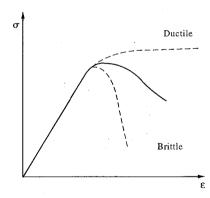
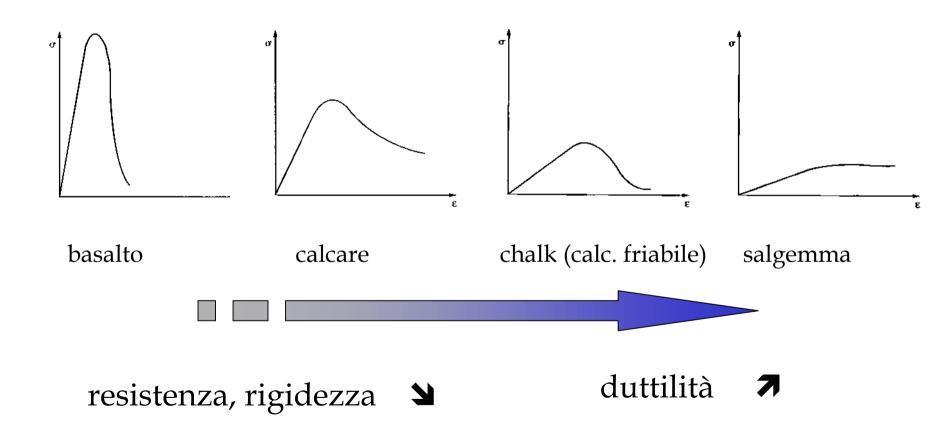


Figure 2.8 Complete stress–strain curve illustrating the stiffness (or modulus, E), the strength, $\sigma_{c'}$ and brittleness.



La forma della curva tensione deformazione è dettata dalla microstruttura:

E; σ_c ; duttilità/fragilità ne sono la prova. Esempi:



DISCONTINUITÀ E STRUTTURA

Se la roccia avesse un comportamento elastico, non si verificherebbero problemi di stabilità, potendo sostenere qualunque livello tensionale. Sperimentalmente si osserva che la roccia raggiunge condizioni limiti e ha caratteristiche post-picco.

La conseguenza di ciò è duplice:

- # attraverso processi naturali la roccia *in sito* può essere stata soggetta a fenomeni di rottura, con la formazione di faglie e giunti;
- # faglie e giunti possono costituire il "punto debole" della roccia.

Il risultato di questi fenomeni di fratturazione è la formazione di una struttura geometrica (spesso complessa) costituita da matrice lapidea e

fratture



In analisi ingegneristiche basate sulla meccanica, è usuale e comodo riferirsi alla meccanica del continuo, anche quando le evidenze dicono che il mezzo è tutto meno che continuo (p.es. terreni).

Le formazioni geologiche quali faglie, giunti, piani di scistosità, ecc. prendono quindi operativamente il nome di

DISCONTINUITA'

Tali discontinuità hanno

forme - dimensioni - orientazioni

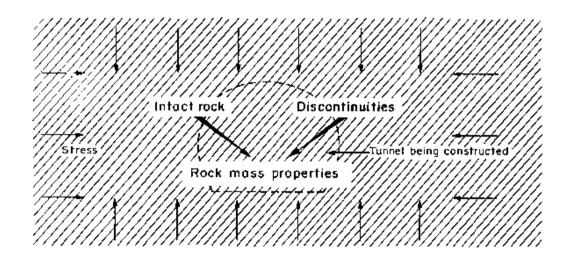
resistenze - rigidezze

e quindi caratteristiche geometriche e meccaniche che generalmente governano il comportamento d'insieme.

La configurazione delle discontinuità può essere definita "STRUTTURA"

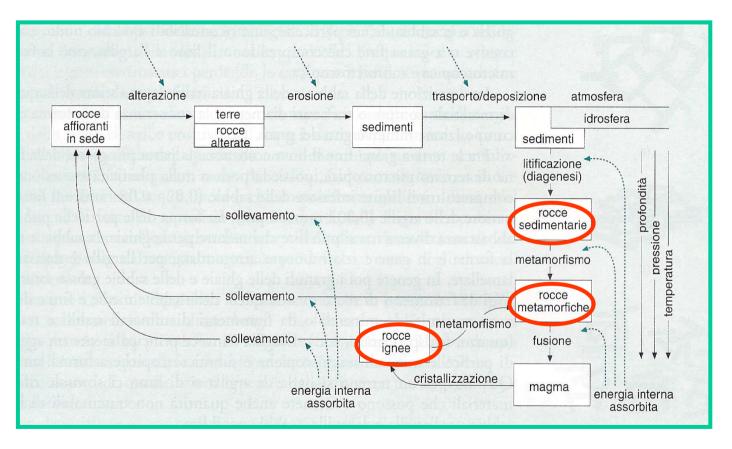
In sintesi:

MATRICE LAPIDEA + STRUTTURA (DISCONTINUITÀ) = AMMASSO ROCCIOSO



LA MATRICE LAPIDEA

L'identificazione e la classificazione della roccia che costituisce la matrice lapidea avviene sulla base delle osservazioni e dei risultati delle prove di laboratorio condotte su campioni di roccia enucleati dall'ammasso roccioso.



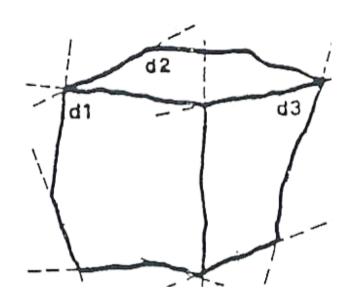
•Dal <u>punto di vista della loro genesi</u> le rocce sono suddivise in tre grandi categorie: ignee, sedimentarie e metamorfiche.

- •Dal <u>punto di vista geologico</u> la descrizione della roccia è condotta sulla base di considerazioni mineralogiche e petrografiche che coinvolgono parametri quali la composizione chimica e mineralogica, il grado di alterazione, la struttura cristallina, la dimensione e la forma dei cristalli, la microstruttura e la granulometria.
- •Dal <u>punto di vista ingegneristico</u> la descrizione più significativa è quella basata sui valori che le seguenti proprietà meccaniche della roccia assumono: la resistenza a compressione monoassiale ed il modulo di elasticità, la resistenza a trazione monoassiale, la resistenza nei confronti delle tensioni tangenziali (angolo d'attrito e coesione) e la velocità ultrasonica.

L'intersezione dei sistemi di giunti definisce una struttura dell'ammasso roccioso costituita da elementi eterogenei, per dimensioni e geometria, delimitati da superfici di discontinuità geologica più o meno continue.

L'estensione delle superfici di discontinuità geologica e la distanza media che le separa nell'ambito di uno stesso sistema guidano all'identificazione del volume roccioso unitario.

Questo si può definire come <u>il più</u> <u>piccolo volume lapideo</u>, <u>macroscopicamente integro</u>, <u>geometricamente definito da superfici di discontinuità geologica</u>.



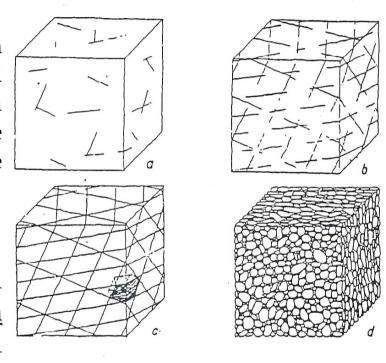
Nota: d1, d2, d3 indicano le superfici di discontinuità strutturale.

Si possono individuare, per l'ammasso roccioso, le <u>due seguenti strutture limite</u>:

•Se il volume roccioso unitario è molto grande e i sistemi di giunti sono caratterizzati da modesta frequenza e continuità l'ammasso roccioso si può assimilare ad un sistema monocorpo <u>le cui caratteristiche meccaniche sono simili a quelle della roccia che ne costituisce la matrice lapidea.</u>

•Se il volume roccioso unitario ha dimensioni molto piccole ed i sistemi di giunti che interessano la matrice lapidea sono caratterizzati da alta frequenza e continuità l'ammasso roccioso assume l'identità di un terreno granulare.

In generale un ammasso roccioso si presenta come un <u>sistema</u> <u>multicorpo</u> a diverso grado di separazione che può essere inserito entro i due suddetti casi limite.

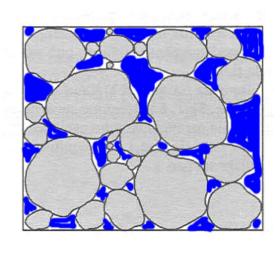


Influenza della frequenza e della continuità dei giunti sulla struttura dell'ammasso roccioso.

a) Sistema monocorpo; b) e c) sistemi multicorpo a diverso grado di separazione; d) sistema multicorpo: facies granulari sciolte (da Broili, 1988).

Si può rilevare l'analogia tra il ruolo dei giunti nell'ammasso roccioso e dei vuoti nei terreni granulari.

Le discontinuità costituiscono sede di raccolta delle fasi liquida ed aeriforme cosicché <u>l'ammasso roccioso</u>, come il terreno, è da considerarsi un <u>mezzo discontinuo</u>, <u>anisotropo ed eterogeneo per la coesistenza delle tre fasi fondamentali.</u>



terreno

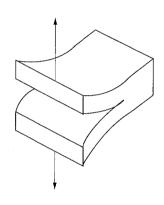
ammasso roccioso

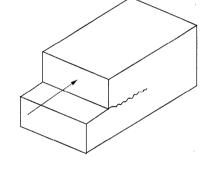
Se la struttura di un ammasso roccioso si può generalmente ritenere intermedia tra quella di un sistema monocorpo e quella di un terreno granulare allora anche <u>le proprietà meccaniche di un ammasso roccioso si possono ritenere intermedie tra quelle della roccia che ne costituisce la matrice lapidea e quelle riferibili alle discontinuità da cui essa è attraversata.</u>

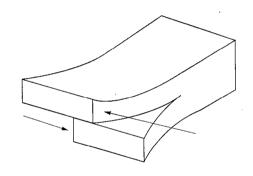
Anche le proprietà meccaniche ed idrauliche di un ammasso roccioso, come per i terreni, possono essere correlate ad opportuni parametri che consentono la caratterizzazione del sistema multicorpo con cui esso si identifica: questi parametri sono descrittivi e della matrice lapidea e dei sistemi di giunti che la attraversano.

Prima di entrare nel dettaglio sulle caratteristiche geometriche, morfologiche e meccaniche delle discontinuità, può essere utile analizzare i processi di formazione delle stesse ed alcune possibili conseguenze.

Tre possibili modi:







Modo 1: frattura a trazione.
Discontinuità
"aperta" = Giunto

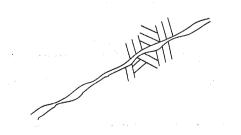
Modo 2: frattura a taglio. Discontinuità "con scorrimento "= faglia o frattura di taglio

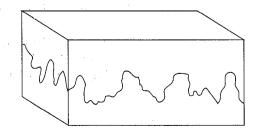
Modo 3: frattura a taglio. Discontinuità "con scorrimento "= faglia o frattura di taglio

Avendo osservato che le discontinuità costituiscono il "punto debole" dell'ammasso, sono chiari alcuni aspetti, che hanno dirette conseguenze da un punto di vista ingegneristico.

Influenze su resistenza, deformabilità, permeabilità, anisotropia:

- ✓in termini di resistenza, possibile differente comportamento tra giunti e zone di taglio;
- ✓assenza di trasmissione tensionale in giunti aperti;
- ✓flusso concentrato e governato da assetto geometrico;
- ✓possibile presenza di "riempimento" in giunti aperti;
- ✓evoluzione della resistenza a taglio in funzione di asperità del giunto e stato tensionale agente.





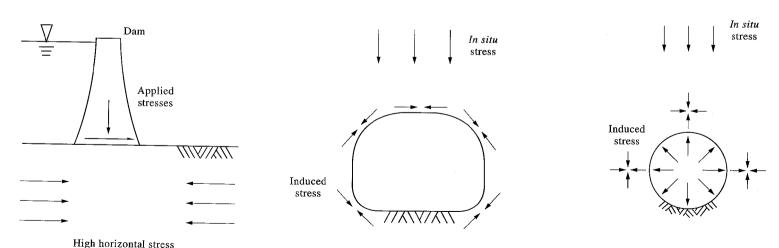
TENSIONI IN SITO

In ogni analisi meccanica è necessario valutare le conseguenze di una variazione tensionale sul materiale in esame.

Essendo la roccia (o meglio l'ammasso roccioso) un "materiale naturale", lo stato di tensione pre-esistente, la sua genesi, la sua distribuzione, hanno una rilevanza notevole nelle analisi ingegneristiche.

Le variazioni tensionali possono essere di carico o scarico, con evoluzioni e conseguenze pratiche differenti. P. es.

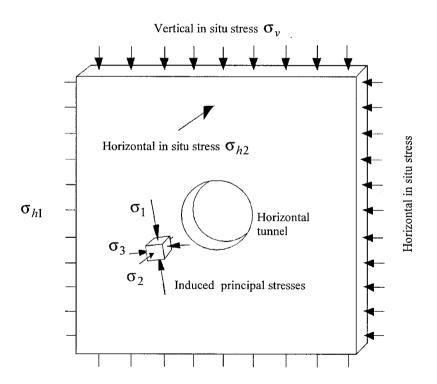
fondazioni - scavi - gallerie in pressione



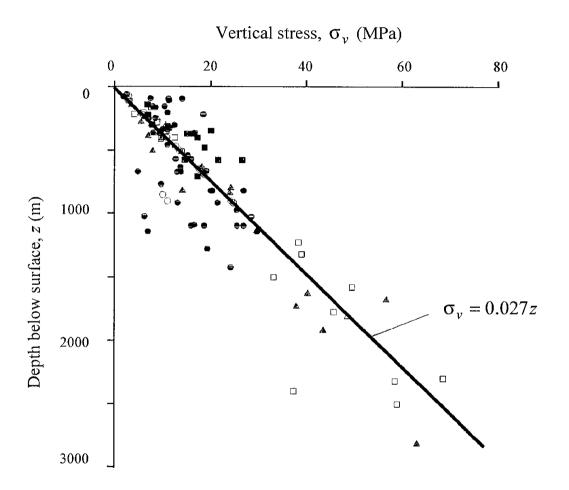
- E' estremamente importante avere conoscenza degli stati di tensione naturali ed indotti. In relazione a ciò, ad esempio, ci sono alcuni aspetti particolari non così direttamente intuitivi:
- a) per una galleria a grande profondità sia calotta che arco rovescio saranno sottoposti alle stesse tensioni iniziali
- b) nella maggioranza dei casi osservati, le tensioni naturali misurate indicano che una componente tensionale (orizzontale) risulta superiore all'altra (verticale)
- La consapevolezza di tali aspetti (e di altri similari) possono guidare scelte nella progettazione delle opere da realizzarsi (rinforzi, stabilizzazioni, ecc.)

In termini molto sintetici, la <u>componente tensionale verticale</u> è causata dal peso degli strati sovrastanti, quella <u>orizzontale</u> principalmente dalle azioni tettoniche (di difficile valutazione), <u>le tensioni indotte</u> dal tipo di opera, dalla geometria, dalle fasi costruttive, ecc.

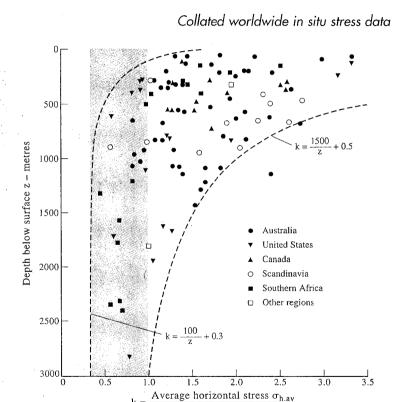
Altri aspetti importanti sono la topografia e i fenomeni erosivi.



TENSIONI LITOSTATICHE



TENSIONI LITOSTATICHE



Vertical stress σ_v

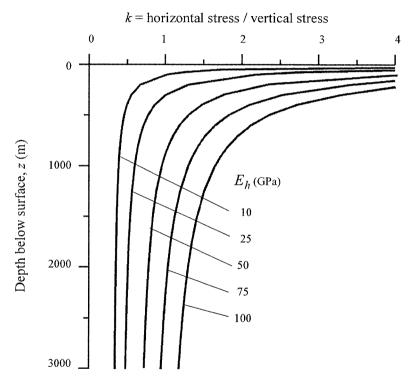


Figure 10.2: Ratio of horizontal to vertical stress for different deformation moduli based upon Sheorey's equation. (After Sheorey 1994).

Es. Importanza valutazione stato di tensione iniziale: curve caratteristiche (scavo e sostegno di gallerie)

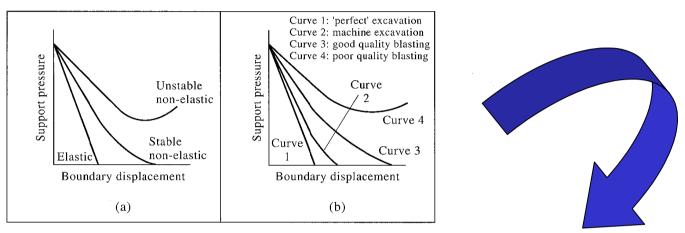


Figure 16.6 Ground response curves in (a) different types of rock and (b) in the same rock type but excavated by different methods.

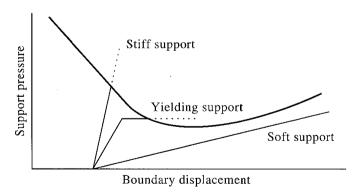


Figure 16.7 Ground response curves and available support lines.

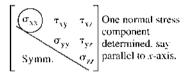
Necessità di misure in sito (in genere in fori esplorativi e in fori di sondaggio). Tecniche:

□ Martinetto piatto

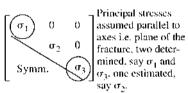
□ Fratturazione idraulica

Sovracarotaggio

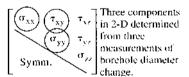
1. Flatiack



2. Hydraulic fracturing



USBM overcoring torpedo



4. CSIRO overcoring gauge

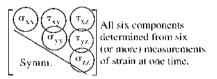
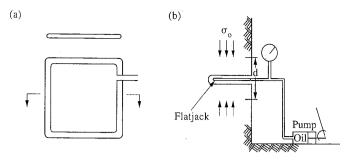
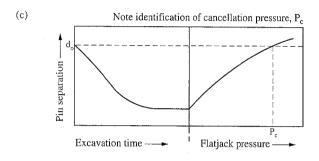


Figure 4.3 The four ISRM suggested methods for rock stress determination and their ability to determine the components of the stress tensor with one application of the particular method.





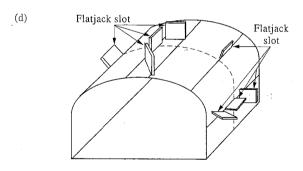


Figure 4.4 The flatjack test (from *Suggested Methods for Rock Stress Determination*, Kim and Franklin, 1987). (a) Flatjack. (b) Test configuration. (c) Pin separation versus slot excavation time and flatjack pressure. (d) The flatjack tests in progress.

CIRCOLAZIONE IDRICA E FLUIDO INTERSTIZIALE

Nella meccanica delle terre, gli aspetti connessi alla presenza di fluido interstiziale sono di fondamentale rilevanza. Condizioni drenate, condizioni non drenate e, soprattutto, la relazione tra tensioni totali e pressioni interstiziali sono principi che regolano ogni analisi teorica ed ingegneristica.

Tutto ciò è strettamente legato alla porosità del mezzo, dovuta alle modalità di trasporto e deposizione, cioè di costituzione.

Gli ammassi rocciosi si sono formati in condizioni e modalità differenti da quelle delle terre "sciolte". Non si parla di porosità ma di stato fratturazione, più o meno esteso; ciò significa una ancora più difficile valutazione della permeabilità del mezzo e dei flussi all'interno di esso.

Molte rocce sono virtualmente impermeabili nel loro stato intatto (permeabilità *primaria*), ma diventano "permeabili" attraverso la rete di fratture pre-esistenti o formatesi successivamente (permeabilità *secondaria*).

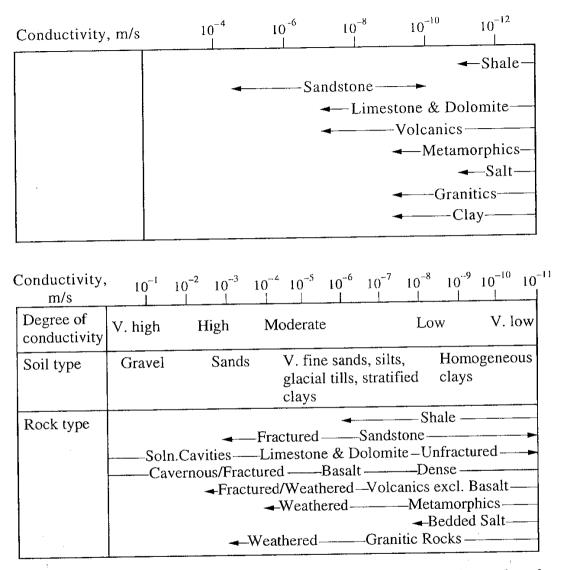


Figure 9.2 Primary and secondary hydraulic conductivity for rocks and rock masses (after Isherwood, 1979).

Lo studio dei flussi negli ammassi rocciosi è quindi funzione delle discontinuità, delle loro interconnessioni e dell'ambiente idrogeologico.

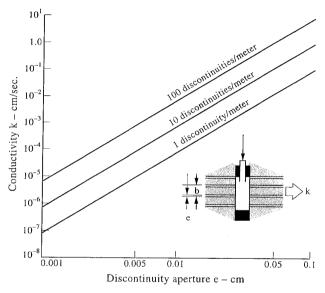


Figure 9.4 Variation of discontinuity set permeability as a function of the aperture and discontinuity frequency (after Hoek and Bray, 1977).

E' inoltre da sottolineare l'influenza degli interventi antropici: basti pensare allo scavo di una galleria: le pressioni interstiziali al contorno diventano pari a quella atmosferica, rendendo quindi lo scavo non impermeabilizzato una sorta di pozzo di emungimento. Avendo introdotto alcuni aspetti generali, è possibile ora considerare il problema meccanico, cioè la risposta del materiale ad assegnati carichi.

Inizialmente si tratta **la matrice lapidea**, poi **le discontinuità** ed infine **l'ammasso roccioso**, anche in relazione ai sistemi di classificazione proposti ai fini ingegneristici.

LA MATRICE LAPIDEA

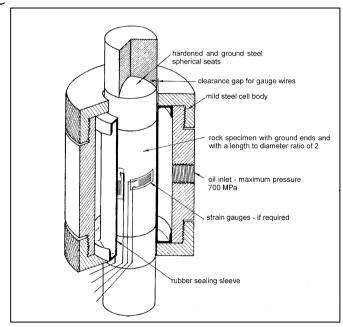
Da un punto di vista meccanico è necessario valutare

- □ la resistenza ed i criteri che permettono di quantificarne le caratteristiche (trazione compressione -taglio) ed entità
- □ la deformabilità (o il suo inverso, cioè la rigidezza)

Come noto, da un punto di vista sperimentale, le caratteristiche di resistenza ed, in parte, quelle di deformabilità, possono essere valutate su campioni di roccia "intatta" mediante:

♦ prove di compressione monoassiale

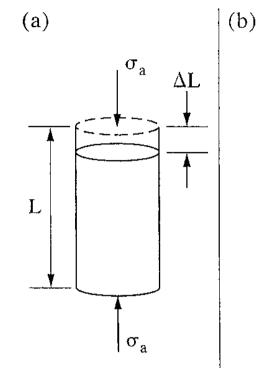
- ♦ prove di taglio triassiale
- ♦ prove di trazione diretta
- ♦ prove di trazione indiretta
- ♦ prove di taglio diretto
- ♦ prove di carico puntuale
- ♦ prove di abrasione
- ♦ ecc.



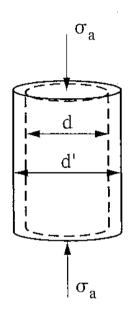
I risultati ottenibili possono essere affetti da fattori geometri, interpretativi, legati a modalità strumentali, ecc.

Nel seguito si richiameranno solo alcuni aspetti rilevanti.

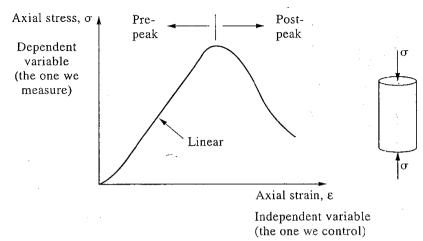
Utili considerazioni in termini di resistenza e deformabilità, possono dedursi dalla più semplice condizione di carico, cioè la compressione monoassiale

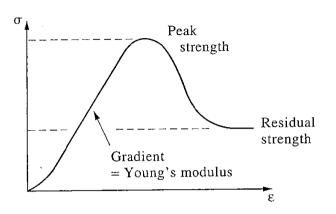


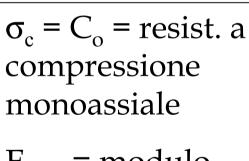
Axial strain, $\varepsilon_a = \frac{\Delta L}{L}$ Young's modulus, $E = \frac{\sigma_a}{\varepsilon_a}$



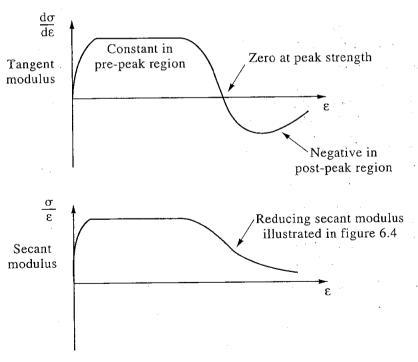
Lateral strain, $\epsilon_l = \frac{\Delta d}{d} = \frac{d-d'}{d'}$ Poisson's ratio, $\nu = \frac{\epsilon_l}{\epsilon_a}$



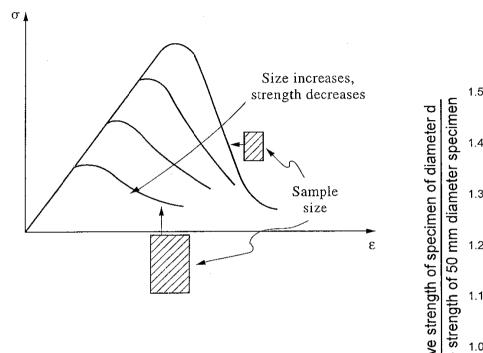


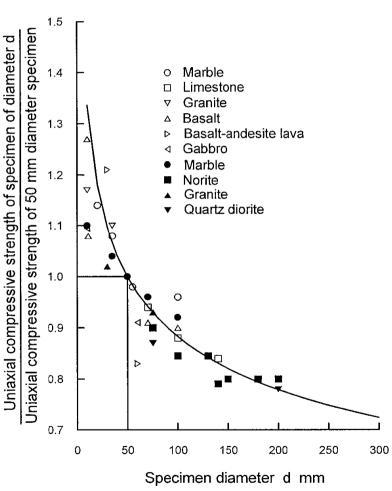


 $E_{t, 50}$ = modulo tangente per σ = 0,5 σ_c

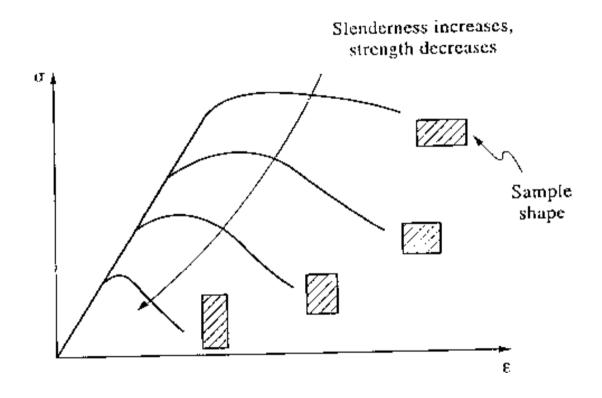


EFFETTI DI DIMENSIONE

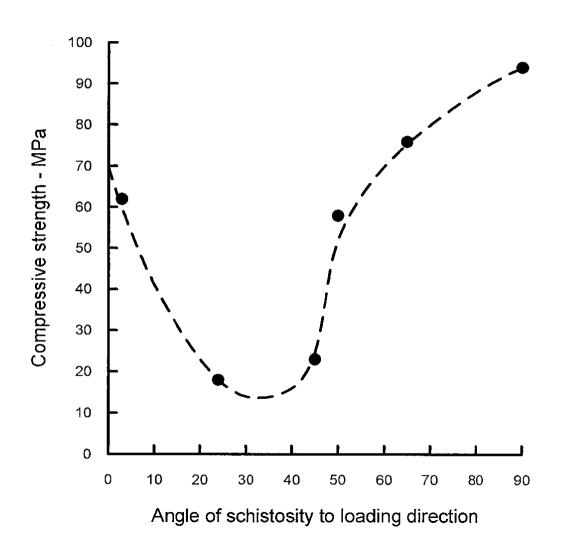


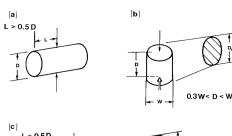


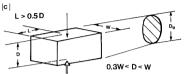
EFFETTI DI FORMA



EFFETTI DI STRUTTURA







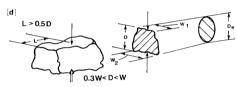


Fig. 3 - Forme dei provini richieste per : (a) prove diametrali, (b) prove assiali, (c) prove su blocco, (d) prove su pezzi di forma irregolare; w = (w₁+w₂)/2, D₂=diametro equivalente.

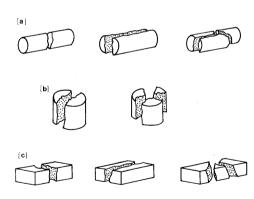




Fig. 4 - Modalità di rottura classiche per prove da considerarsi valide e non. (a) Prova diametrale valida, (b) prova assiale valida, (c) prova su blocco valida, (d) prova su carota non valida, (e) prova assiale non valida.

RESISTENZA A COMPRESSIONE DA PROVA PUNTUALE (POINT LOAD TEST)

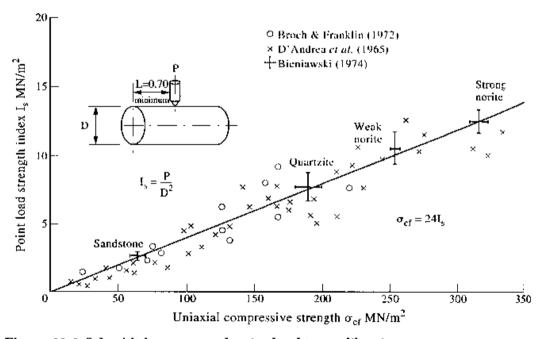


Figure 11.6 Schmidt hammer and point load test calibration curves.

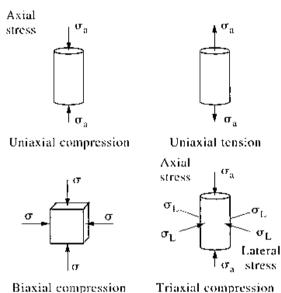
prove TRIASSIALI:

Permettono la valutazione delle caratteristiche di resistenza con riferimento a stati di tensione più vicini alla realtà ingegneristica.

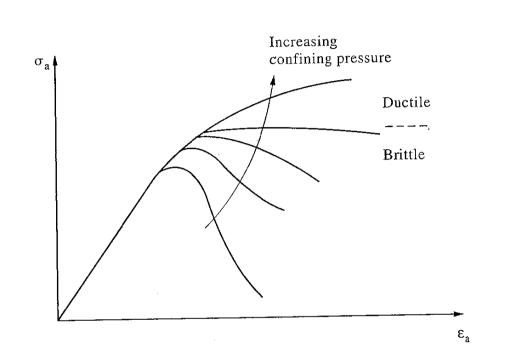
Sono necessarie celle ad elevata capacità prove TRAZIONE:

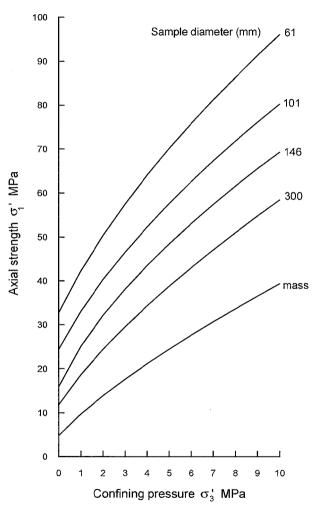
possono essere di tipo diretto o indiritto (prova "brasiliana"). Nel primo caso sussistono dei problemi esecutivi, nel secondo, largamente diffuso), la resistenza a trazione può essere sovrastimata anche fino al 50-100%

INSIEME permettono la ricostruzione dell'intero inviluppo di resistenza della roccia



INFLUENZA PRESSIONE DI CONFINAMENTO E DIMENSIONE



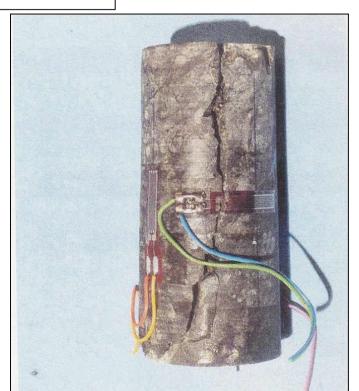


Provini portati a rottura in

compressione monossiale

$$\sigma_1$$
=61 MPa σ_3 =0





taglio triassiale



$$\sigma_1$$
=150 MPa

$$\sigma_3$$
=12 MPa

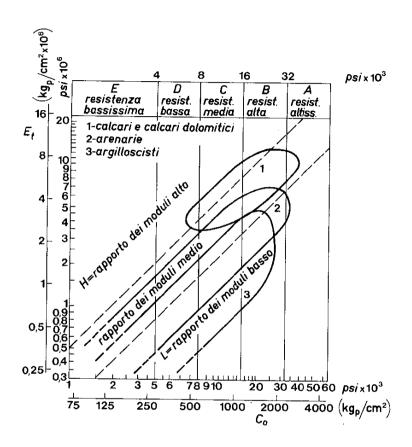


CLASSIFICAZIONI DELLA ROCCIA

I parametri di resistenza (resistenza a compressione monoassiale) e di deformabilità (modulo di deformabilità), vengono utilizzati anche per definire sistemi di classificazione della roccia in questione (ISRM, Deere & Miller)

Classe Descrizione		σ_{c} (MPa)		
A	Res.za molto alta	>200		
В	Res.za alta	100-200		
С	Res.za media	50-100		
D	Res.za bassa	25-50		
E	Res.za. molto bassa	>25		

Classe	Descrizione	$E_{t,50}/\sigma_c$
Н	Rapp. ^{to} di modulo alto	>500
M	Rapp. ^{to} di modulo medio	200-500
E	Rapp. ^{to} di modulo basso	>200



CRITERI DI RESISTENZA

- Il fenomeno della rottura di un elemento di roccia "intatta" è complicato e non del tutto chiaro, sia considerando ogni singolo inizio di microfratturazione e successiva propagazione, sia considerando la rottura d'insieme dovuta a molte microfratture che, propagandosi, si influenzano vicendevolmente nella cosiddetta "coalescenza".
- Tale complicato fenomeno poco si presta alla formalizzazione di un criterio univoco e semplice di cui, tuttavia, si necessita da un punto di vista pratico ed operativo.
- Un'analisi meccanica ha come risultato atteso la conoscenza delle deformazioni dovute a variazioni tensionali ed il limite tensionale sostenibile dal materiale, cioè il suo limite di resistenza, valutabile una volta noto e prefissato **un criterio di resistenza.**

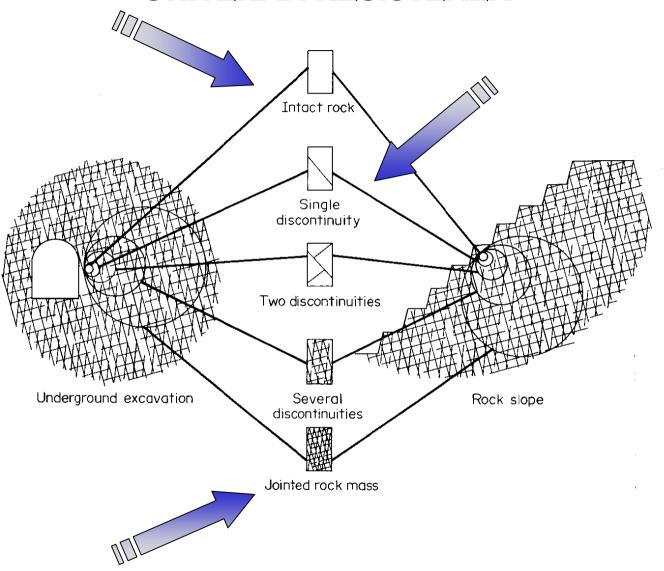
Poiché, generalmente, la conoscenza del limite di resistenza deriva da sperimentazione, i principali criteri sono espressi nella forma:

resistenza =
$$f(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$$

Nel seguito si richiameranno i più usuali, delineandone le principali caratteristiche.

La letteratura specialistica riporta numerosi diversi criteri (oltre la dozzina) per la roccia intatta; per come sono formulati nessuno di questi fa espresso riferimento alla *struttura* e quindi al fatto che la roccia in realtà è un costituente <u>dell'ammasso</u>, a cui, ingegneristicamente parlando, si deve fare riferimento. Sarà necessario quindi definire anche il contributo delle <u>discontinuità</u>, ovvero modificare i parametri espressi dai criteri sopra definiti.

CRITERI DI RESISTENZA



CRITERIO DI GRIFFITH

$$(\sigma_1 - \sigma_3)^2 = 8T_0 (\sigma_1 + \sigma_3)$$

$$T_0 = -\sigma_t$$

- Il criterio esprime la resistenza a trazione monoassiale in termini di energia di deformazione richiesta per propagare microfratture, ed esprime la resistenza a compressione monoassiale in funzione della resistenza a trazione.
- Il criterio di Griffith è di particolare interesse ed utilità per studiare l'innesco e la propagazione di fratture in condizioni di compressione, tuttavia non fornise un'utile stima della resistenza a compressione ai fini ingegneristici.
- Il criterio è stato modificato da molti Autori per diverse finalità, in particolare per tenere conto dell'attrito che si può sviluppare sulle superfici delle fratture.

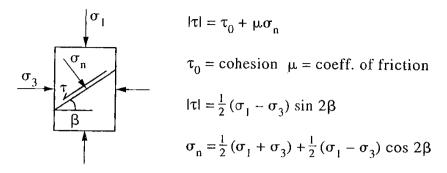
CRITERIO DI MOHR-COULOMB

$$\sigma_{1} = \sigma_{cm} + k \cdot \sigma_{3}$$

$$\sin \phi = \frac{k-1}{k+1} \qquad c = \frac{\sigma_{cm} (1 - \sin \phi)}{2 \cdot \cos \phi}$$

- Il criterio esprime la relazione tra le tensioni tangenziali e quelle normali a rottura.
- Il criterio è più adatto per alte pressioni di confinamento quando, in effetti, la rottura si sviluppa su piani di rottura per taglio. In corrispondenza di limitate tensioni di confinamento ed in condizioni monoassiali, si è osservato l'aumento di microfratture e lo sviluppo di piani di rottura nella direzione sub-parallela a quella della tensione principale, con scarsa applicabilità di tale criterio.
- Nonostante le difficoltà associate all'applicabilità del criterio, rimane un utile strumento per le applicazioni pratiche, soprattutto nel caso di discontinuità e di ammassi molto fratturati.

Rock fails at a critical combination of normal and shear stresses:



The equation for $|\tau|$ and σ_n are the equations of a circle in $(\sigma,\,\tau)$ space:

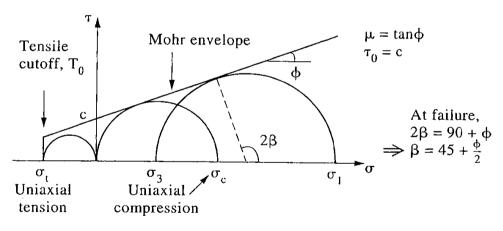


Figure 6.18 The Mohr-Coulomb failure criterion.

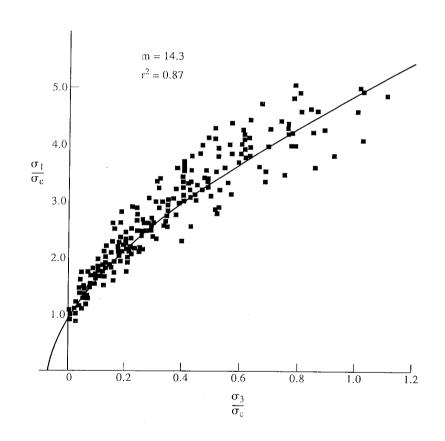
roccia	To, [MPa]	T _{bras} , [MPa]		
Granito	9.5	11.6		
Marmo di Carrara	7.0	7.5		
Calcare	3.7	5.4		
Arenaria	2.2	3.1		
Tufo	0.5	0.9		

roccia	c, [MPa]	φ , [°]		
Basalto	20÷45	45÷50		
Diorite	20÷35	50÷55		
Granito	10÷30	50÷65		
Quarzite	15÷20	60÷65		
Calcare	10÷20	30÷60		
Arenaria	8÷20	45÷50		
Carbone	3÷9	10÷40		

CRITERIO DI HOEK-BROWN

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m_i \sigma_c \sigma_3 + s_i \sigma_c^2}$$

Il criterio è di natura empirica, essendo derivato dalla regressione di punti di rottura sperimentali, diagrammati in un piano (σ_1, σ_3) .



$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m_i \sigma_c \sigma_3 + s_i \sigma_c^2}$$

Nonostante i parametri m_i e s_i derivino da una procedura di interpolazione, ad essi è possibile attribuire un significato fisico che è utile considerare:

il parametro m_i è legato al grado di "interlocking" della matrice. Dipende dal tipo di roccia e dalla tessitura; valori orientativi:

rocce sedimentarie : $\sim 4 \div 20$

rocce metamorfiche : $\sim 4 \div 35$

rocce ignee : $\sim 15 \div 35$

il parametro s_i è legato al grado di fratturazione della matrice: è una rappresentazione della "coesione" della roccia. Per roccia completamente integra s_i =1. Tende a 0 all'aumentare del grado di fratturazione

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m_i \sigma_c \sigma_3 + s_i \sigma_c^2}$$

Sostituendo σ_1 =0 e σ_3 =- σ_t , si può ottenere, per dato valore di m_i , una relazione tra la resistenza a trazione ed a compressione della roccia intatta.

Il criterio è ottenibile, per via sperimentale, mediante prove triassiali, di compressione monoassiale e di trazione.

E' possibile legare il criterio di H-B con quello di M-C, mediante relazioni tra i 4 parametri sperimentali (m,s) (c,φ).

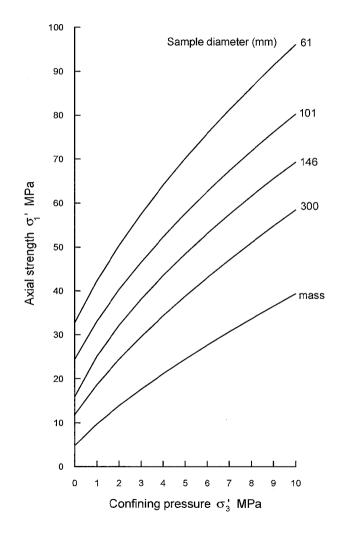
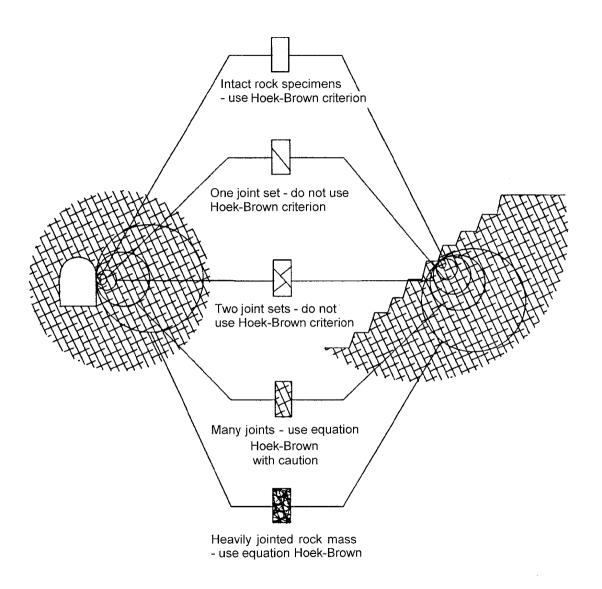


Table 8.1 Approximate relations between rock mass quality and the material constants in the Hoek–Brown failure criterion (from Hoek and Brown (1988)). Undisturbed values are in italics

Approximate relationship between rock mass quality and material constants						
Disturbed rock mass m and # values			undisturbed rock mass m and a values			
EMPIRICAL FAILURE CRITERION $\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m\sigma_c\sigma_3 + s\sigma_c^2}$ $\sigma_1 =$ major principal stress $\sigma_3 =$ minor principal stress $\sigma_c =$ uniaxial compressive strength of intact rock, and m and s are empirical constants.		CARBONATE ROCKS WITH WELL DEVELOPED CRYSTAL CLEAVAGE dokmite, ilmestone and marble	LITHIFIED ARGILLACEOUS ROCKS mudstone, siltstone, shake and slate (normal to cleavage)	ARENACEOUS ROCKS WITH STRONG CRYSTALS AND POORLY DEVELOPED CRYSTAL CLEAVAGE sandstone and quartitle	FINE GRAINED POLYMINERALLIC IGNEOUS CRYSTALLINE ROCKS andesite, dokrite, diabase and rhyolite	COARSE GRAINED POLYMINERALLIC IGNEOUS & METAMORPHIC CRYSTAL-LINE ROCKS - amphibolite, gabbro gneiss, granite, norite, quartz-diorite
INTACT ROCK SAMPLES Laboratory size specimens free from discontinuities CSIR rating: RMR = 100 NGI rating: Q = 500	m s m	7.00 1.00 7.00 1.00	10.00 1.00 10.00 1.00	15.00 1.00 15.00 1.00	17.00 1.00 17.00 1.00	25.00 1.00 25.00 1.00
VERY GOOD QUALITY ROCK MASS Tightly interlocking undisturbed rock with unweathered joints at 1 to 3m. CSIR rating: RMR = 85 NGI rating: Q = 100	m s m	2.40 0.082 4.10 0.189	3.43 0.082 5.85 0.189	5.14 0.082 8.78 0.189	5.82 0.082 9.95 0.189	8.56 0.082 14.63 0.189
GOOD QUALITY ROCK MASS Fresh to slightly weathered rock, slightly disturbed with joints at 1 to 3m. CSIR rating: RMR = 65 NGI rating: Q = 10	m s m	0.575 0.00293 2.006 0.0205	0.821 0.00293 2.865 0.0205	1.231 0.00293 4.298 0.0205	1.395 0.00293 4.871 0.0205	2.052 0.00293 7.163 0.0205
FAIR QUALITY ROCK MASS Several sets of moderately weathered joints spaced at 0.3 to 1m. CSIR rating: RMR = 44 NGI rating: Q = 1	m s m	0.128 0.00009 0.947 0.00198	0.183 0.00009 1.353 0.00198	0.275 0.00009 2.030 0.00198	0.311 0.00009 2.301 0.00198	0.458 0.00009 3.383 0.00198
POOR QUALITY ROCK MASS Numerous weathered joints at 30-500mm, some gouge. Clean compacted waste rock CSIR rating: RMR = 23 NGI rating: Q = 0.1	m \$ <i>m</i> \$	0.029 0.000003 0.447 0.00019	0.041 0.000003 0.639 0.00019	0.061 0.000003 0.959 0.00019	0.069 0.000003 1.087 0.00019	0.102 0.000003 1.598 0.00019
VERY POOR QUALITY ROCK MASS Numerous heavily weathered joints spaced <50mm with gouge. Waste rock with fines. CSIR rating: RMR = 3 NGI rating: Q = 0.01	m \$ <i>m</i> \$	0.007 0.0000001 0.219 0.00002	0.010 0.0000001 0.313 0.00002	0.015 0.0000001 0.469 0.00002	0.017 0.0000001 0.532 0.00002	0.025 0.0000001 0.782 0.00002





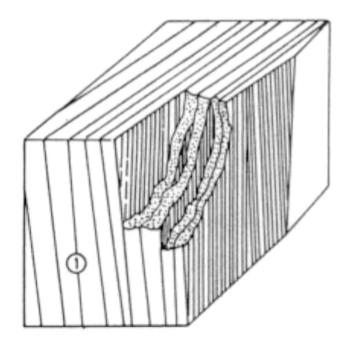
LE DISCONTINUITÀ

- Il termine "discontinuità" denota una generica separazione nel continuo roccioso avente resistenza a trazione nulla.
- In un contesto ingegneristico relativo agli ammassi rocciosi, le discontinuità (con le loro peculiari caratteristiche) possono costituire il fattore più rilevante in quanto governano la deformabilità, la resistenza e la permeabilità.
- E' necessario quindi valutarne:
- □ le caratteristiche geometriche e morfologiche
- □ la resistenza ed i criteri che permettono di quantificarne
 l'entità
- □ la deformabilità

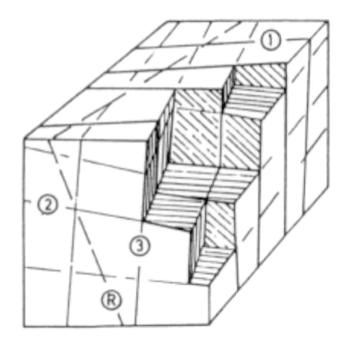
NUMERO DI SISTEMI DI DISCONTINUITA'

Un gruppo di discontinuità parallele costituisce un <u>sistema</u> e sistemi di discontinuità si intersecano per formare un <u>insieme</u>

un sistema di discontinuità



tre sistemi di discontinuità

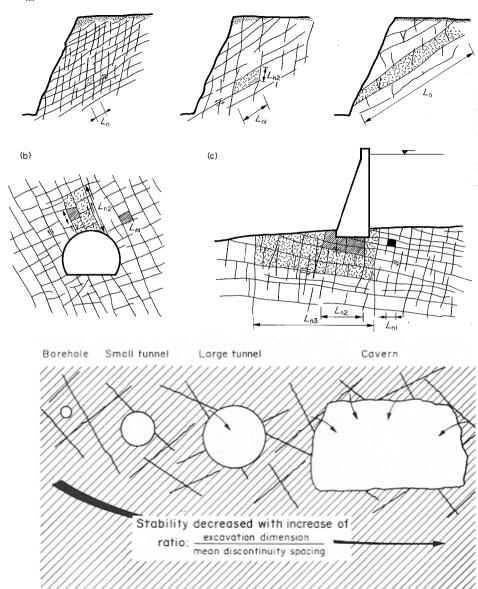


(a)

Nella maggior parte dei casi pratici, le dimensioni dell'opera è maggiore della spazio compreso tra due discontinuità limitrofe. Questo implica che "blocchi" di roccia (definiti dai sistemi di discontinuità) possano interessare in maniera differente l'opera.

In generale sono ipotizzabile le seguenti relazioni:

stabilità
$$\propto \frac{1}{\text{No. di discontinuità}}$$
stabilità $\propto \frac{1}{\text{dim ensioni opera}}$



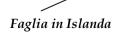
Le **FAGLIE** sono fratture o zone di frattura, di grande estensione, <u>lungo cui siano</u> <u>chiaramente distinguibili segni di scorrimento</u>, di entità variabile da pochi centimetri

sino a qualche chilometro.

Queste grandi discontinuità, conseguenti ad eventi di grande importanza, vengono in generale prese in considerazione separatamente: infatti esse si susseguono in un ammasso roccioso a grandi distanze rispetto alle dimensioni caratteristiche del volume significativo coinvolto dalla realizzazione dell'intervento e quindi l'eventuale loro interazione con l'opera costituisce sempre un problema singolare.



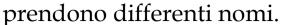
La faglia di San Andreas in California.

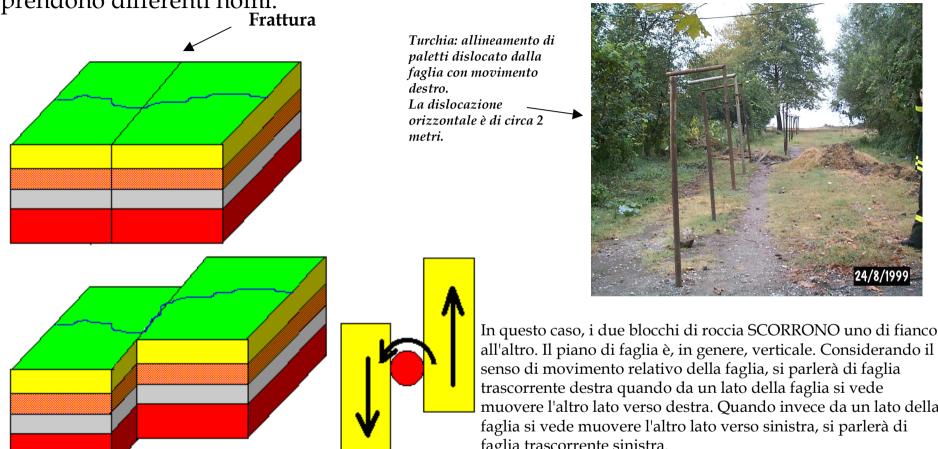


MMASSI ROCCIOSI - R.BERARDI



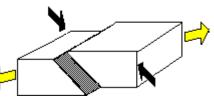
Una faglia è la materializzazione della superficie lungo cui avviene la rottura della roccia. A seconda del tipo di movimento relativo delle porzioni di roccia, le faglie





all'altro. Il piano di faglia è, in genere, verticale. Considerando il senso di movimento relativo della faglia, si parlerà di faglia trascorrente destra quando da un lato della faglia si vede muovere l'altro lato verso destra. Quando invece da un lato della faglia si vede muovere l'altro lato verso sinistra, si parlerà di faglia trascorrente sinistra.

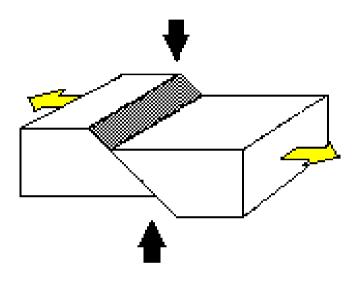
FAGLIA TRASCORRENTE



Faglia trascorrente (sinistra) (strike slip)

<u>Faglia Normale</u> (o diretta o tensionale) (normal fault, dip slip)

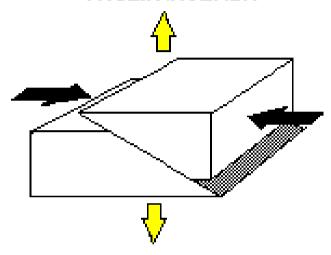
FAGLIA NORMALE



In questo tipo di faglia, c'è uno scivolamento del blocco roccioso al disopra della parete di faglia (detto tetto) rispetto all'altro. Questo tipo di faglia si trova in aree caratterizzate da ESTENSIONE (i due blocchi di roccia si allontanano l'uno rispetto all'altro).

<u>Faglia Inversa</u> (o compressiva) (reverse, thrust fault)

FAGLIA INVERSA



In questo tipo di faglia, il blocco roccioso al disopra della parete di faglia sale rispetto all'altro.

Questa faglia è tipica dei regimi di COMPRESSIONE (i due blocchi di roccia spingono l'uno verso l'altro). L' assetto geometrico delle discontinuità viene investigato mediante rilievo geomorfologico in affioramenti o pozzetti (2-D; 3-D), carote da fori di sondaggio (1-D), riprese televisive in foro (1-D), metodi geofisici (2-D; 3-D).

Si può pervenire ad una classificazione significativa dal punto di vista geomeccanico mediante la definizione, qualitatita e quantitativa, di parametri che consentono di identificare il reticolo di discontinuità.

Tali parametri sono:

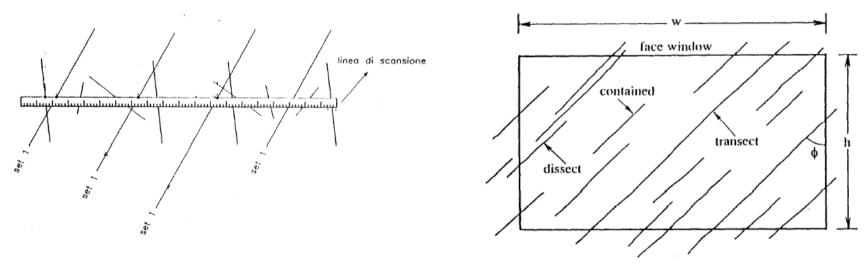
- ♦ parametri MORFOLOGICI

RILIEVI IN AFFIORAMENTI

Esistono due criteri fondamentali sui quali si può basare il censimento delle discontinuità (ISRM, 1978):

- 1) Criterio soggettivo: secondo il quale vengono rilevate solo le discontinuità che sembrano svolgere un ruolo importante nei riguardi delle caratteristiche meccaniche dell'ammasso;
- 2) Criterio oggettivo: secondo il quale vengono campionate tutte le discontinuità che intersecano una certa linea di riferimento (linea di scansione) o che ricadono all'interno di una certa finestra (Figura).

L'approccio soggettivo è più rapido ed economico; tuttavia presume una preliminare conoscenza dell'area in esame e l'individuazione a priori dei domini di discontinuità. Inoltre esso può essere adottato solo da specialisti che possiedano un'esperienza tale da consentire l'individuazione delle discontinuità più significative.



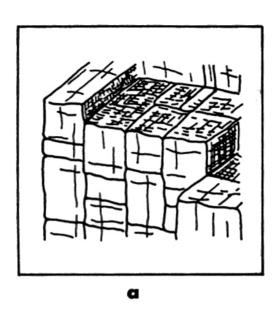
GEOMETRIA DEI BLOCCHI:

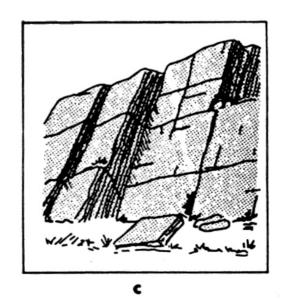
a - a blocchi;

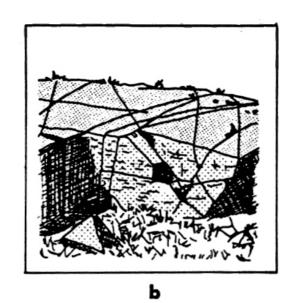
b - irregolare;

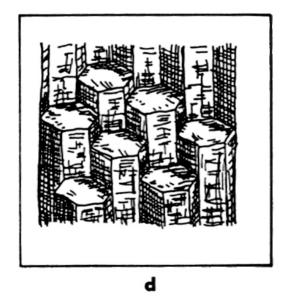
c - tabulare;

d - colonnare









RIPRESE TELECAMERA IN FORO







MECCANICA DELLE ROCCE E DEGLI AMMASSI ROCCIOSI - R.BERARDI

RIPRESE TELECAMERA IN FORO





PARAMETRI GEOMETRICI E MORFOLOGICI

GEOMETRICI:

- # orientazione
- # spaziatura e frequenza
- # numero volumetrico
- # indice RQD

MORFOLOGICI:

- persistenza
- ⊕ scabrezza
- resistenza delle pareti
- ◆ apertura
- materiale di riempimento

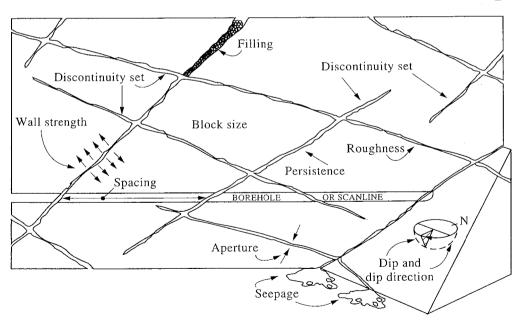


Figure 7.3 Schematic of the primary geometrical properties of discontinuities in rock (from Hudson, 1989).

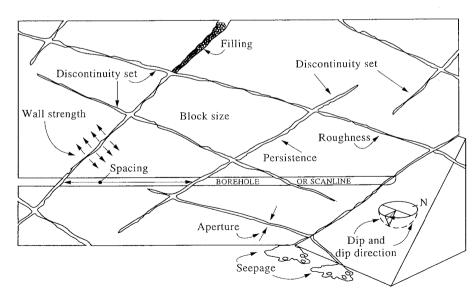
Orientazione (o giacitura): identifica la posizione di una discontinuità nello spazio ed è definita, rispetto ad un piano orizzontale di riferimento, dall' *angolo di immersione* (dip angle) e dalla *direzione dell'immersione* (dip direction).

Spaziatura: distanza tra discontinuità adiacenti, misurata in direzione perpendicolare ai piani delle discontinuità stesse.

Frequenza: inverso del valore medio della spaziatura di un sistema di giunti.

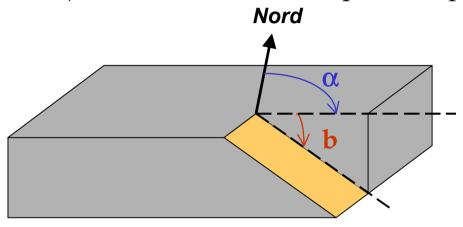
Es.:

spaz. molto stretta 20-60 mm spaz. moderata 200-600 mm spaz.molto larga 2000-6000 mm



Giacitura piano affioramento

La giacitura (o orientazione) del piano di discontinuità deve essere espressa mediante il valore dell'azimut della linea di massima pendenza (*dip direction*) e dell'inclinazione di questa rispetto all'orizzontale (*dip*).

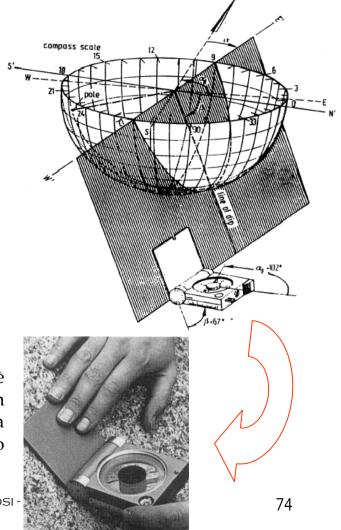


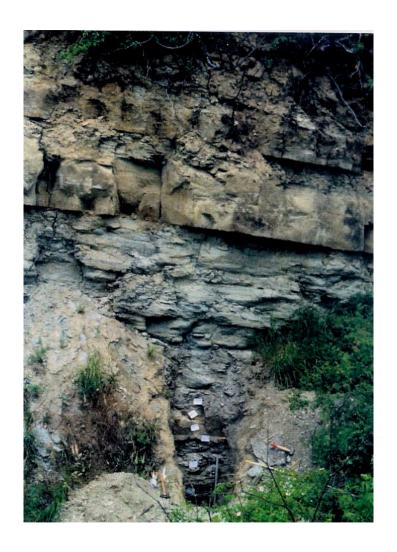
$$\alpha$$
 = dip direction

$$\mathbf{b} = dip$$

$$\mathbf{a} = strike \ (a \pm 90^{\circ})$$

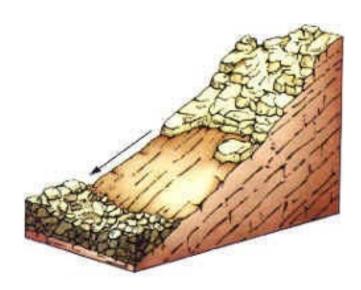
La misura dell'orientazione di una discontinuità è eseguita con la <u>bussola</u>. Questa deve essere livellata con una livella a bolla d'aria prima di effettuare la misura con il coperchio parallelo all'immersione In tal modo l'inclinazione può essere misurata direttamente.







Nota: l'orientazione dei giunti è estremamente importante ad es. nei problemi di stabilità dei pendii.

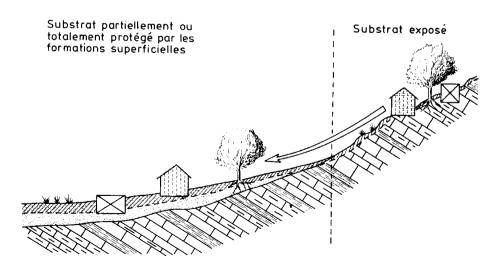


L'assetto inclinato nella direzione del pendio di questa superficie è definito dai geologi a franapoggio, per distinguerlo da quello a reggipoggio, nella quale la superficie ha un'inclinazione opposta al declivio.

Il fatto che un versante sia caratterizzato da una discontinuità a franapoggio piuttosto che a reggipoggio, è decisivo per la sua stabilità, soprattutto se questo è costituito da rocce disposte a strati come lo sono gran parte di quelle di natura sedimentaria.

Nella frana di slittamento o scivolamento il movimento delle masse di roccia avviene lungo superfici di debolezza inclinate come il pendio. Questa disposizione viene detta a franapoggio, se invece le superfici sono inclinate nel senso opposto la loro disposizione viene detta a reggipoggio.

MECCANICA DELLE ROCCE



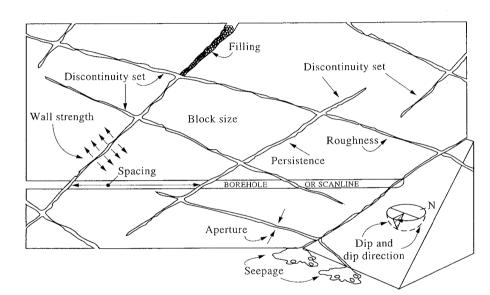
No. volumetrico giunti (Jv): identifica indirettamente le dimensioni dei blocchi formati dai diversi sistemi di discontinuità. Puo' calcolarsi come la somma dei valori medi delle frequenza delle discontinuità relative a ciascun sistema.

Es.:

blocchi molto grandi 1-3 (j/m³)

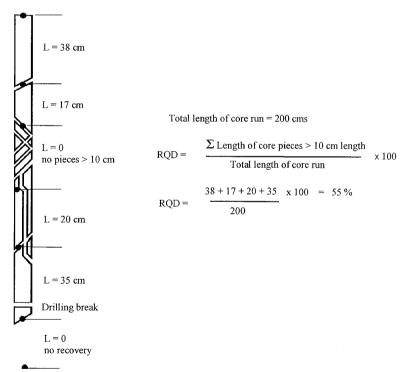
blocchi medi $3-10 \text{ (j/m}^3\text{)}$

blocchi piccoli 10-30 (j/m³)



Indice di recupero percentuale modificato RQD (Rock Quality Designation): ha lo scopo di identificare la qualità delle carote estratte da perforazioni di sondaggio. Come Jv non è caratteristica intrinseca ma da correlarsi alla intera struttura (qualità) dell'ammasso roccioso.

qualità molto scadente	RQD <25%
qualità scadente	25-50%
qualità discreta	50-75%
qualità buona	75-90%
qualità molto buona	90-100%



RQD



Il valore dell'indice RQD può essere espresso in funzione del valore della frequenza dei giunti (i) che attraversano la matrice lapidea a mezzo della relazione empirica proposta da Priest e Hudson:

$$RQD = 100 \cdot e^{-0.1 \cdot i} \cdot (0.1 \cdot i + 1)$$

Persistenza: estensione areale o dimensione di una d. osservata entro un piano; approssimativamente quntificata misurando, su superfici esposte, la lunghezza delle tracce delle d.

Di difficile valutazione.

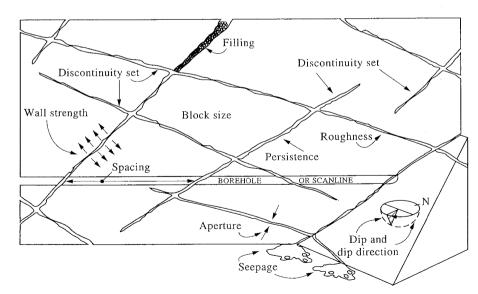
Scabrezza: rugosità delle superfici affacciate di una d. E' determinata su piccola e su grande scala (v. dopo). Di solito identificata dal parametro JRC. Varia a seconda del processo genetico di formazione delle d.

Es.:

persist. bassa 1-3 m

persist. media 3-10 m

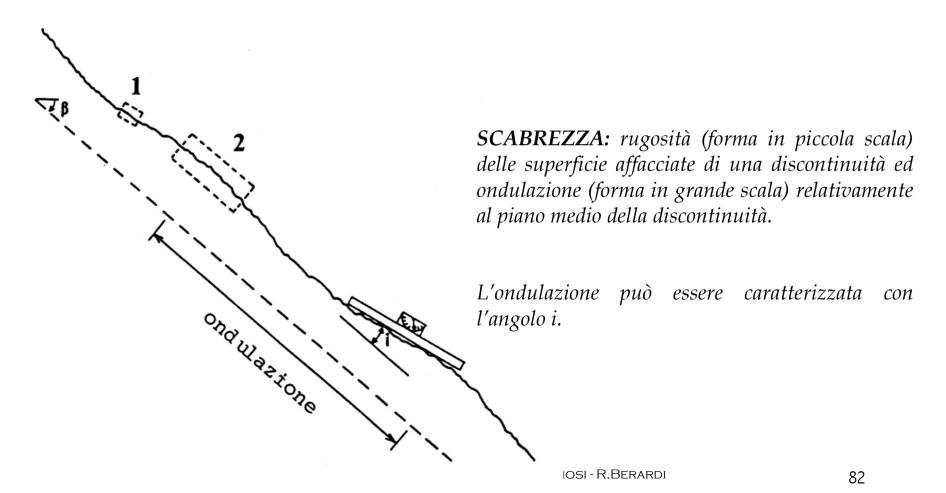
persist.molto alta > 20 m



Scabrezza

E' la rugosità delle superfici affacciate di un giunto.

La scabrezza di un giunto è determinata da una componente su <u>piccola</u> scala e da una componente su <u>ampia scala</u>, detta ondulazione e relativa al piano medio del giunto.

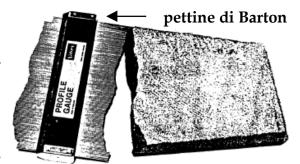


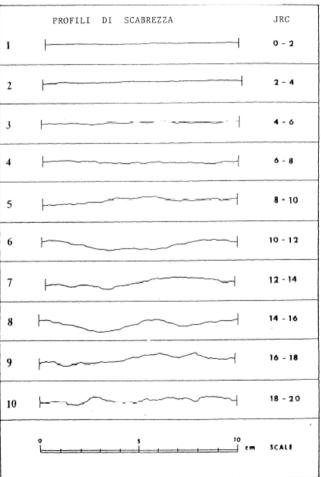
Rugosità

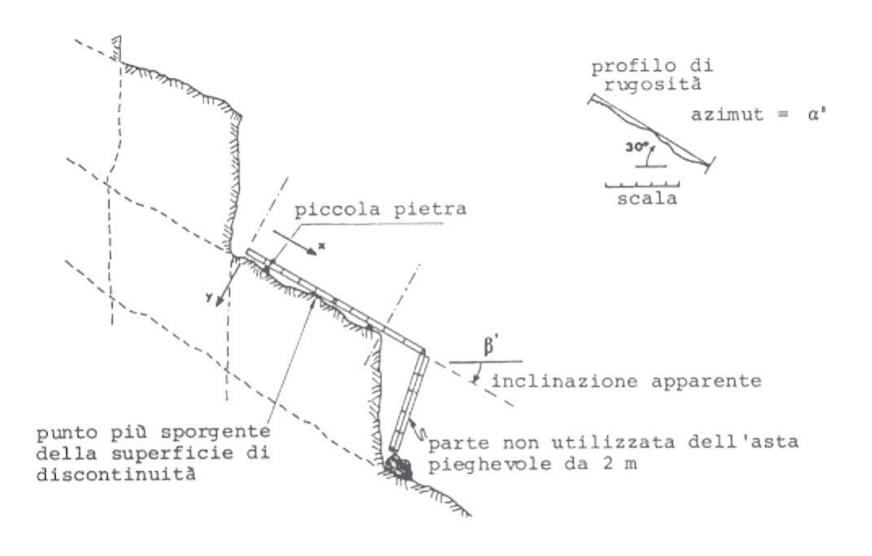
Il *Joint Roughness Coefficient* (JRC) <u>è una stima della rugosità della superficie della discontinuità</u>.

Tale parametro viene determinato confrontando il profilo di rugosità del giunto, ricavato appoggiando un profilometro (pettine di Barton; Figura) sulla superficie della discontinuità, con alcuni profili standard proposti da Barton & Choubey (1977; Figura). Visto che la lunghezza dei profili standard è pari a 10 cm, l'indice JRC fornisce indicazione sulle asperità a scala millimetrica.

Teoricamente, la direzione lungo la quale va determinata la rugosità deve essere quella coincidente con la direzione di scivolamento del blocco (infatti la rugosità delle superfici delle pareti ha un peso importante nel definire la resistenza nei confronti delle tensioni tangenziali che può essere mobilitata lungo la superficie di un giunto). Se questa non è nota a priori si può utilizzare come direzione di misura quella di immersione del piano di discontinuità o quella parallela alla linea di intersezione tra il piano di discontinuità di interesse e un altro piano di discontinuità adiacente.







METODO DI RILIEVO DELLA SCABREZZA DI UNA DISCONTINUITA' LUNGO UNA DIREZIONE DI POTENZIALE SCIVOLAMENTO

Resistenza delle pareti: resistenza a compressione del materiale costituente le pareti della d. Di solito identificata dal parametro JCS. In affioramento, a causa alterazione pareti, può essere minore rispetto a quella del nucleo.

Apertura: distanza perpendicolare che separa le pareti di una d. aperta.

Materiale di riempimento: materiale che separa le pareti delle d.; la distanza perpendicolare è definita *ampiezza*. Influenza notevolmente il comportamento meccanico delle d. (v. dopo).

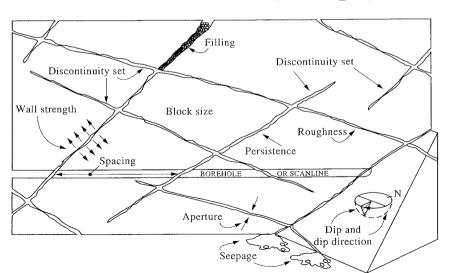
Es.:

apert. stretta 0.1-0.25 mm

apert. aperta 0.5-2.50 mm

apert. estrem. aperta 10-100 mm

apert. cavernosa > 100 mm



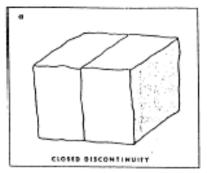
Apertura

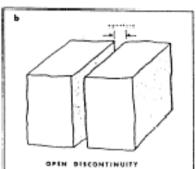
L'apertura è la distanza ortogonale tra le pareti di una discontinuità aperta, il cui spazio sia riempito da aria o acqua (Figura).

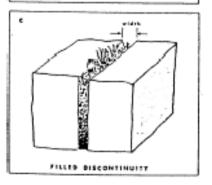
L'apertura è pertanto distinta dall'ampiezza di una discontinuità riempita.

Può essere misurata tramite uno spessimetro o, nel caso di discontinuità ben aperte, con un metro.

Nel caso in cui si abbia una certa variabilità dell'apertura, va indicato il valore medio







Riempimento

Nel caso di discontinuità con una certa ampiezza, è necessario indicare la presenza di riempimento. Di questo va indicato lo spessore ed il tipo.

L'importanza del riempimento deriva dal fatto che le caratteristiche meccaniche della discontinuità risultano fortemente influenzate dalla presenza di materiale tra le superfici del giunto. Se l'ampiezza è maggiore dell'altezza delle asperità delle pareti la resistenza al taglio della discontinuità coincide con quella del materiale di riempimento; se l'ampiezza non supera tale altezza la resistenza al taglio è intermedia fra quella del riempimento e quella delle pareti.

<u>Il riempimento controlla anche la permeabilità e la possibilità di filtrazione dell'acqua all'interno dell'ammasso:</u> a questo proposito è importante indicarne il grado di umidità seguendo i termini descrittivi proposti dall'ISRM (Figura).

W 1	Il materiali di riempimento sono molto consolidati ed asciutti; bassa permeabilità
W 2	I materiali di riempimento sono umidi, ma non è presente acqua libera
W 3	I materiali di riempimento sono bagnati, sono presenti occasionalmente gocce d'acqua
W 4	I materiali di riempimento mostrano segni di dilavamento, continuo flusso di acqua (stimare l/min)
W 5	I materiali di riempimento sono localmente dilavati, cencidorevole fluoso di acque lunge canali di dronaggio (stimare l'min e descrivere pressione: bassa, media, alta)
W 6	I materiali di riempimento sono completamente dilavati, con prescioni clovato, specialmente alla prima especizione (stimare l/min e descrivere pressione)

PARAMETRI MECCANICI: DEFORMABILITÀ

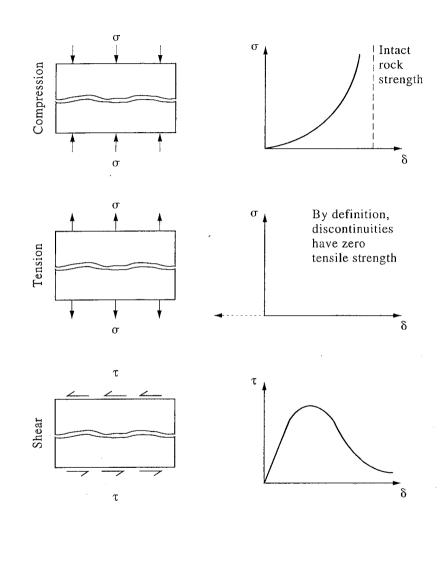
Le caratteristiche di deformabilità dei giunti possono essere sinteticamente descritte dalla rigidezza normale K_N e da quella a taglio K_S .

Data la non linearità, si potranno definire valori tangenti e secanti.

La rigidezza K_N (dell'ordine di alcune centinaia di MPa/cm),

aumenta a causa del progressivo schiacciamento della d.

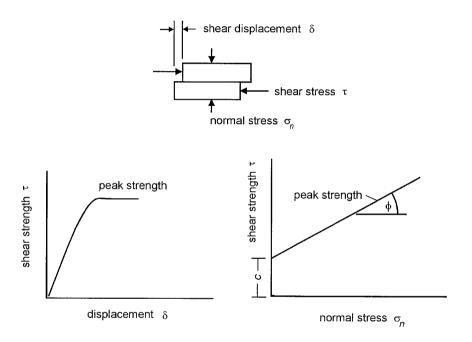
La rigidezza K_S (dell'ordine di alcune decine di MPa/cm), sarà funzione dello sforzo to normale applicato, della rugosità e del materiale di riempimento. Meccanica delle rocce e degli ammassi rocciosi-R.Berardi



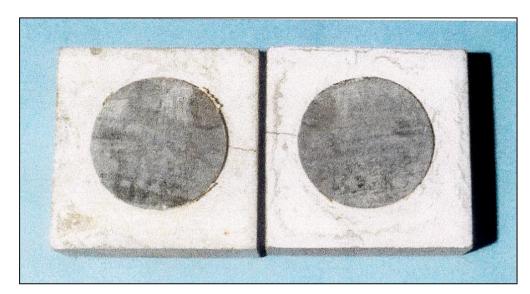
PARAMETRI MECCANICI: RESISTENZA

Se si misura la resistenza allo scorrimento in corrispondenza di due superfici di roccia liscie, si nota che le ordinarie leggi dell'attrito sono rispettate con sufficiente approssimazione.

L'angolo di attrito φ, tra superfici liscie, per la maggior parte delle rocce , è dell'ordine di 25°-35°, quindi notevolmente minore dell'angolo di attrito interno delle rocce, con il quale non deve essere confuso.



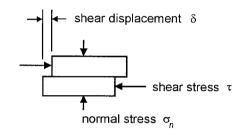
Se invece si sottopone a scorrimento la roccia in corrispondenza di una superficie naturale o artificiale, si osserva un comportamento particolare.

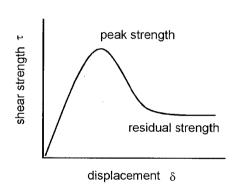


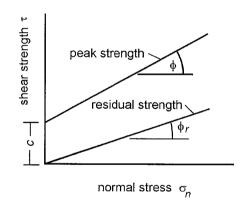
superficie naturale ⇒



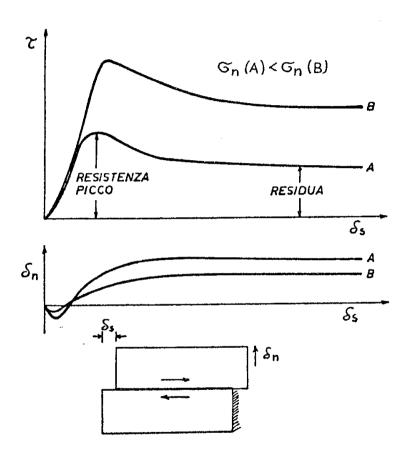
Tale comportamento è essenzialmente dovuto alle irregolarità della superficie di discontinuità su cui si esegue la prova. La resistenza a taglio aumenta fino ad un valore di **picco** per scorrimenti limitati; successivamente, all'aumentare degli spostamenti si raggiunge un valore minore di resistenza, detta residua, minore di quella di picco





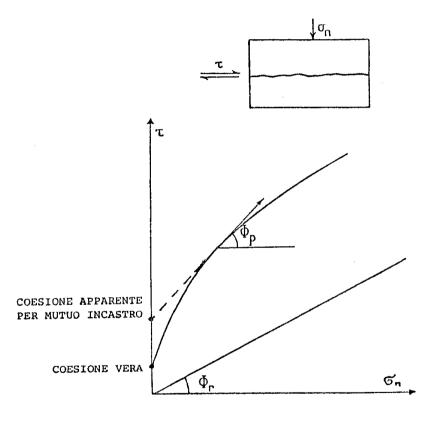


Se si rilevano gli spostamenti verticali in funzione dello scorrimento, si osserva dapprima un modesto cedimento, successivamente il movimento si inverte e si manifesta una sensibile espansione ("dilatanza"), che è generalmente maggiore al diminuire della sollecitazione normale σ_n .

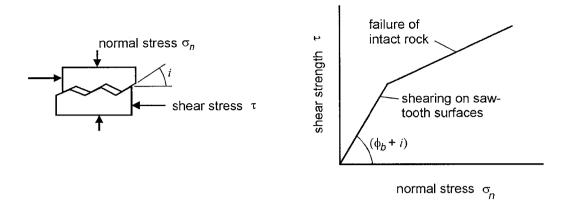


Eseguendo diverse prove con vari valori della sollecitazione normale σ_n , è possibile riportare sia la resistenza di picco $\tau_{_{\mathcal{D}}}$, sia la resistenza residua τ_r , in funzione della sollecitazione agente sul piano di frattura. Si ottengono così delle curve che possono essere considerate come "curve intrinseche" della discontinuità stessa.

Nel caso si abbia una intercetta sull'asse delle ordinate, essa può essere considerata come **coesione vera**; altrimenti si può valutare una sorta di "**coesione apparente**" per mutuo incastro



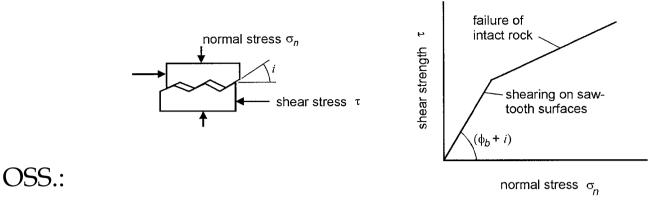
- La rappresentazione più semplice della resistenza a taglio di una discontinuità potrebbe essere quindi quella di **Mohr-Coulomb**, considerando però la non-linearità della curva caratteristica.
- Ciò implica l'utilizzo della relazione di Mohr-Coulomb in un campo limitato di tensioni normali agenti, <u>rappresentative del caso in esame</u>, con definizione dei valori di coesione apparente ed angolo di picco validi in tale campo tensionale.
- Per una stessa superficie di scorrimento, quindi, i valori di coesione e angolo di attrito possono essere alquanto differenti, con coesione che aumenta (ed angolo che diminuisce) all'aumentare del valore di σ_n .
- In alternativa è possibile (ed auspicabile) utilizzare relazioni <u>bi-lineari</u> ovvero <u>non-lineari</u>.



L'impiego di una relazione bi-lineare ha una giustificazione teorica basata sul meccanismo dello scorrimento di superfici irregolari. Tale meccanismo è stato in parte chiarito mediante esperienze su modello eseguite su superfici piane contenenti un certo numero di denti di inclinazione i (Patton).

$$\tau = \sigma_n \tan (\phi_b + i)$$

Nella **legge di Patton**, l'angolo ϕ_b ("di base") si può confondere con l'angolo residuo, ovvero con quello tra superfici liscie.



Si può osservare che lo scorrimento comporta necessariamente anche uno spostamento verso l'alto del blocco superiore, concorde con il fenomeno della dilatanza.

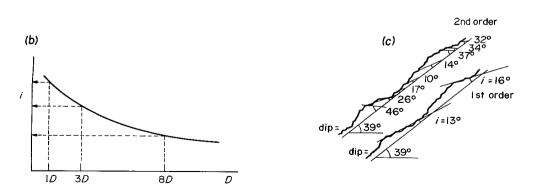
I fenomeni sopra descritti si verificano fino al raggiungimento di un certo valore del carico normale; oltre tale valore, prima che possa manifestarsi lo scorrimento lungo la superficie inclinata del dente, lo sforzo tangenziale provoca la rottura alla base; in tali condizioni la dilatanza risulta meno accentuata. <u>Il valore del carico normale deve essere valutato caso per caso</u>.

Particolare rilevanza assume ovviamente il valore dell'inclinazione i.

In una superficie naturale di frattura le irregolarità hanno caratteristiche diverse con angoli variabili dall'una all'altra e quindi la pendenza della curva di picco non presenta discontinuità. Si potrebbe pensare che la resistenza sia controllata dalle asperità aventi inclinazione maggiore; in realtà queste ultime hanno spesso maggiore "fragilità" legata alle dimensioni ed alle forti concentrazioni di tensione anche per spostamenti relativamente piccoli. Esse pertanto cedono prematuramente e trasferiscono il carico alle asperità più larghe e spianate, caratterizzate da minori valori di i.

Oss.: In base a osservazioni su numerose discontinuità naturali in scarpate rocciose, valori tipici di *i* sono intorno a 10°-20°.





Geometrical scale effects in joint roughness. (c) Patton's scale dependent 'i' values (ref. 3) LI AMMASSI ROCCIOSI - R.BERARDI 97

Un'analisi più approfondita porta ad assumere che la resistenza possa essere espressa da una relazione del tipo:

$$\tau = \sigma_{\rm n} \tan \left(\phi_{\rm b} + i_{\rm eff} \right)$$

in cui $i_{\it eff}$ rappresenta il contributo delle asperità, variabile in dipendenza delle condizioni della discontinuità e dello sforzo normale applicato.

- ♦ aumenta all'aumentare della scabrezza
- → aumenta all'aumentare della resistenza del materiale costituente le asperità

In base a tali considerazioni e a prove sperimentali **Barton & Choubey** propongono la seguente relazione :

$$i_{eff} = JRC \cdot log \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) \le 40^{\circ}$$

$$\tau = \sigma_n tan \left[\phi_b + JRC \cdot log \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) \right]$$

in cui JRC descrive le caratteristiche di scabrezza e JCS la resistenza intrinseca delle asperità.

Esso può essere espresso dalla resistenza a compressione monoassiale.

Nel caso le pareti della discontinuità non siano alterate JCS $\approx \sigma_c$

In caso contrario, si suggerisce di ricorrere a metodi indiretti, utilizzando, ad es., risultati sperimentali ottenuti con prove con martello di Schmidt.

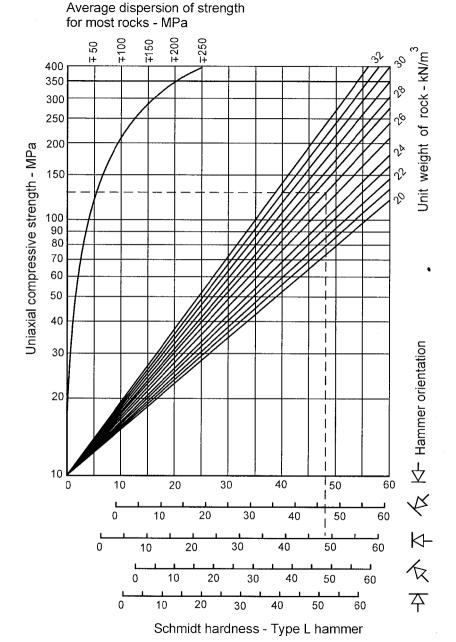
P.es.:

Sch. H. = 48

 γ =26 kN/m³

⇒ JCS=135±50 MPa





La determinazione di JRC può essere effettuata mediante un confronto qualitativo con i profili tipici di scabrezza ⇒

ovvero da semplici prove in sito su blocco, invertendo la relazione di Barton & Choubey, noti il peso del blocco, JCS e l'angolo di base.

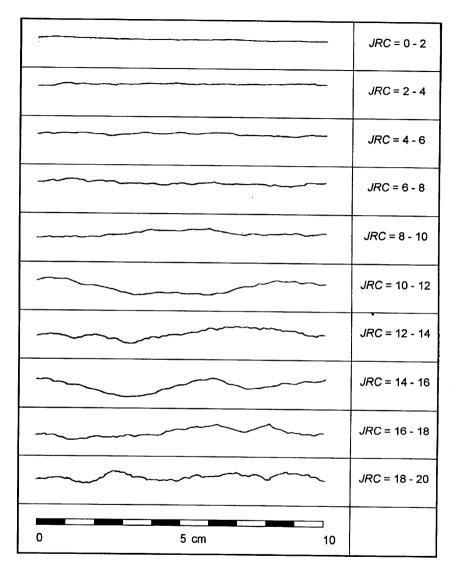


Figure 4.2: Roughness profiles and corresponding JRC values (After Barton and Choubey 1977).

Il confronto con i profili tipici può ben rappresentare la scabrezza in piccola scala (provini di laboratorio); tuttavia in sito (grande scala) la lunghezza della superficie di interesse può essere dell'ordine dei metri o più, e il valore di JRC deovrebbe essere stimato per la superficie in vera grandezza.

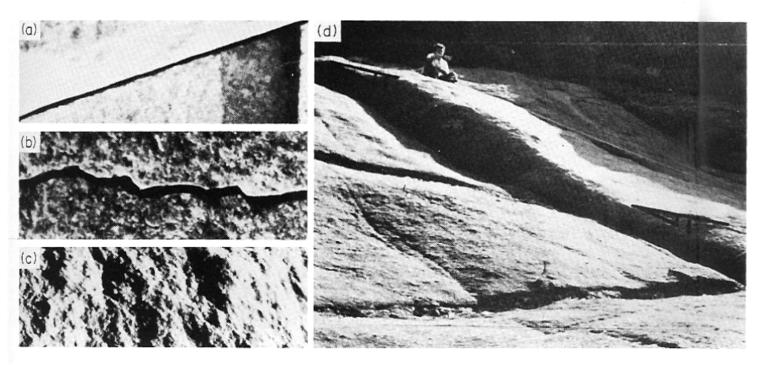
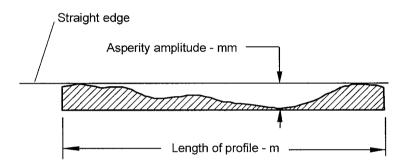


Figure 8 Sectional (a, b) and planar (c) views of small scale roughness and example of large undulations (d)

In tal caso può essere di aiuto il grafico proposto da Barton, di seguito riportato.



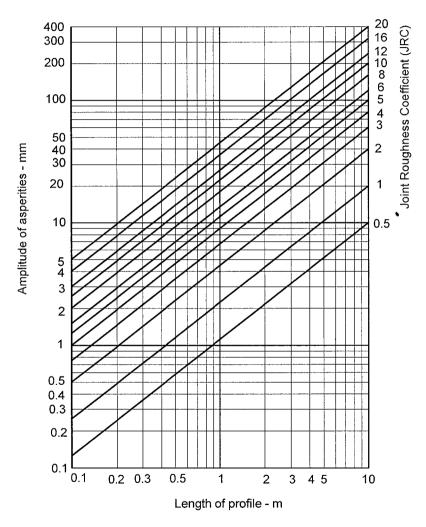
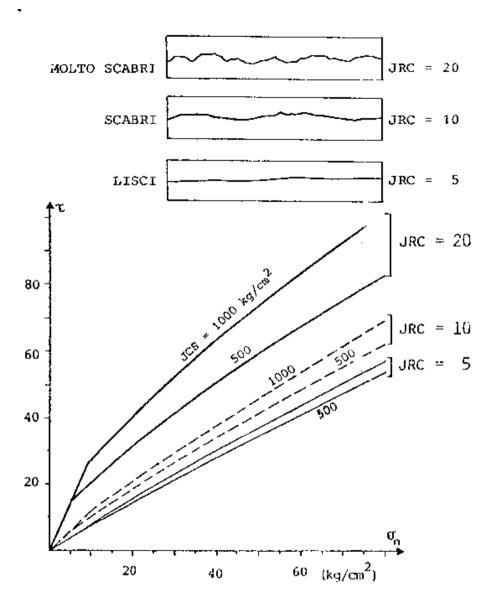
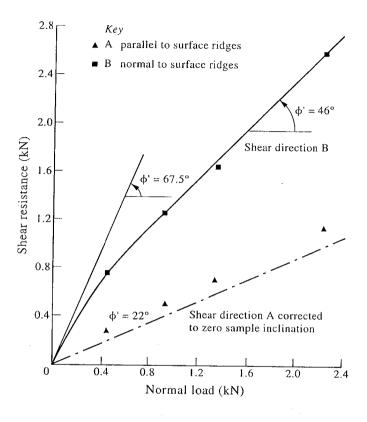


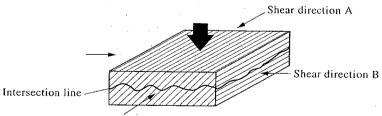
Figure 4.6: Alternative method for estimating *JRC* from measurements of surface roughness amplitude from a straight edge (Barton 1982).



L'origine della discontinuità ha notevole importanza sulle sue caratteristiche di resistenza; è da attendersi infatti che le fratture originate da sollecitazioni di trazione presentino irregolarità maggiori. Nelle superfici causate da sollecitazioni di taglio o per pregressi sensibili spostamenti (cause geologiche e frane), le asperità sono praticamente distrutte con resistenza prossima alla residua.

Grande influenza ha inoltre l'anisotropia, legata alla direzione della sollecitazione.





Il modello fin qui adottato è meno facilmente applicabile in presenza di discontinuità convenzionalmente denominate "giunti deboli", la cui eventuale presenza assume spesso importanza preponderante sulla stabilità di strutture in roccia.

I "giunti deboli" possono essere distinti in due gruppi principali:

- ✓ materiale sciolto apportato dall'esterno (sabbia, argilla)
- ✓ materiale derivato da alterazione delle pareti
- ✓ materiale dovuto alla scistosità della roccia di base

¤interstrati argillitici tra banchi di rocce più resistenti (es. calcari)

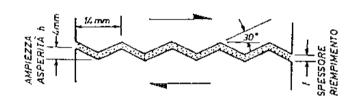


I dati sperimentali disponibili sui **"giunti deboli"** appaiono spesso tra loro contrastanti, dovute alle difficoltà :

- ✓ di caratterizzazione
- ✓ di sperimentazione diretta
- ✓legate si fenomeni di generazione e dissipazione di pressioni interstiziali

Sarebbe sempre necessario caratterizzare il giunto debole, facendo riferimento anche alle procedure tipiche della meccanica delle terre.

Alcuni risultati indicano che la resistenza residua di una d. con riempimento è sempre compresa tra quella del riempimento e quella di un giunto scabro con pareti a contatto; la resistenza diminuisce all'aumentare dello spessore del riempimento, ma si mantiene superiore alla resistenza di quest'ultimo anche quando il suo spessore è maggiore dell'altezza delle ondulazioni.



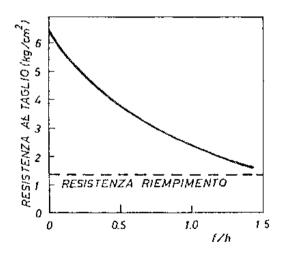


Table 4.1: Shear strength of filled discontinuities and filling materials (After Barton 1974)

Rock	Description	Peak c' (MPa)	Peak φ°	Residual c' (MPa)	Residual
Basalt	Clayey basaltic breccia, wide variation from clay to basalt content	0.24	42		
Bentonite	Bentonite seam in chalk Thin layers Triaxial tests	0.015 0.09-0.12 0.06-0.1	7.5 12-17 9-13		
Bentonitic shale	Triaxial tests Direct shear tests	0-0.27	8.5-29	0.03	8.5
Clays	Over-consolidated, slips, joints and minor shears	0-0.18	12-18.5	0-0.003	10.5-16
Clay shale	Triaxial tests Stratification surfaces	0.06	32	o	19-25
Coal measure rocks	Clay mylonite seams, 10 to 25 mm	0.012	16	О	11-11.5
Dolomite	Altered shale bed, \pm 150 mm thick	0.04	14.5	0.02	17
Diorite, granodiorite and porphyry	Clay gouge (2% clay, PI = 17%)	o	26.5		
Granite	Clay filled faults Sandy loam fault filling Tectonic shear zone, schistose and broken	0-0.1 0.05	24-45 40		-
	granites, disintegrated rock and gouge	0.24	42		
Greywacke	1-2 mm clay in bedding planes			О	21
Limestone	6 mm clay layer 10-20 mm clay fillings <1 mm clay filling	0.1 0.05-0.2	13-14 17-21	O	13
Limestone, marl and lignites	Interbedded lignite layers Lignite/marl contact	0.08 0.1	38 10		
Limestone	Marlaceous joints, 20 mm thick	О	25	o	15-24
Lignite	Layer between lignite and clay	0.01403	15-17.5		
Montmorillonite Bentonite clay	80 mm seams of bentonite (mont- morillonite) clay in chalk	0.36 0.01602	14 7.5-11.5	0.08	11
Schists, quartzites and siliceous schists	100-15- mm thick clay filling Stratification with thin clay Stratification with thick clay	0.03-0.08 0.61-0.74 0.38	32 41 31		
Slates	Finely laminated and altered	0.05	33		
Quartz / kaolin / pyrolusite	Remoulded triaxial tests	0.04209	36-38		

L'Ammasso Roccioso

La struttura di un ammasso roccioso è generalmente assimilabile ad un sistema multicorpo a diverso grado di separazione.

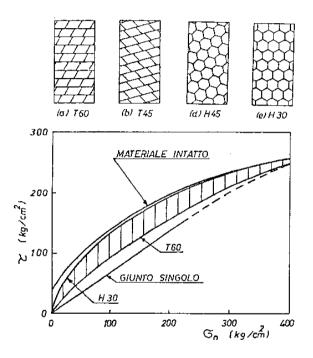
Le caratteristiche meccaniche sono condizionate

- da quelle della matrice lapidea
- da quelle delle discontinuità (prevalentemente)

Infatti:

- 1) le <u>caratteristiche morfologiche</u> dell'insieme definiscono il limite inferiore delle proprietà meccaniche;
- 2) <u>le caratteristiche geometriche</u> (spaziatura e grado di definizione dei volumi rocciosi) definiscono **la "posizione"** dei valori di tali proprietà rispetto al limite superiore (roccia intatta) ed inferiore (discontinuità)

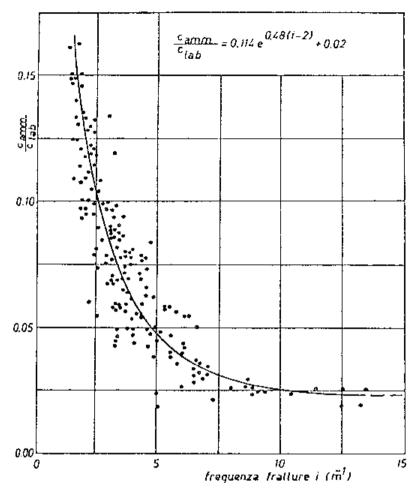
As es.: sistemi di discontinuità caratterizzati da elevata frequenza, comportano bassi valori di "coesione" per l'ammasso, a causa dell'elevato grado di separazione tra volumi unitari.



Viceversa, sistemi caratterizzati da spaziatura larga (bassa frequenza), portano a situazioni in cui i volumi di roccia sono connessi da legami ("ponti di roccia") responsabili di coesione anche elevati.

Tali considerazioni sono più o meno implicitamente contenute nei cosiddetti sistemi di classificazione degli ammassi rocciosi, che possono portare ad una valutazione quantitativa dei parametri meccanici degli ammassi stessi (vedi punti successivi).

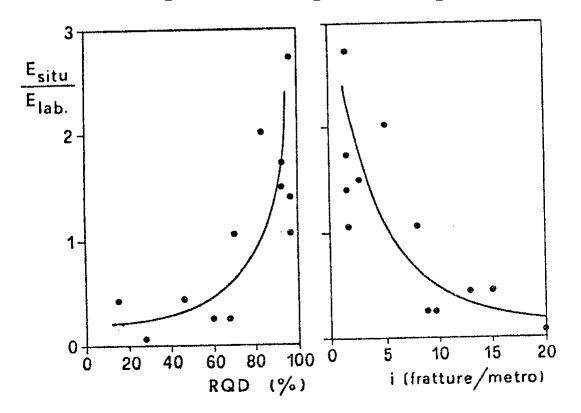
Alternativamente, un metodo speditivo (ed in certi casi cautelativo, specialmente nei problemi di scavi profondi) per la valutazione della coesione dell'ammasso, è la relazione di Manev e Avramova-Tacheva, ottenuta da back-analysis di movimenti franosi.



$$\left(\frac{c_{amm}}{c_{lab}}\right) = 0.114 \cdot e^{-0.48(i-2)} + 0.02$$

Anche la deformabilità dell'ammasso roccioso si deve ritenere intermedia tra quella dei soli giunti e quella della roccia intatta ed aumenta al diminuire della frequenza delle discontinuità.

Supposta fissate frequenza e caratteristiche della matrice lapidea, diventano fondamentali i caratteri morfologici: apertura, stato di alterazione, presenza e tipo di riempimento.



Oss: il modulo di lab. può essere influenzato da disturbo subito dal provino

Anche **le proprietà idrauliche dell'ammasso** sono determinate in modo fondamentale dalle caratteristiche dei sistemi di discontinuità: la sua conducibilità idraulica, fissate le caratteristiche morfologiche, è proporzionale alla frequenza i ed all'apertura e.

Nel caso semplice illustrato in Figura (set di discontinuità parallele, liscie, non interconnesse) la conducibilità idraulica si può stimare dalla:

$$k = \frac{1}{12} \frac{e^3}{b} \frac{\gamma_w}{\mu}$$

(μ :visc.cinem.acqua $\approx 10^{-6}$ m²/s)

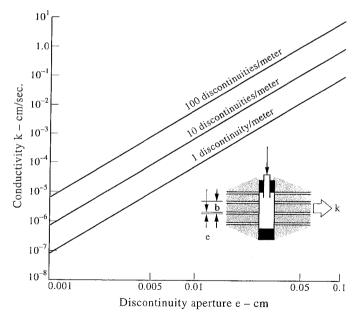


Figure 9.4 Variation of discontinuity set permeability as a function of the aperture and discontinuity frequency (after Hoek and Bray, 1977).

A parità di frequenza, il fenomeno è dominato da apertura, riempimento e rugosità della superficie delle pareti; la conducibilità idraulica è, infatti, direttamente proporzionale alla apertura ed inversamente alla rugosità, che rende tortuoso il percorso dell'acqua.

Una proposta, basata su sperimentazione (Lousi & Maini), per valutare la velocità media dell'acqua, noto il gradiente di potenziale j, è la seguente:

- Oss.1 : Nella realtà il fenomeno è ben più complesso, a causa di interconnessioni (reticoli di discontinuità), geometrie differenti, permeabilità materiale di riempimento e influenza tensioni agenti.
- Oss.2 : Un problema ulteriore è legato alla definizione delle pressioni interstiziali, al fine della valutazione di "tensioni efficaci"

PRESSIONI INTERSTIZIALI E TENSIONI EFFICACI

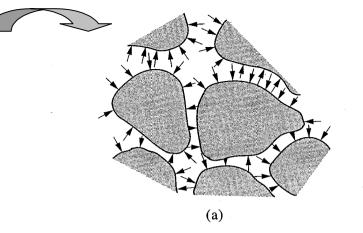
Nella <u>meccanica</u> <u>delle terre</u> la definizione e l'uso delle tensioni efficaci, sono aspetti di ben notà utilità e rilevanza pratica.

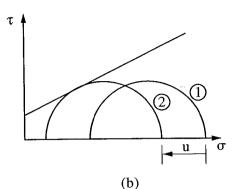
Nel seguito sono illustrati i tensori delle pressioni totali, interstiziali (neutre) ed efficaci, nell'ipotesi semplificativa di mezzo completamente saturo.

$$\begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_{yy} & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_{zz} \end{bmatrix} - \begin{vmatrix} u & o & o \\ o & u & o \\ o & o & u \end{vmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma'_{xx} & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma'_{yy} & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma'_{zz} \end{bmatrix}$$

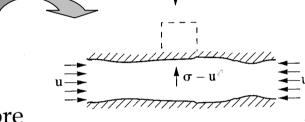
Nella <u>meccanica</u> <u>delle</u> <u>rocce</u> <u>e</u> <u>degli</u> <u>ammassi</u> <u>rocciosi</u> il problema è più complesso, dovendo considerare la porosità del mezzo in termini di porosità "primaria" (ovvero riferibile alla permeabilità "primaria", associabile alla matrice lapidea) e di porosità "secondaria" (ovvero riferibile alle discontinuità)

1) Pressione
interstiziale agente su
microstruttura ⇒
permeabilità
primaria⇒ pressioni
efficaci agenti
sull'elemento

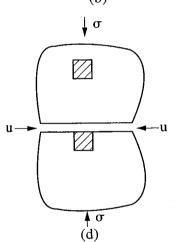




2) Pressione interstiziale ← agente su discontinuità ⇒ permeabilità secondaria ⇒



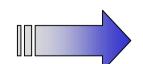
(c)



 quale componente del tensore degli sforzi ??

 pressioni efficaci agenti su quale elemento ??

 Influenza su comportamento meccanico discontinuità ma non su matrice lapidea.



Difficoltà nel definire una legge "globale" che regoli i rapporti tra tensioni totale ed efficaci per mat.lap. e disc.

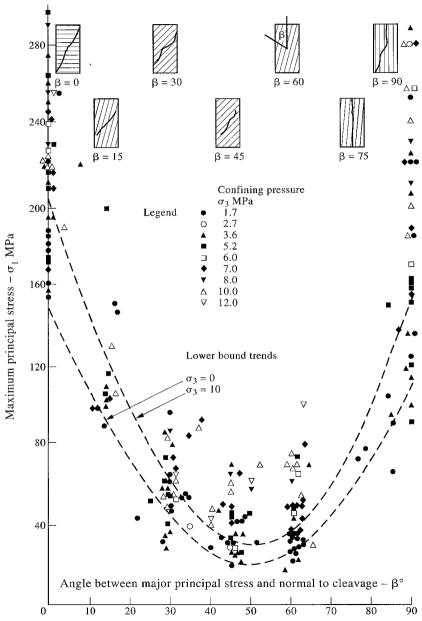
RESISTENZA DI AMMASSI ROCCIOSI

E' possibile sviluppare un semplice schema per visualizzare come la presenza di una o più discontinuità possa influenzare la resistenza di un ammasso roccioso.

Le ipotesi di partenza sono:

- Presenza di una unica discontinuità ("piano di debolezza") all'interno di un campione di roccia;
- Analisi delle condizioni limiti di resistenza a mezzo del criterio di Mohr-Coulomb;
- Rottura, quindi, associata a fenomeni di scorrimento per taglio.

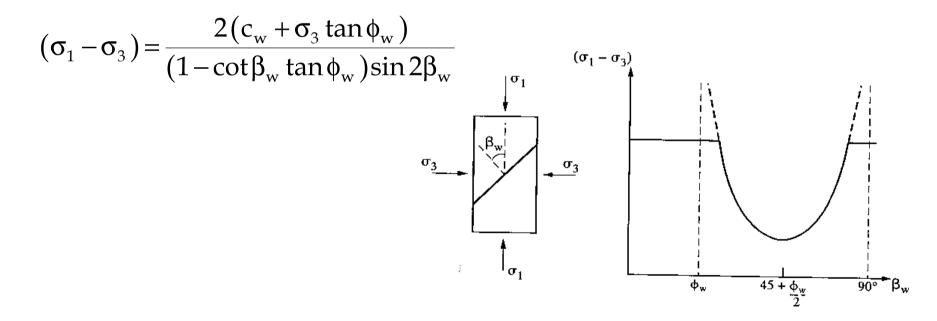
anisotropia in termini di resistenza



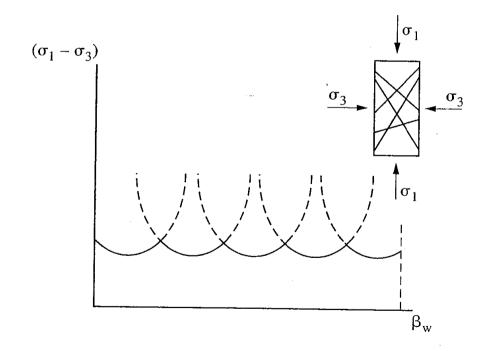
La resistenza del campione dipende dall'orientazione della d., per valori di β_w compresi tra ϕ_w (angolo attrito discontinuità) e 90° (valori per cui l'orientazione non influenza la resistenza).

Al variare di β_w l'influenza della d. diventa più marcata ed è possibile osservare che la minima resistenza si ottiene per β_w = (45+ ϕ_w /2).

Utilizzando il criterio di Mohr-Coulomb, avendo definito i valori di τ e $\sigma_{n'}$, sul piano della discontinuità, si può ottenere:

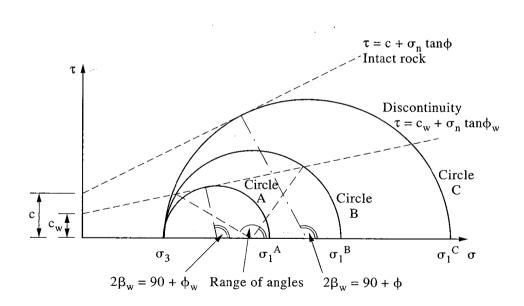


In base a quanto osservato, si può estendere al caso di molte discontinuità variamente orientate. Ogni d. tenderà ad indebolire la roccia come schematizzato in figura, secondo diverse direzioni contemporaneamente, con risultato tale da far tendere, al crescere del numero di discontinuità, ad un **comportamento isotropo** in termini di resistenza, come in un mezzo granulare



Alternativamente, si può considerare direttamente la rappresentazione dei cerchi di Mohr, considerando che la rottura possa avvenire, come casi estremi ed a parità di tensione di confinamento, lungo il piano della discontinuità o lungo superfici di neoformazione nella massa di roccia. In tali casi potranno definirsi parametri di resistenza riferiti alla discontinuità o alla matrice lapidea.

Il verificarsi di tali condizioni dipende dalla orientazione relativa di tensioni principali e discontinuità, ed ha una grande rilevanza pratica (es. scavi in ammassi fratturati).



...... ed ecco che si torna a quanto già visto, ma dall'estremo opposto, con la possibilità di utilizzare un criterio di resistenza formulato per la roccia intatta, ma caratterizzato da opportuni parametri.

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \left(\frac{\sigma_3}{\sigma_c} m_d + s_d\right)^{a_d}$$

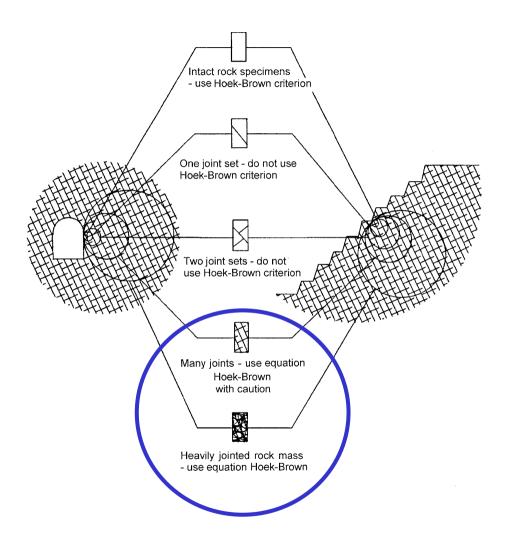


Table 8.1 Approximate relations between rock mass quality and the material constants in the Hoek–Brown failure criterion (from Hoek and Brown (1988)). Undisturbed values are in italics

Approximate relation	iship l	between rock							
Disturbed rock mass m and s values	·····		undisturbed rock mass m and a values						
EMPIRICAL FAILURE CRITERION $\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m\sigma_c\sigma_3 + s\sigma_c^2}$ $\sigma_1 = \text{major principal stress}$ $\sigma_3 = \text{minor principal stress}$ $\sigma_c = \text{uniaxial compressive strength}$ of intact rock, and $m \text{ and } s \text{ are empirical constants.}$	CARBONATE ROCKS WITH WELL DEVELOPED CRYSTAL CLEAVAGE dolomite, limestone and marble		LITHIFIED ARGILLACEOUS ROCKS mudstone, siltstone, shake and slate (normal to Ckavage)	ARENACEOUS ROCKS WITH STRONG CRYSTALS AND POORLY DEVELOPED CRYSTAL CLEAVAGE sandstone and quartite	FINE GRAINED POLYMINERALLIC IGNEOUS CRYSTALLINE ROCKS andesite, dobrite, diabase and rhyolite	COARSE GRAINED POLYMINERALLIC IGNEOUS & METAMORPHIC CRYSTAL-LINE ROCKS – amphibolite, gabbro gneiss, granite, norite, quartz-diorite			
INTACT ROCK SAMPLES Laboratory size specimens free from discontinuities CSIR rating: RMR = 100 NGI rating: Q = 500	m s m	7.00 1.00 7.00 1.00	10.00 1.00 10.00 1.00	15.00 1.00 15.00 1.00	17.00 1.00 17.00 1.00	25.00 1.00 25.00 1.00			
VERY GOOD QUALITY ROCK MASS									
Tightly interlocking undisturbed rock	m s	2.40 0.082	3.43 0.082	5.14 0.082	5.82 0.082	8.56 0.082			
with unweathered joints at 1 to 3m. CSIR rating: RMR = 85	m	4.10	5.85	8.78	9.95	14.63			
NGI rating: Q = 100	s	0.189	0.189	0.189	0.189	0.189			
GOOD QUALITY ROCK MASS									
Fresh to slightly weathered rock, slightly	m	0.575	0.821	1.231	1.395	2.052			
disturbed with joints at 1 to 3m.	\$	0.00293	0.00293	0.00293	0.00293	0.00293			
CSIR rating: RMR = 65	m	2.006 0.0205	2.865 0.0205	4.298 0.0205	4.871 0.0205	7.163 0.0205			
NGI rating: Q = 10	S	0.0203	0.0203	0.0203	0.0203	0.0203			
FAIR QUALITY ROCK MASS		0.100	0.100	0.075		0.450			
Several sets of moderately weathered	m	0.128	0.183	0.275	0.311	0.458			
joints spaced at 0.3 to 1m.	\$	0.00009 0.947	0.00009 1.353	0.00009 2.030	0.00009 2.301	0.00009 3.383			
CSIR rating: RMR = 44 NGI rating: Q = 1	m s	0.00198	0.00198	0.00198	0.00198	0.00198			
POOR QUALITY ROCK MASS		0.000	0.041	0.061	0.060	0.102			
Numerous weathered joints at 30-500mm,	m	0.029 0.000003	0.041 0.000003	0.061 0.000003	0.069 0.000003	0.102 0.000003			
some gouge. Clean compacted waste rock	\$	0.000003	0.000003	0.000003	1.087	1.598			
CSIR rating: RMR = 23 NGI rating: Q = 0.1	m s	0.00019	0.00019	0.00019	0.00019	0.00019			
VERY POOR QUALITY ROCK MASS									
Numerous heavily weathered joints spaced	m	0.007	0.010	0.015	0.017	0.025			
<50mm with gouge. Waste rock with fines.	5	0.0000001	0.0000001	0.0000001	0.0000001	0.0000001			
CSIR rating: RMR = 3	m	0.219	0.313	0.469	0.532	0.782			
NGI rating: Q = 0.01	s	0.00002	0.00002	0.00002	0.00002	0.00002			

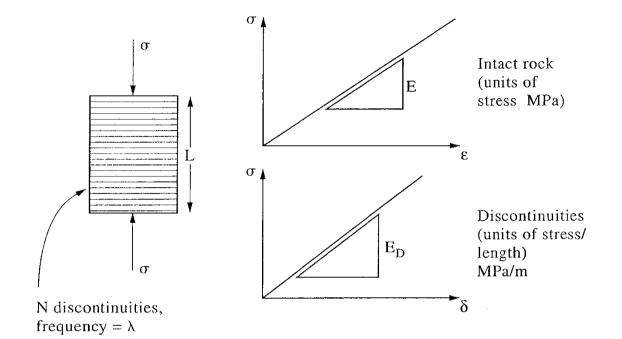


DEFORMABILITÀ DI AMMASSI ROCCIOSI

E' possibile sviluppare un semplice schema per visualizzare come la presenza di una o più discontinuità possa influenzare la **deformabilità** di un ammasso roccioso.

Le ipotesi di partenza sono:

- Presenza di un set di N discontinuità parallele all'interno di un campione di roccia;
- Analisi delle condizioni di deformazione sotto l'azione di una forza normale;
- Comportamento lineare in termini di rigidezza
- Spessore delle discontinuità << altezza campione.



spostam. totale:

$$\delta_{d} = \delta_{R} + \delta_{D} \qquad \Rightarrow \qquad \delta_{d} = \frac{\sigma}{E} L + \frac{\sigma}{E_{D}} N = \frac{\sigma}{E} L + \frac{\sigma}{E_{D}} L \lambda \qquad \Rightarrow \lambda = \frac{1}{s}$$

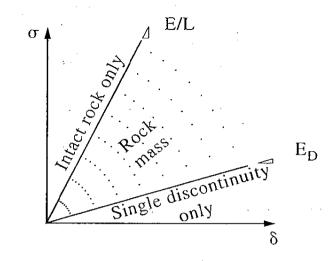
$$N = \frac{L}{s} = \lambda L$$

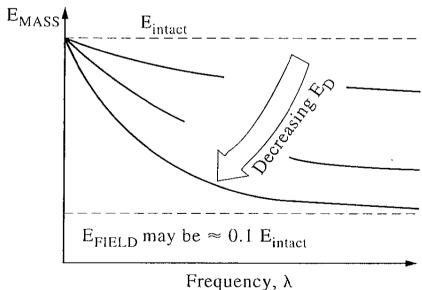
$$\Rightarrow \delta_{\rm d} = \sigma L \cdot \left(\frac{1}{E} + \frac{\lambda}{E_{\rm D}} \right)$$

$$\varepsilon_{\rm d} = \frac{\delta_{\rm d}}{\rm L} = \sigma \left(\frac{1}{\rm E} + \frac{\lambda}{\rm E_{\rm D}} \right)$$



$$E_{\text{mass}} = E_{\text{d}} = \frac{\sigma}{\varepsilon_{\text{d}}} = \frac{1}{\left(\frac{1}{E} + \frac{\lambda}{E_{\text{D}}}\right)}$$





Data la difficoltà nel definire i moduli di roccia e soprattutto di discontinuità, considerando lo schema semplificativo adottato e l'influenza che altri fattori morfologici hanno sulla rigidezza dell'insieme, è chiaro che da un punto di vista pratico si necessita di un approccio più generale per definire il **modulo della'ammasso.**

Come nel caso della resistenza, si potrà far ricorso alle classificazioni geomeccaniche dell'ammasso roccioso.

ANISOTROPIA E ETEROGENEITÀ

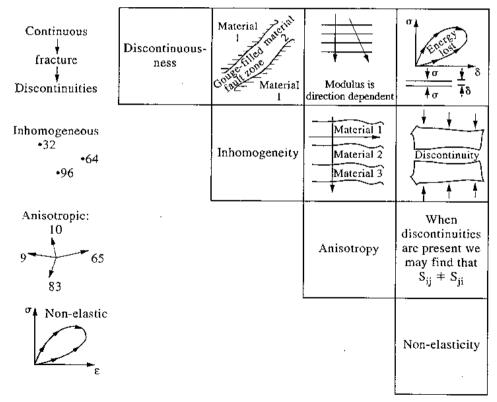
I semplici schemi analizzati per resistenza, deformabilità e permeabilità, permettono di comprendere che un ammasso roccioso, considerato nell'insieme, sarà sempre caratterizzato da comportamento:

anisotropo

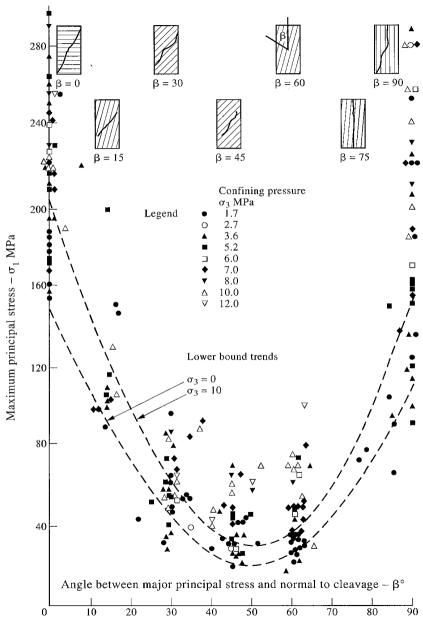
➤ differenti proprietà nelle diverse direzioni

eterogeneo

differenti proprietà in diverse posizioni



Ad es. anisotropia in termini di resistenza

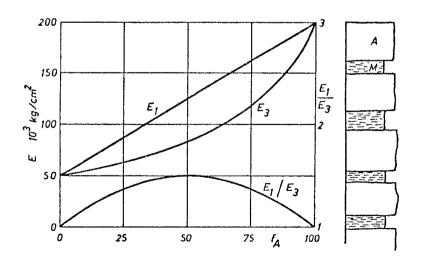


Ad es. **eterogeneità in** termini di deformabilità.

A.R. costituito da alternanze di arenarie (A) e marne (M), le prime più rigide delle seconde.

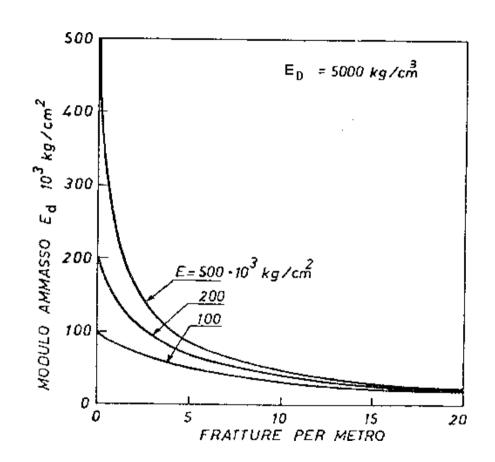
Il comportamento potrebbe essere analizzato in termini di mezzo trasversalmente isotropo definendo moduli medi pesati in funzione frequenza diversi litotipi (E_1 modulo in direz. parallela strati; E_3 in direz. normale).





Ad es. eterogeneità in termini di deformabilità.

A.R. costituito da roccia di modulo E e discontinuità di modulo E_D . Anche in questo caso il comportamento potrebbe essere analizzato in termini di mezzo trasversalmente isotropo definendo il modulo dell'ammasso in funzione di E e di λ (frequenza discontinuità) Quanto illustrato è analogo a quanto visto precedentemente.



- Oss.: E' a tutti ben noto come spesso si adotti, nella pratica, il mezzo <u>C</u>ontinuo, <u>O</u>mogeneo, <u>E</u>lastico-<u>L</u>ineare, <u>I</u>sotropo (**COELI**)
- Nella realtà si ha invece un mezzo

<u>D</u>iscontinuo, <u>A</u>nisotropo, <u>E</u>terogeneo, <u>N</u>on-Lineare, <u>P</u>lastico (**DAENP**)

- Le analisi con COELI sono più semplici, rapide, a volte sufficientemente rappresentative, a volte completamente errate.
- Le analisi con DAENP necessitano sforzi preliminari di indagine e conoscenza, valutazioni più onerose, ma sono spesso più accurate ed affidabili.
- Non è possibile a priori stabilire quale strada sia migliore, dipendendo dal tipo di problema ingegneristico.
- Sicuramente un aiuto per caratterizzare il comportamento d'insieme delle varie componenti l'ammasso roccioso, almeno da un punto di vista applicativo ed qualitativo, si ottiene dalle classificazioni geomeccaniche dell'ammasso roccioso.

SISTEMI DI CLASSIFICAZIONE DEGLI AMMASSI ROCCIOSI

Costituiscono il principale approccio empirico al progetto di opere che interessano la meccanica delle rocce.

Il loro ruolo è ben definito da quanto osservato da Bieniawski:

"They are not intended to replace analytical consideration, field observations or engineering judgement; they were simply to be design aids, forming only a part of the rock engineer's bag of tools"

Un valido SCAR deve:

- ✓ Essere semplice e comprensibile ed universalmente adottabile;
- ✓ Essere basato su parametri misurabili con strumenti semplici ed economici, così da permettere scelte mirate in una fase iniziale di un progetto, anche per la pianificazione successiva di indagini più approfondite;
- ✓ Includere parametri identificativi del comportamento di un ammasso roccioso.

Si richiamano i principali sistemi:

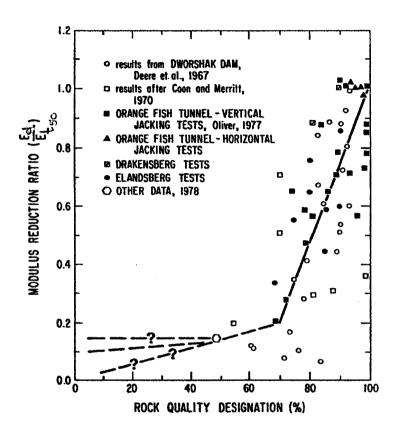
- ♦ "RQD" Rock Quality Designation (Deere, 1966; Coon & Merritt, 1970)
- ♦ "RMR" Rock Mass Rating (Bieniawski, 1973-1993)
- ♦ "Q" Rock Tunnelling Quality Index (Barton et al, 1974)
- ♦ "GSI" Geological Strength Index (Hoek, 1995)

Tali sistemi forniscono, in generale, una valutazione quantitativa della "qualità" dell' A.R., e permettono di valutarne parametri di resistenza, di deformabilità ed indicazioni empiriche su particolari tecniche di intervento

"RQD"

Descrizione della qualità dell'ammasso roccioso	Indice RQD	Coefficiente di riduzione del modulo $(E_d/E_{t,50})$				
Molto povera	0-25	<0.20				
Povera	25-50	<0.20				
Discreta	50-75	0.20-0.50				
Buona	75-90	0.50-0.80				
Eccellente	90-100	0.80-1.00				

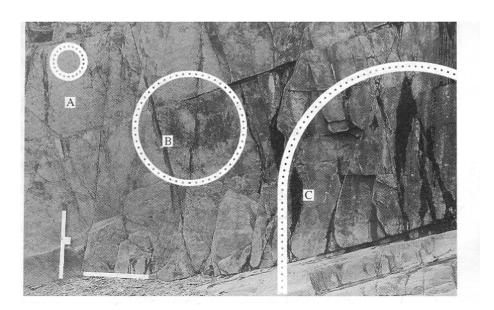
DEFORMABILITÀ A.R. DA RQD



Per quanto già osservato precedentemente l'utilizzo di RQD come unico parametro caratterizzante l'A.R. risulta limitativo, in quanto parametro unicamente geometrico, puntuale e non riferibile alla matrice lapidea.

"RMR"

Punto di partenza per l'applicazione di tale sistema e la suddivisione dell'A.R. (di sua natura discontinuo ed eterogeneo) in zone caratterizzate dallo stesso litotipo e da insiemi di discontinuità definibili tramite da parametri geometrici e morfologici. Tali zone possono essere considerate "uniformi" e "rappresentative" almeno alla scala dell'opera da realizzarsi



La classificazione, alll'interno della zona di uniformità, avviene assegnando voti parziali ai 5 (6) parametri fondamentali ed infine un voto totale indicante la qualità dell'ammasso:

```
R_1 = 1 \div 15 \rightarrow f(resistenza compressione monoassiale \sigma_c / I_{s50})
R_2 = 3 \div 20 \rightarrow f(recupero percentuale modificato RQD)
R_3 = 5 \div 20 \rightarrow f(spaziatura discontinuità)
R_4 = 0 \div 30 \rightarrow f(condizioni delle discontinuità)
R_5 = 0 \div 15 \rightarrow f(presenza acqua in discontinuità)
R_6 \le 0 \rightarrow f(orientazione delle discontinuità)
```

Table 4.4: Rock Mass Rating System (After Bieniawski 1989).

	D	oromotor					Dance of column					
	Parameter Strength of Point-load strength index		>10 MPa 4 - 10 N		Range of values 2 - 4 MPa		1 - 2 MPa		For this low range - uniaxial compressiv test is preferred			
1	intact rock Uniaxial comp. material strength		>250 MPa	100 - 250 MPa		50 - 100 MPa	25 - 50 MPa		5 - 25 MPa	1 - 5 MPa	< 1 MPa	
	Rating		15	12		7		4	2	1	0	
	Drill c	Drill core Quality RQD 9		90% - 100%	75% - 90%		50% - 75%	25%	- 50%	< 25%		
2	Rating		20	17		13	8		3			
	Spacing of discontinuities		> 2 m	0.6 - 2 . m		200 - 600 mm	60 - 2	00 mm	< 60 mm			
3	Rating			20	15		10		8	5		
4	Condition of discontinuities (See E)			Very rough surfaces Not continuous No separation Unweathered wall rock	Slightly rough surfaces Separation < 1 m Slightly weathere walls	nm ed	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Highly weathered walls	Gouge < 5	or i 1-5 mm	Soft gouge >5 mm thick or Separation > 5 mm Continuous		
		Rating		30	25		20	1	10		0	
5	Inflow per 10 m tunnel length (l/m)		None	< 10		10 - 25	25 -	125	> 125			
	Ground water	Ground (Joint water water (Major princi		0	< 0.1		0.1, - 0.2		- 0.5	> 0.5		
			conditions	Completely dry	Damp		Wet	Drip	ping	F	lowing	
	Rating		15	10		7		4		0		
				DISCONTINUITY ORIE								
Strik	e and dip			Very favourable	Favourable		Fair	Unfavo	ourable	Very Unfavoura		rable
	Tunnels & mines		0	-2		-5		10	-12			
R	atings	•		0	-2		-7		15	-2		
		SI	opes	0	-5		-25		50			
		SS CLAS	SSES DETE	RMINED FROM TOTA	L RATINGS							
Ratii				100 ← 81	80 ← 61				- 21	< 21		
	s number	Г			11		111		٧	V		
	cription			Very good rock	Good rock		Fair rock	Poor	rock	Very	poor ro	ck
			K CLASSE									
Class number				ı	11		III		V	V		
Average stand-up time		20 yrs for 15 m span	1 year for 10 m span		1 week for 5 m span	10 hrs for 2.5 m span		30 min for 1 m spa				
Cohesion of rock mass (kPa)				> 400	300 - 400		200 - 300	100 - 200		< 100		
			nass (deg)	> 45	35 - 45		25 - 35	15	- 25		< 15	
_				ATION OF DISCONTI		;						
Discontinuity length (persistence) Rating		< 1 m 6	1 - 3 m 4		3 - 10 m 2	10 - 20 m 1		> 20 m				
Separation (aperture)		None	< 0.1 mm		0.1 - 1.0 mm	1 - 5 mm		> 5 mm				
Rating		6	5		4	1		0				
Roughness Rating		Very rough 6	Rough 5		Slightly rough 3	Smooth 1		Slickensided 0		:d		
Infilling (gouge) Rating		None 6	Hard filling < 5 mm		Hard filling > 5 mm	Soft filling < 5 mm		Soft filling > 5 mm				
Weathering Ratings		Unweathered 6	Slightly weathered 5		Moderately weathered 3	Highly weathered		Decomposed 0				
F. E	FFECT O	F DISCO	NTINUITY	STRIKE AND DIP ORI	ENTATION IN TUI	NNEL	LING**					
		St	rike perpend	licular to tunnel axis			Strike	e parallel to	tunnel axis			
	Drive with dip - Dip 45 - 90° Drive with di				Dip 20 - 45°		Dip 45 - 90°		Dip 20 - 45°			
					abla		Very unfavourable		Fair			
	Ver	y favoura	able	Favour	able		very uniavourable			i cili		
			Dip 45-90°	Drive against dip				20 - Irrespec	tive of strike			

^{*} Some conditions are mutually exclusive . For example, if infilling is present, the roughness of the surface will be overshadowed by the influence of the gouge. In such cases use A.4 directly.

** Modified after Wickham et al (1972).

$$RMR_{B} = R_{1} + R_{2} + R_{3} + R_{4} + R_{5}$$

$$RMR_{T} = R_{1} + R_{2} + R_{3} + R_{4} + R_{5} + R_{6}$$

Oss.: su il tot. di 100 (RMR_B)

parametri matrice lapidea max 15% parametri discontinuità max 85% (40% geom. - 45% morfol.)

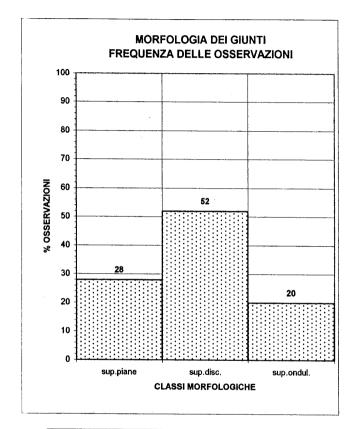


Figura 4-1la Diga della Lavagnina Inf. tutte le discontinuità n° delle osservazioni 406

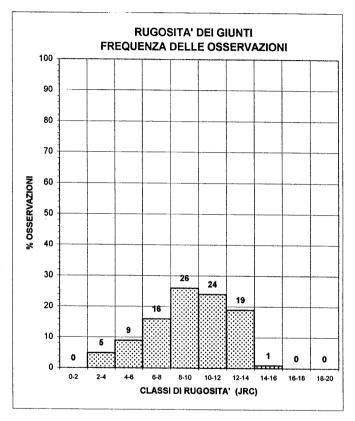


Figura 4-2la Diga della Lavagnina Inf. tutte le discontinuità n° delle osservazioni 406

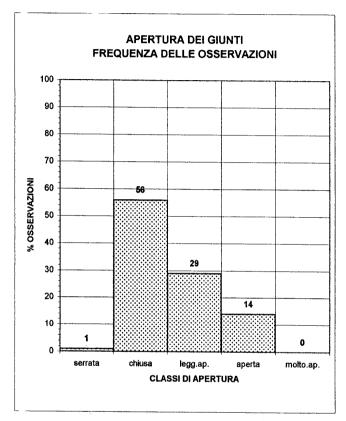


Figura 4-3la Diga della Lavagnina Inf.

tutte le discontinuità

n° delle osservazioni 406

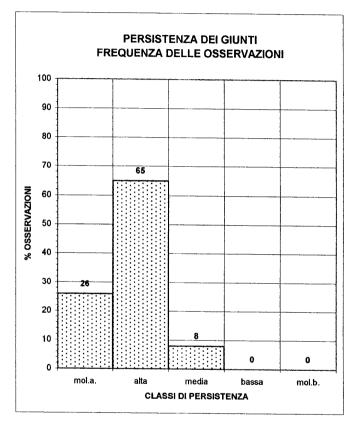


Figura 4-4la Diga della Lavagnina Inf. tutte le discontinuità n° delle osservazioni 406

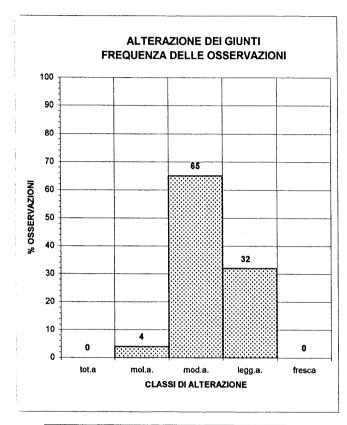


Figura 4-5la Diga della Lavagnina Inf. tutte le discontinuità n° delle osservazioni 406

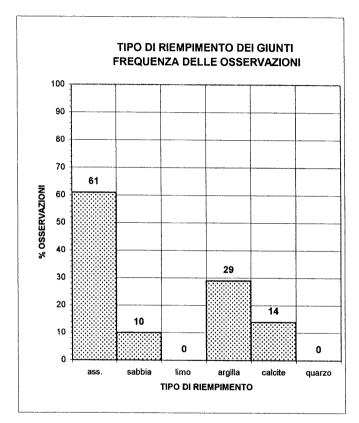
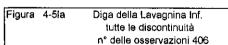


Figura 4-6la Diga della Lavagnina Inf. tutte le discontinuità n° delle osservazioni 355

CONDIZIONI IDRAULICHE DEI GIUNTI FREQUENZA DELLE OSSERVAZIONI 90 80 70 % OSSERVAZIONI 50 40 32 30 20 10 asciutto umido bagnato flusso



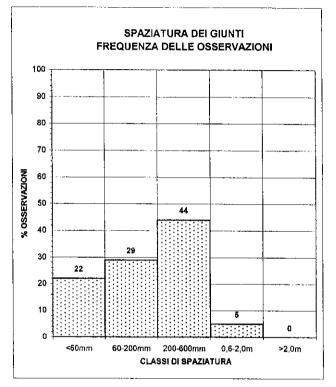


Figura 4-6la Diga della Lavagnina Inf. tutte le discontinuità n° delle osservazioni 406

Il parametro R₆

Es.: gallerie

Dipende da direzione di avanzamento, angolo di immersione ed direzione di immersione

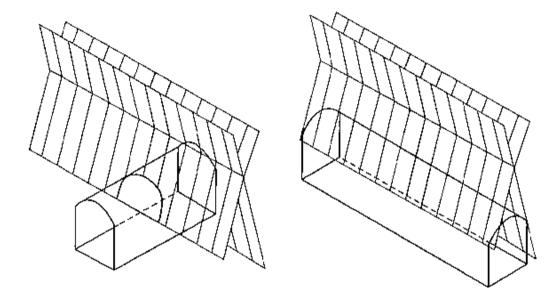


Figure 20.2 The effect of excavation orientation in relation to discontinuity set orientation.

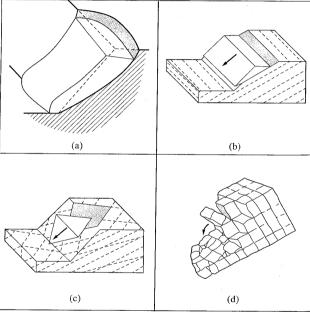
Il parametro R₆

Es.: pendii e fronti di scavo

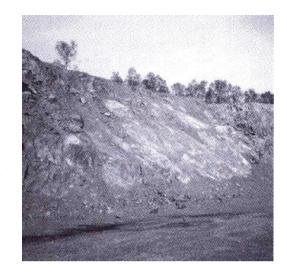
Dipende da meccanismo di istabilità, eventuale tipo di scavo, angolo di immersione ed direzione di immersione













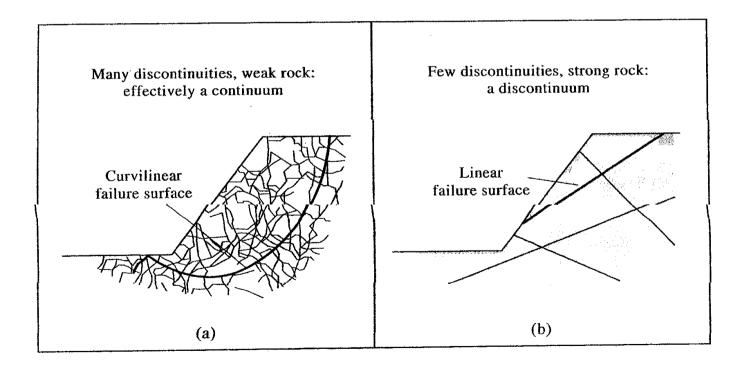
SISTEMA SMR (ROMANA, 1985)

$$RMR_{SLOPE} = RMR_B + (F_1 \times F_2 \times F_3) + F_4$$

Table 12.3 The SMR rating system (from Romana, 1985 and Bieniawski, 1989)

Case	,	Very Favorable	Favorable	Fair	Unfavorable	Very Unfavorable
	$\frac{\alpha_j - \alpha_s}{\alpha_s - 180^\circ}$	>30°	30-20°	20-10°	10-5°	<5°
P/T	F,	0.15	0.40	0.70	0.85	1.00
P	l <u>β</u> il	<20°	20-30°	30-35°	35-45°	>45°
P T	F ₂	0.15	0.40	0.70	0.85	1.00
<u> </u>	F ₂	1	11	1	1	1
	$\beta_j - \beta_s$	>10°	10-0°	O.	0°-(-10°)	<-10°
	$\beta_i + \beta_s$	<110°	110-120°	>120°	,	- 10
P/T P = plane failu	F ₃	0	-6	-25	-50	-60
			= joint dip.			
T = toppling fa	illure. β₌ = slope dip Natural Slope	• • • • • • • • • • • • • • • • • • • •	Presplitting	Smooth Blasting	Regular Blasting	Deficient Blasting
		• • • • • • • • • • • • • • • • • • • •		Smooth Blasting +8	•	
Method F ₄	Natural Slop	• • • • • • • • • • • • • • • • • • • •	Presplitting		Blasting	Blasting
Method F ₄	Natural Slope +15	• • • • • • • • • • • • • • • • • • • •	Presplitting	+8	Blasting	Blasting
Method F ₄	Natural Slope +15	• • • • • • • • • • • • • • • • • • • •	Presplitting +10	+8	Blasting	Blasting
Method F4 SMR = RMR 4	Natural Slope +15 $\vdash (F_1 \times F_2 \times F_3) + F_4$	• • • • • • • • • • • • • • • • • • • •	Presplitting +10 Tentative Description	+8 of SMR Classes	Blasting 0	Blasting
Method F4 SMR = RMR 4 Class No.	Natural Slop $+15$ $F(F_1 \times F_2 \times F_3) + F_4$ V	• • • • • • • • • • • • • • • • • • • •	Presplitting +10 Tentative Description	+8 of SMR Classes	Blasting 0	Blasting 8
Method F4 SMR = RMR 4 Class No. SMR	Natural Slope +15 $F(F_1 \times F_2 \times F_3) + F_4$ V $0-20$	9	Presplitting +10 Tentative Description IV 21-40	+8 of SMR Classes III 41-60	Blasting 0 II 61-80	81=100
Method F4 SMR = RMR 4 Class No. SMR Description	Natural Slope +15 ►(F ₁ × F ₂ × F ₃) + F ₄ V 0-20 Very poor	9	Presplitting +10 Tentative Description IV 21-40 Poor	+8 of SMR Classes III 41-60 Fair	Blasting 0 II 61-80 Good Stable	Blasting -8 I 81-100 Very good

Oss. L'applicazione del metodo RMR_T, con valutazione di parametri di resistenza potrebbe essere seguita solo nel caso (a); nel caso (b) il metodo SMR da' indicazioni sul possibile meccanismo di collasso, ma per analisi di stabilità è meglio ricorrere ad analisi al "discontinuo"



Metodo empirico per gallerie

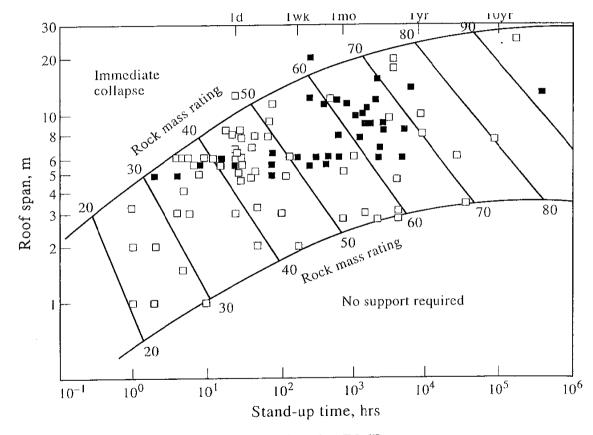


Figure 12.1 Excavation stand-up time for the RMR system.

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF}$$

 $J_n \rightarrow f$ (numero set discontinuità)

 $J_{r} \rightarrow f$ (rugosità discontinuità)

 $J_a \rightarrow f$ (alterazione discontinuità)

 $J_{w} \rightarrow f$ (pressione o flusso acqua in discontinuità)

SRF $\rightarrow f$ (presenza zone di taglio, di concentrazione tensioni, di zone con rocce rigonfianti)

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} = (0.001 \div 1000)$$

 $\frac{\text{RQD}}{\text{I}}$

fattore geometrico, indica dimensione blocchi

 $\frac{J_r}{J_a}$

<u>fattore di resistenza</u>, indica resistenza al taglio di interfaccia

 $\frac{J_{\rm w}}{{\rm SRF}}$

<u>fattore "ambientale</u>", indica pressioni interstiziali, pressioni in sito, caratteristiche "particolari" roccia.

Table 4.6: Classification of individual parameters used in the Tunnelling Quality Index \mathcal{Q} (After Barton et al 1974).

DESCRIPTION	VALUE	NOTES	
1. ROCK QUALITY DESIGNATION	RQD	1 Where 500 is : :	
A. Very poor B. Poor	0 - 25		r measured as ≤ 10 (including 0)
C. Fair	25 - 50	a nominal value of 10 is a	used to evaluate Q.
D. Good	50 - 75		
E. Excellent	75 - 90 90 - 100		00, 95, 90 etc. are sufficiently
	90 - 100	accurate.	
2. JOINT SET NUMBER A. Massive, no or few joints	J _n 0.5 - 1.0		
B. One joint set	0.5 - 1.0		
C. One joint set plus random	3		
D. Two joint sets	4		
E. Two joint sets plus random	6		
F. Three joint sets	9	1. For intersections use (3.0	w. 1. \
G. Three joint sets plus random	12	1. For intersections use (5.0	× ^J n)
H. Four or more joint sets, random,	15	2. For portals upo (2.0 × 1.)	
heavily jointed, 'sugar cube', etc.	15	2. For portals use $(2.0 \times J_n)$	
J. Crushed rock, earthlike	20		
3. JOINT ROUGHNESS NUMBER a. Rock wall contact	J_r		
b. Rock wall contact before 10 cm shear			
A. Discontinuous joints	4		
B. Rough and irregular, undulating	3		
C. Smooth undulating	2		
D. Slickensided undulating	1.5	1. Add 1.0 if the mean spaci	ng of the relevant joint set is
E. Rough or irregular, planar	1.5	greater than 3 m.	
F. Smooth, planar	1.0		
G. Slickensided, planar	0.5	2. $J_r = 0.5$ can be used for p	lanar, slickensided joints having
c. No rock wall contact when sheared		lineations, provided that t	he lineations are oriented for
H. Zones containing clay minerals thick	1.0	minimum strength.	
enough to prevent rock wall contact	(nominal)		
J. Sandy, gravely or crushed zone thick	1.0		
enough to prevent rock wall contact	(nominal)		
4. JOINT ALTERATION NUMBER a, Rock wall contact	J _a	φr degrees (approx.)	
A. Tightly healed, hard, non-softening,	0.745	1. Value	s of ϕr , the residual friction angle
impermeable filling			ended as an approximate guide
B. Unaltered joint walls, surface staining only	1.0		mineralogical properties of the
C. Slightly altered joint walls, non-softening	2.0		ion products, if present.
mineral coatings, sandy particles, clay-free			
disintegrated rock, etc.			
D. Silty-, or sandy-clay coatings, small clay-	3.0	20 - 25	
fraction (non-softening)			
E. Softening or low-friction clay mineral coatings,	4.0	8 - 16	
i.e. kaolinite, mica. Also chlorite, talc, gypsum			
and graphite etc., and small quantities of swelling			
clays. (Discontinuous coatings, 1 - 2 mm or less)			

Table 4.6: (cont'd.) Classification of individual parameters used in the Tunnelling Quality Index Q (After Barton et al 1974).

DESCRIPTION	VALUE	NOTES	
4, JOINT ALTERATION NUMBER	J _a	φr degrees	(approx.)
b. Rock wall contact before 10 cm shear	u		
F. Sandy particles, clay-free, disintegrating rock etc.	4.0	25 - 30	
G. Strongly over-consolidated, non-softening	6.0	16 - 24	
clay mineral fillings (continuous < 5 mm thick)			
H. Medium or low over-consolidation, softening	8.0	12 - 16	
clay mineral fillings (continuous < 5 mm thick)			
J. Swelling clay fillings, i.e. montmorillonite,	8.0 - 12.0	6 - 12	
(continuous < 5 mm thick). Values of Ja			
depend on percent of swelling clay-size			
particles, and access to water.			
c. No rock wall contact when sheared			
K. Zones or bands of disintegrated or crushed	6.0		
L. rock and clay (see G, H and J for clay	8.0		
M. conditions)	8.0 - 12.0	6 - 24	
N. Zones or bands of silty- or sandy-clay, small	5.0	•	
clay fraction, non-softening			
O. Thick continuous zones or bands of clay	10.0 - 13.0		
P. & R. (see G.H and J for clay conditions)	6.0 - 24.0		
5. JOINT WATER REDUCTION	J_{W}		42\
A. Dry excavation or minor inflow i.e. < 5 l/m locally	1.0	< 1.0	iter pressure (kgf/cm ²)
B. Medium inflow or pressure, occasional	0.66	1.0 - 2.5	
outwash of joint fillings	0.00	1.0 2.0	
C. Large inflow or high pressure in competent rock with unfilled joints	0.5	2.5 - 10.0	 Factors C to F are crude estimates; increase J_w if drainage installed.
D. Large inflow or high pressure	0.33	2.5 - 10.0	**
E. Exceptionally high inflow or pressure at blasting, decaying with time	0.2 - 0.1	> 10	Special problems caused by ice formation are not considered.
F. Exceptionally high inflow or pressure	0.1 - 0.05	> 10	
6. STRESS REDUCTION FACTOR		SRF	
a. Weakness zones intersecting excavation, which	ch may		
cause loosening of rock mass when tunnel is e	excavated		
	ntaining clay or	10.0	1. Reduce these values of SRF by 25 - 50% but
Multiple occurrences of weakness zones cor chemically disintegrated rock, very loose surrou depth)			
chemically disintegrated rock, very loose surroudepth)	unding rock any	5.0	only if the relevant shear zones influence do not intersect the excavation
chemically disintegrated rock, very loose surroudepth) B. Single weakness zones containing clay, or chemical tegrated rock (excavation depth < 50 m)	unding rock any	5.0	
chemically disintegrated rock, very loose surroudepth) B. Single weakness zones containing clay, or chemical	unding rock any		
chemically disintegrated rock, very loose surroudepth) B. Single weakness zones containing clay, or chemical tegrated rock (excavation depth < 50 m) C. Single weakness zones containing clay, or chemical	unding rock any ly dis- fully dis-		
chemically disintegrated rock, very loose surroudepth) B. Single weakness zones containing clay, or chemical tegrated rock (excavation depth < 50 m) C. Single weakness zones containing clay, or chemical tegrated rock (excavation depth > 50 m) D. Multiple shear zones in competent rock (clay free), le	unding rock any ly dis- fully dis-	2.5	
chemically disintegrated rock, very loose surroudepth) B. Single weakness zones containing clay, or chemical tegrated rock (excavation depth < 50 m) C. Single weakness zones containing clay, or chemical tegrated rock (excavation depth > 50 m) D. Multiple shear zones in competent rock (clay free), les surrounding rock (any depth) E. Single shear zone in competent rock (clay free). (de)	ly dis-	2.5	
chemically disintegrated rock, very loose surroudepth) B. Single weakness zones containing clay, or chemical tegrated rock (excavation depth < 50 m) C. Single weakness zones containing clay, or chemical tegrated rock (excavation depth > 50 m) D. Multiple shear zones in competent rock (clay free), less surrounding rock (any depth)	ly dis- ly dis- oose pth of	2.5 7.5	

Table 4.6: (cont'd.) Classification of individual parameters in the Tunnelling Quality Index Q (After Barton et al 1974).

DESCRIPTION		VALUE		NOTES
6. STRESS REDUCTION FACTOR			SRF	
b. Competent rock, rock stress prob	lems			
	σ_{c}/σ_{1}	$\sigma_t \sigma_1$		2. For strongly anisotropic virgin stress field
H. Low stress, near surface	> 200	> 13	2.5	(if measured): when $5 \le \sigma_1/\sigma_3 \le 10$, reduce σ_c
J. Medium stress	200 - 10	13 - 0.66	1.0	to $0.8\sigma_c$ and σ_t to $0.8\sigma_t$. When $\sigma_1/\sigma_3 > 10$,
K. High stress, very tight structure	10 - 5	0.66 - 0.33	0.5 - 2	reduce $\sigma_{\rm c}$ and $\sigma_{\rm t}$ to $0.6\sigma_{\rm c}$ and $0.6\sigma_{\rm t}$, where
(usually favourable to stability, may				$\sigma_{\rm C}$ = unconfined compressive strength, and
be unfavourable to wall stability)				$\sigma_{\rm t}$ = tensile strength (point load) and $\sigma_{\rm 1}$ and
L. Mild rockburst (massive rock)	5 - 2.5	0.33 - 0.16	5 - 10	σ_3 are the major and minor principal stresses
M. Heavy rockburst (massive rock)	< 2.5	< 0.16	10 - 20	3. Few case records available where depth of
c. Squeezing rock, plastic flow of in	competent roc	k		crown below surface is less than span width.
under influence of high rock pres	sure			Suggest SRF increase from 2.5 to 5 for such
N. Mild squeezing rock pressure			5 - 10	cases (see H).
O. Heavy squeezing rock pressure			10 - 20	
d. Swelling rock, chemical swelling	activity depen	ding on prese	nce of wate	er
P. Mild swelling rock pressure			5 - 10	
R. Heavy swelling rock pressure			10 - 15	

ADDITIONAL NOTES ON THE USE OF THESE TABLES

When making estimates of the rock mass Quality (Q), the following guidelines should be followed in addition to the notes listed in the tables:

- 1. When borehole core is unavailable, RQD can be estimated from the number of joints per unit volume, in which the number of joints per metre for each joint set are added. A simple relationship can be used to convert this number to RQD for the case of clay free rock masses: $RQD = 115 3.3 J_V$ (approx.), where $J_V = \text{total number of joints per m}^3$ (0 < RQD < 100 for 35 > $J_V > 4.5$).
- 2. The parameter J_n representing the number of joint sets will often be affected by foliation, schistosity, slaty cleavage or bedding etc. If strongly developed, these parallel 'joints' should obviously be counted as a complete joint set. However, if there are few 'joints' visible, or if only occasional breaks in the core are due to these features, then it will be more appropriate to count them as 'random' joints when evaluating J_n.
- 3. The parameters J_r and J_a (representing shear strength) should be relevant to the weakest significant joint set or clay filled discontinuity in the given zone. However, if the joint set or discontinuity with the minimum value of J_t/J_a is favourably oriented for stability, then a second, less favourably oriented joint set or discontinuity may sometimes be more significant, and its higher value of J_t/J_a should be used when evaluating Q. The value of J_t/J_a should in fact relate to the surface most likely to allow failure to initiate.
- 4. When a rock*mass contains clay, the factor SRF appropriate to loosening loads should be evaluated. In such cases the strength of the intact rock is of little interest. However, when jointing is minimal and clay is completely absent, the strength of the intact rock may become the weakest link, and the stability will then depend on the ratio rock-stress/rock-strength. A strongly anisotropic stress field is unfavourable for stability and is roughly accounted for as in note 2 in the table for stress reduction factor evaluation.
- 5. The compressive and tensile strengths (σ_c and σ_t) of the intact rock should be evaluated in the saturated condition if this is appropriate to the present and future in situ conditions. A very conservative estimate of the strength should be made for those rocks that deteriorate when exposed to moist or saturated conditions.

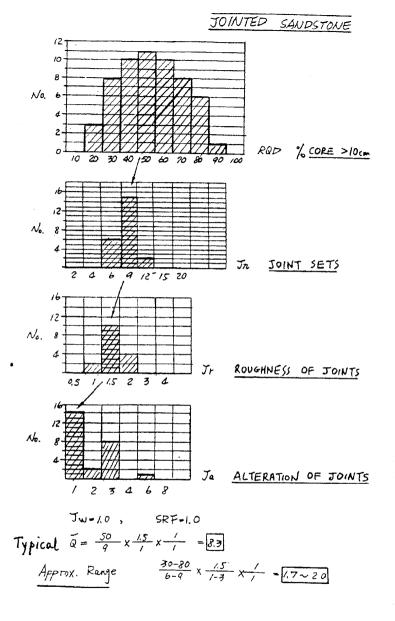
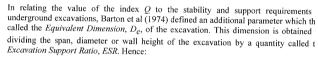


Figure 4.4: Histograms showing variations in RQD, J_n , J_r and J_a for a dry jointed sandstone under 'medium' stress conditions, reproduced from field notes prepared by Dr. N. Barton.

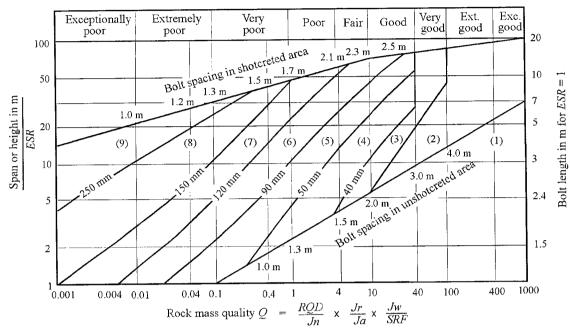
Metodo empirico per gallerie



$$D_e = \frac{\text{Excavation span, diameter or height (m)}}{\text{Excavation Support Ratio } \textit{ESR}}$$

The value of *ESR* is related to the intended use of the excavation and to the degree security which is demanded of the support system installed to maintain the stability of t excavation. Barton et al (1974) suggest the following values:

Exc	avation category	ESR
Α	Temporary mine openings.	3-5
В	Permanent mine openings, water tunnels for hydro power (excluding high pressure penstocks), pilot tunnels, drifts and headings for large excavations.	1.6
С	Storage rooms, water treatment plants, minor road and railway tunnels, surge chambers, access tunnels.	1.3
D	Power stations, major road and railway tunnels, civil defence chambers, portal intersections.	1.0
Е	Underground nuclear power stations, railway stations, sports and public facilities, factories.	0.8



REINFORCEMENT CATEGORIES

- 1) Unsupported
- 2) Spot bolting
- 3) Systematic bolting
- 4) Systematic bolting with 40-100 mm unreinforced shotcrete
- 5) Fibre reinforced shotcrete, 50 90 mm, and bolting
- 6) Fibre reinforced shotcrete, 90 120 mm, and bolting
- 7) Fibre reinforced shotcrete, 120 150 mm, and bolting
- 8) Fibre reinforced shotcrete, > 150 mm, with reinforced ribs of shotcrete and bolting
- 9) Cast concrete lining

"GSI"

la resistenza di un A.R. fratturato dipende dalle proprietà dei blocchi di roccia e dalla possibilità che essi possano muoversi sotto determinati condizioni tensionali.

Il Geological Strength Index fornisce un sistema per valutare la riduzione di resistenza di un ammasso in differenti condizioni geologiche,

Tale valutazione è di tipo empirico, ma sono state formulate anche relazioni per mettere in relazione l'indice GSI con i parametri meccanici di resistenza e deformabilità (Hoek-Brown, modulo $E_{\rm d}$)

Table 11.5: Characterisation of rock masses on the basis of interlocking and joint alteration¹

Based upon the category that yet that exposed or blasting may go quality of the blast damage diamond drill smooth blasting adjustments. If the Hoek-Brow rock masses we small compare under consider	ne appearance of the rock, choose the you think gives the best description of undisturbed in situ conditions. Note ook faces that have been created by give a misleading impression of the underlying rock. Some adjustment for may be necessary and examination of one or of faces created by pre-split or by given and examination of the condition of t	SURFACE CONDITIONS	NERY GOOD Very rough,fresh unweathered surfaces	GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces	PAIR Smooth, moderately weathered or altered surfaces	POOR Slickensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings of angular fragments	✓ VERY POOR ▼ Slickensided, highly weathered surfaces with ▼ soft clay coatings of fillings ✓ VERY POOR ▼ Tillings ▼
STRUCTURE			DECRE	:ASING S	SURFACE	: QUALIT	Y 52
	BLOCKY - very well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three orthogonal discontinuity sets	PIECES	B/VG	B/G	B/F	B/P	B/VP
	VERY BLOCKY - interlocked, partially disturbed rock mass with multifaceted angular blocks formed by four or more discontinuity sets	CKING OF ROCK PIE	VB/VG	VB/G	VB/F	VB/P	VB/VP
	BLOCKY/DISTURBED- folded and/or faulted with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets	DECREASING INTERLOCKING OF ROCK	BD/VG	BD/G	BD/F	BD/P	BD/VP
	DISINTEGRATED - poorly inter- locked, heavily broken rock mass with a mixture or angular and rounded rock pieces	₿	D/VG	D/G	D/F	D/P	D/VP

¹ In earlier versions of this table the terms BLOCKY/SEAMY and CRUSHED were used, following the terminology used by Terzaghi (1946). However, these terms proved to be misleading and they have been replaced, in this table by BLOCKY/DISTURBED, which more accurately reflects the increased mobility of a rock mass which has undergone some folding and/or faulting, and DISINTEGRATED which encompasses a wider range of particle shapes.

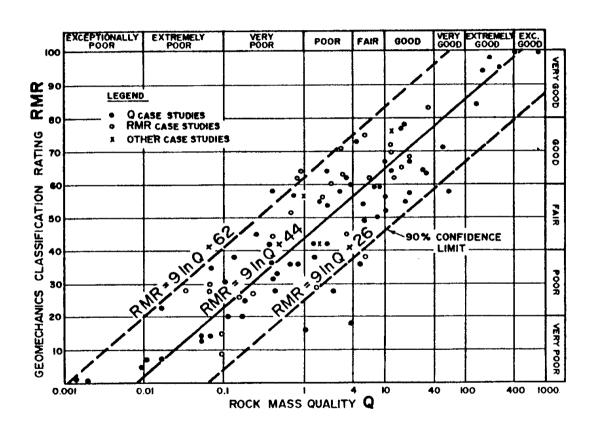
Table 11.6: Estimate of Geological Strength Index GSI based on geological descriptions.

GEOLOGICAL STRENGTH INDEX From the letter codes describing the structure and surface conditions of the rock mass (from Table 4), pick the appropriate box in this chart. Estimate the average value of the Geological Strength Index (GSI) from the contours. Do not attempt to be too precise, Quoting a range of GSI from 36 to 42 is more realistic than stating that GSI = 38.	SURFACE CONDITIONS VERY GOOD Very rough, fresh unweathered surfaces GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces FAIR Smooth, moderately weathered or altered surfaces POOR Slickensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings of angular fragments VERY POOR Slickensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings Slickensided, highly weathered surfaces with soft day coatings or fillings
STRUCTURE	DECREASING SURFACE QUALITY
BLOCKY - very well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three orthogonal discontinuity sets	80 70 70
VERY BLOCKY - interlocked, partially disturbed rock mass with multifaceted angular blocks formed by four or more discontinuity sets	SOCKING OF ROCK PIE
BLOCKY/DISTURBED- folded and/or faulted with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets	DECREASING INTERLOCKING OF ROCK PIECES 40 40
DISINTEGRATED - poorly inter- locked, heavily broken rock mass with a mixture or angular and rounded rock pieces	, t

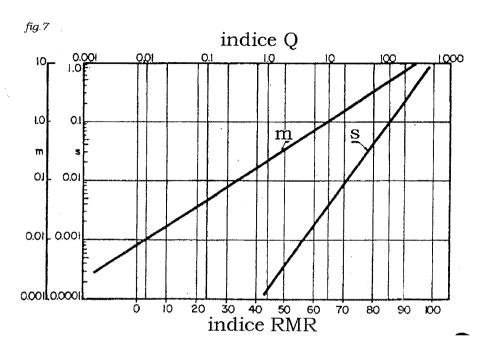
COMMENTI SU S.C.A.R.

- ✓ "It is important that the RMR system is used for the purpose for which it was developed and not as the answer to all design problems" (Bieniawski)
- ✓ RMR e Q sono molto simili ma con alcune differenze:
 - \diamond RMR usa direttamente σ_c mentre Q considera la resistenza in relazione allo stato di sforzo in sito
 - entrambi usano parametri geometrici e morfologici, con differenti descizioni degli stessi
 - ♦ nel metodo Q non è prevista una diretta correlazione con l'orientazione
 - ♦ la maggior differenza è che in RMR non è previsto uno "stress parameter"
- ✓ E' sempre consigliabile fare descrizione accurata dell'A.R. indipendentemente dal sistema, e poi adattarla al sistema prescelto
- ✓ E' sempre bene considerare un intervallo di valori per gli indici di qualità

RELAZIONI TRA I S.C.A.R.



RELAZIONI TRA I S.C.A.R.



$$m_b = m_i \exp\left(\frac{RMR - 100}{X}\right)$$
 $s_b = \exp\left(\frac{RMR - 100}{Y}\right)$ $a_b = 0.5$

$$X = 14 \div 28$$

 $Y = 6 \div 9$ al diminuire disturbo roccia

RELAZIONI TRA I S.C.A.R.

$$GSI = RMR_B - 5$$

 $con R_5 = 15 e per GSI > 25$

$$GSI = 9 \cdot \ln Q + 44$$

$$con \quad J_w = 1 \quad e \quad SRF = 1$$

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28}\right) \qquad s_b = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9}\right)$$

$$a_b = 0.5$$

$$per \quad GSI > 25$$

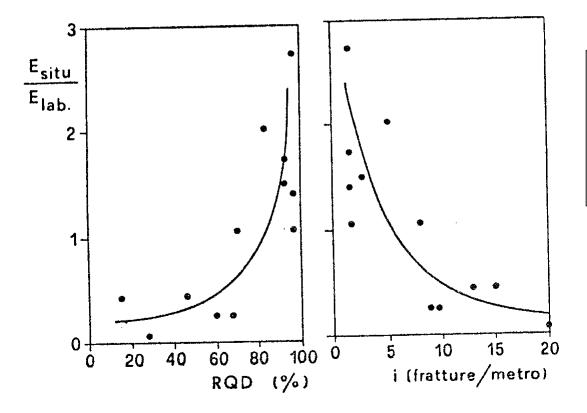
$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28}\right) \qquad s_b = 0$$

$$a_b = 0.65 - \frac{GSI}{200}$$

$$per \quad GSI < 25$$

Anche la deformabilità dell'ammasso roccioso si deve ritenere intermedia tra quella dei soli giunti e quella della roccia intatta ed aumenta al diminuire della frequenza delle discontinuità.

Supposta fissate frequenza e caratteristiche della matrice lapidea, diventano fondamentali i caratteri morfologici: apertura, stato di alterazione, presenza e tipo di riempimento.



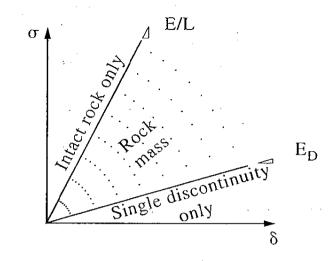
Oss: il modulo di lab. può essere influenzato da disturbo subito dal provino

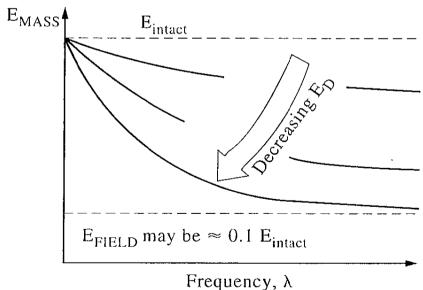
$$\Rightarrow \delta_{\rm d} = \sigma L \cdot \left(\frac{1}{E} + \frac{\lambda}{E_{\rm D}} \right)$$

$$\varepsilon_{\rm d} = \frac{\delta_{\rm d}}{\rm L} = \sigma \left(\frac{1}{\rm E} + \frac{\lambda}{\rm E_{\rm D}} \right)$$



$$E_{\text{mass}} = E_{\text{d}} = \frac{\sigma}{\varepsilon_{\text{d}}} = \frac{1}{\left(\frac{1}{E} + \frac{\lambda}{E_{\text{D}}}\right)}$$

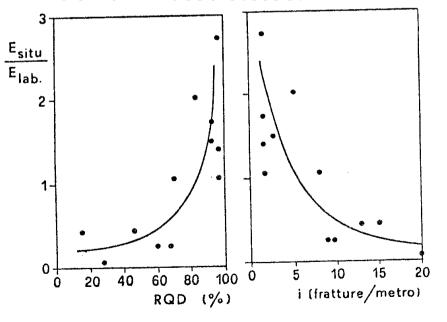


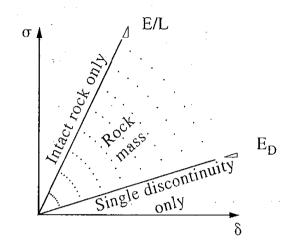


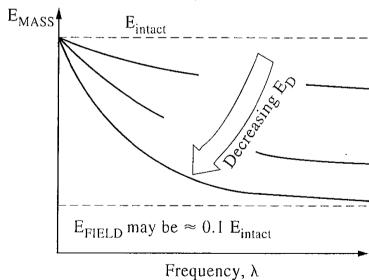
I SISTEMI DI CLASSIFICAZIONE E LA DEFORMABILITÀ DEGLI AMMASSI

Si è già osservato più volte come la deformabilità degli A.R. sia dipendente da caratteristiche della matrice e delle discontinuità.

E' quindi piuttosto intuitivo pensare che la deformabilità possa essere messa in relazione con la "qualità" dell'ammasso stesso.

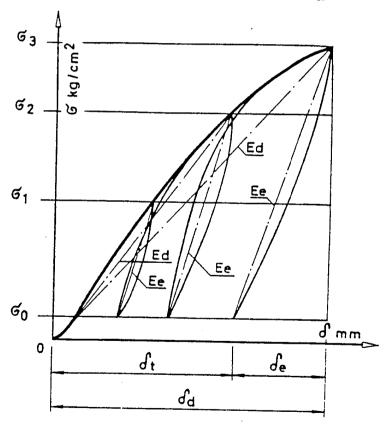






I SISTEMI DI CLASSIFICAZIONE E LA DEFORMABILITÀ DEGLI AMMASSI

Nel seguito si farà riferimento alle sole condizioni statiche, ed in particolare al modulo di deformabilità E_d .



Le caratteristiche di deformabilità dell'ammasso possono esere ricavate da prove in sito, che però non sono esenti da errori ed incertezze di interpretazione.

Nella pratica si fa ricorso a correlazioni basate su sistemi di classificazione degli ammassi.

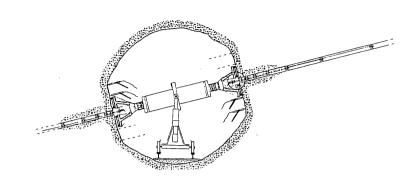
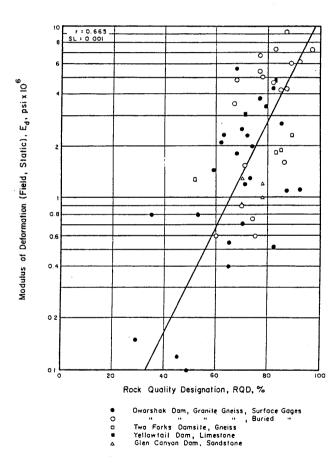


Tabella II – Volumi di prova coinvolti durante le prove eseguite applicando le diverse tecniche.

Tipo di prova	Volume di Prova $[m^3]$ Note		Riferimenti Bibliografici		
Goodman Jack	0.13	-	Heuze, 1980		
Dilatometro	< 0.3	Dipende dalle dimensioni	ISRM, 1987		
Prova di Carico	4	Diametro 0.5 m.	Frassoni e Rossi, 1986		
su piastra	26	Diametro 0.9 m.	Heuze, 1980		
Martinetto	2	Superficie 0.5 m ²	Frassoni e Rossi, 1986		
Piatto	10	Superficie 2.14 m ²	Cunha, 1993		
Camera Idraulica	850	Diametro 2.5 m Lunghezza 6 m.	Frassoni e Rossi, 1986		
Petite Sismique	Alcune Migliaia	-	Heuze, 1980		

Si riportano nel seguito alcune correlazioni basate su RQD, Q, GSI, per dare maggiore enfasi alle relazioni tra $(RMR-E_d)$

RQD:



Si riportano nel seguito alcune correlazioni basate su RQD, Q, GSI, per dare maggiore enfasi alle relazioni tra (RMR-E_d)

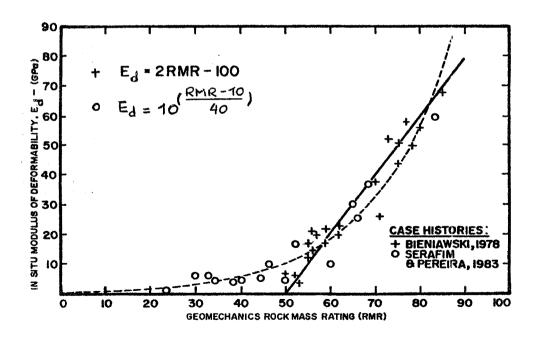
Q:
$$10\log Q < E_d < 40\log Q$$
 $con E_{d,med} = 25\log Q$

GSI:
$$E_{d} = \sqrt{\frac{\sigma_{c}}{100}} \cdot 10^{\left(\frac{GSI-10}{40}\right)}$$

RMR: esistono molte relazioni. Si riportano le più significative, perche ottenute per ammassi aventi caratteristiche differenti

Bieniawski (1978): E_d [GPa] = $2 \times RMR - 100$ (per RMR > 50)

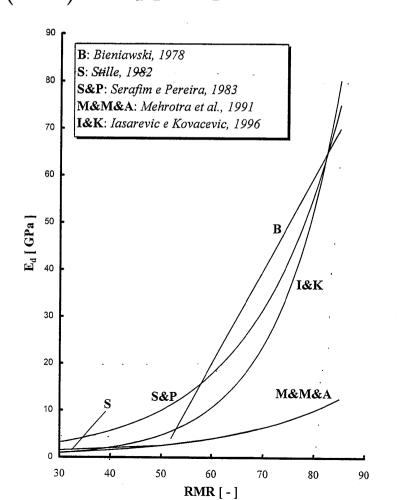
Serafin & Pereira (1983) $E_d [GPa] = 10^{\left(\frac{RMR-10}{40}\right)}$



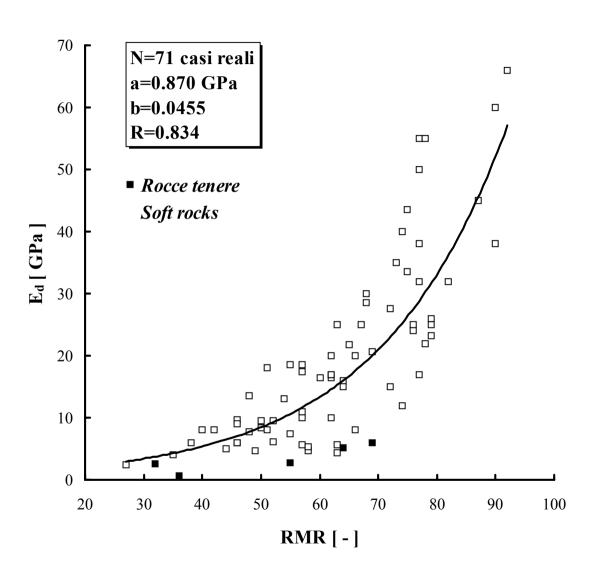
Stille (1982):
$$E_d$$
 [GPa] = 0.05×RMR (per RMR < 52)

Mehrotra, Mitra, Agrawal (1991) E_d [GPa] = $10^{\left(\frac{RMR-30}{50}\right)}$

Iasarevic, Kovacevic (1996) E_d [GPa] = $e^{(4.407+0.081\cdot RMR)}$

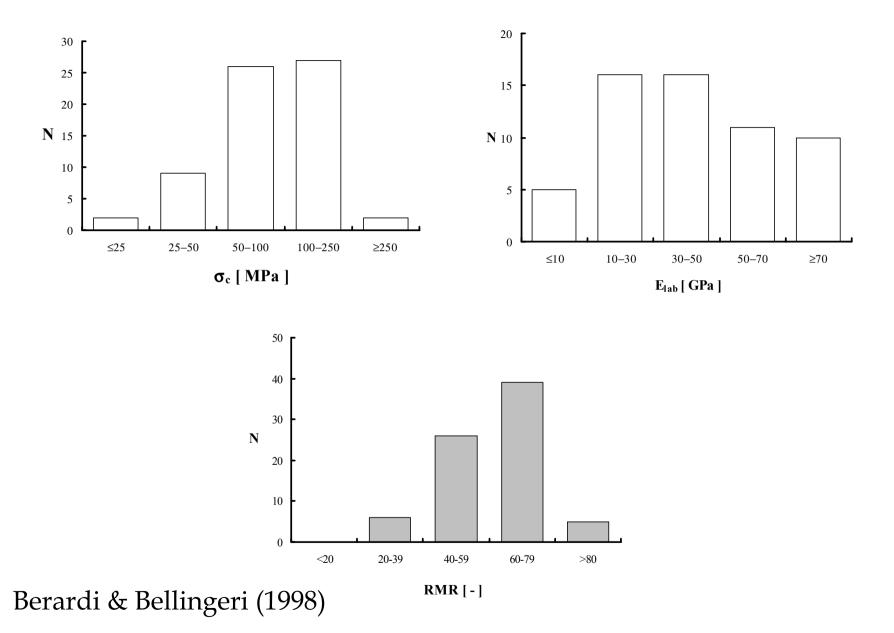


$$E_d$$
 [GPa] = $a \cdot exp^{(b \cdot RMR)}$



Distribuzione dei tipi di intervento coinvolti nell'indagine.

Tipo di Intervento	Numero di Siti
grandi caverne	42
gallerie	6
miniere	4
grandi pozzi	3
fondazioni di dighe in calcestruzzo	5
fondazioni di ponti	1



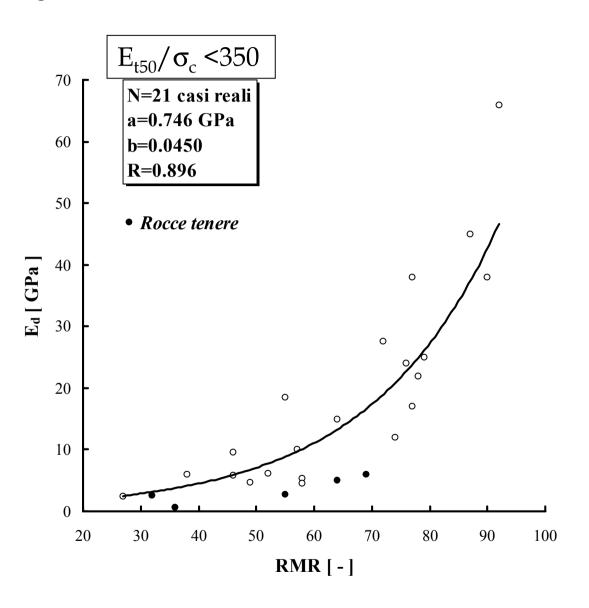
Valori di riferimento delle proprietà del materiale roccioso e degli ammassi rocciosi illustrati in due casi coinvolti nell'elaborazione

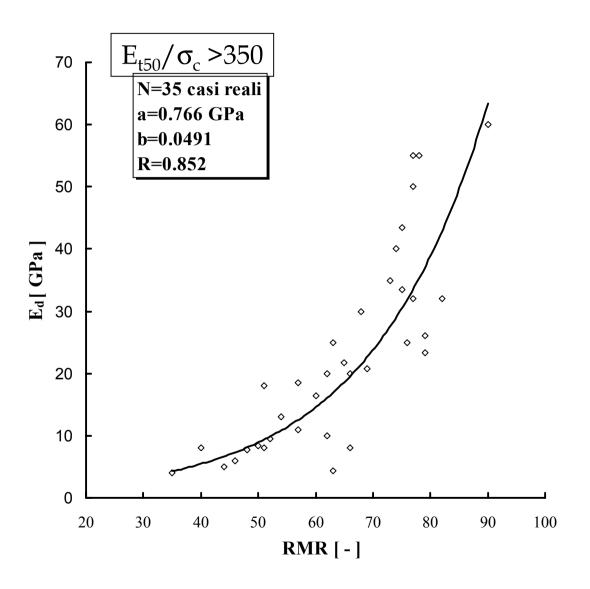
Riferimenti Bibliografici	Litotipo	del	Proprietà materiale rocc	_	orietà sso roccioso	
		σ _c [MPa]	E _{lab} [GPa]	$\mathrm{E}_{lab}\!/\sigma_{c}$ [-]	RMR [-]	E _d [GPa]
Barton et al. (1992)	Gneiss	78.5	51.5	656	68*	30
Barla et al. (1990)	Chalk	13	4.5	346	69*	6

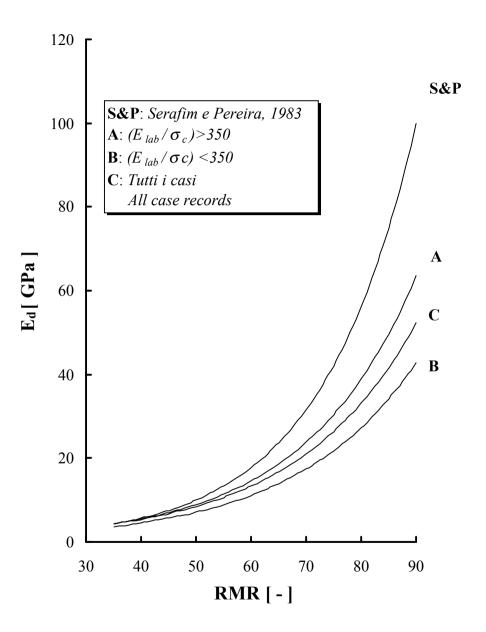
Importanza di considerare le caratteristiche della roccia sul comportamento deformativo A.R.:

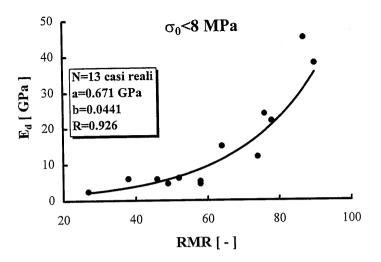
si introduce il rapporto di modulo E_{t50}/σ_c :

- \Leftrightarrow il valore di σ_c è già compreso in RMR;
- \Rightarrow i campioni di lab, da cui si valutano E_{t50} e σ_c , possono essere disturbati; l'effetto del disturbo è ridotto se si considera il loro rapporto anziché soltanto E_{t50} ;
- \Rightarrow il rapporto di modulo E_{t50}/σ_c è parametro ampiamente utilizzato per caratterizzare la roccia (Deere & Miller)









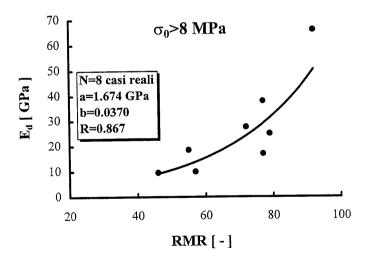
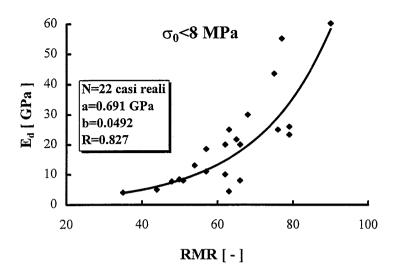


Fig. 15. Modulo di deformabilità dell'ammasso roccioso in funzione dell'indice RMR e dello stato tensionale naturale medio $(E_{1ab}/C_0 < 350)$.



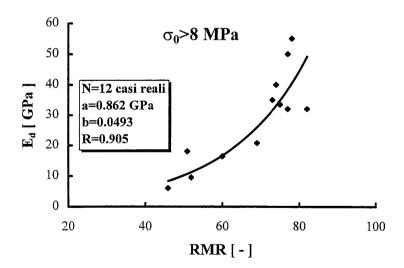
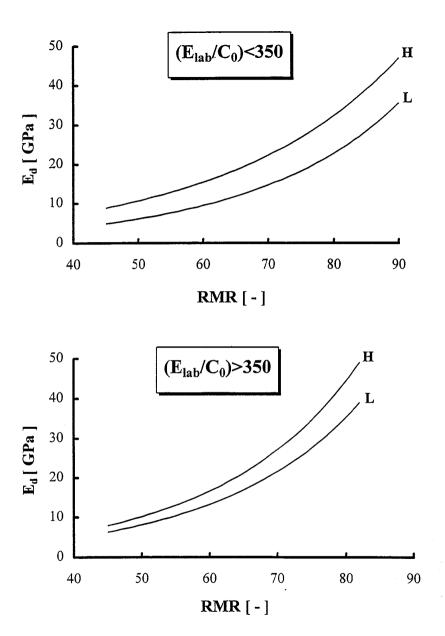


Fig. 16. Modulo di deformabilità dell'ammasso roccioso in funzione dell'indice RMR e dello stato tensionale naturale medio $(E_{lab}/C_0>350)$.



FINE

