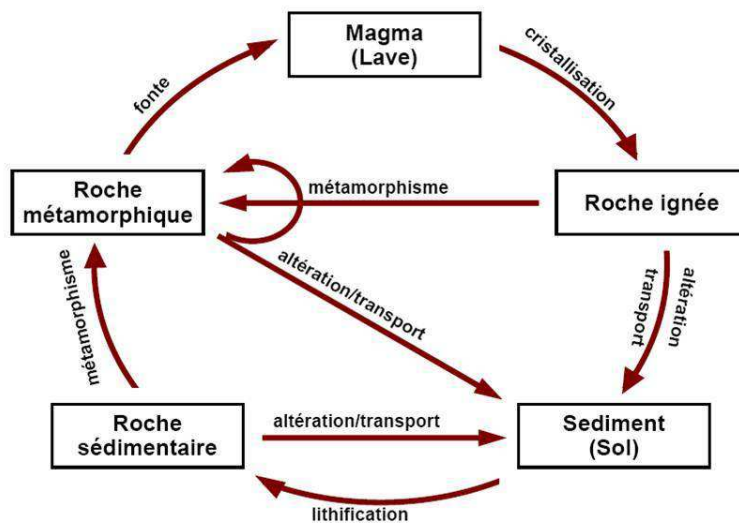




Mécanique des roches

Dr FLIGHA Marwa

Chapitre 1 : Généralités sur les roches et les massifs rocheux



Objectifs

- Connaissance des différents types des roches ;
- Connaître les différentes types des discontinuées ;
- Connaître le rôle des joints rocheux dans le comportement d'un massif rocheux.

Introduction



La **mécanique des roches (MDR)** est une discipline qui utilise les principes de la mécanique pour décrire le comportement des roches.

L'échelle est de l'ordre de quelques mètres à quelques milliers de mètres. Par conséquent, la roche considérée en mécanique des roches est en fait le massif rocheux qui comprend la matrice rocheuse et les discontinuités.

Ce sont d'une part les propriétés de la matrice rocheuse (nature, disposition, forme et dimensions des grains, ampleur et qualité de la cimentation), et d'autre part la géométrie et les propriétés des zones fissurées qui expliquent le comportement mécanique des roches, et notamment leurs déformations sous l'effet des sollicitations subies.

La mécanique des roches constitue avec la mécanique des sols et la géologie appliquée, la géotechnique ou le génie géotechnique.

La conception de la sécurité a longtemps dispensé les ouvrages fondés au rocher de toute étude approfondie des conditions géotechniques, à laquelle cependant on avait alors recours lorsqu'on construisait sur un terrain non rocheux.

Le développement de la mécanique des roches comme discipline autonome date du début des années soixante.

Deux accidents célèbres, devenus cas d'école ont accéléré ce développement:

- La catastrophe du barrage de Malpasset
- La catastrophe du barrage du Vajont

Ces deux désastres ont eu un impact majeur sur la mécanique des roches et ses applications dans le domaine du génie civil et un grand nombre d'articles ont été écrits sur les causes possibles de ces ruptures.



Exemple de massif rocheux

Les principaux ouvrages et travaux de génie civil au rocher sont les fondations (de barrages, de grands viaducs, de centrales nucléaires), la stabilisation des talus et des falaises naturelles, les terrassements de surface (tranchées routières, carrières et mines à ciel ouvert), les travaux souterrains (tunnels, stockages d'hydrocarbures).

Pour les ouvrages souterrains profonds, seule la stabilité locale est à considérer, mais pour ceux qui sont proches de la surface, la déformation et la rupture éventuelle de cette surface prend de l'importance.

Dans le cas des versants rocheux, la stabilité d'ensemble dépend surtout de la présence et du comportement des surfaces de discontinuité étendues qui délimitent des blocs rocheux susceptibles de glisser ou de basculer, tout particulièrement au voisinage des surfaces libres.

Chapitre 1 : Généralités sur les roches et les massifs rocheux



Origine des roches	9
Les textures des roches	16
Roches spéciales	17
La roche et les massifs rocheux	19
Discontinuités du massif rocheux	21

A. Origine des roches

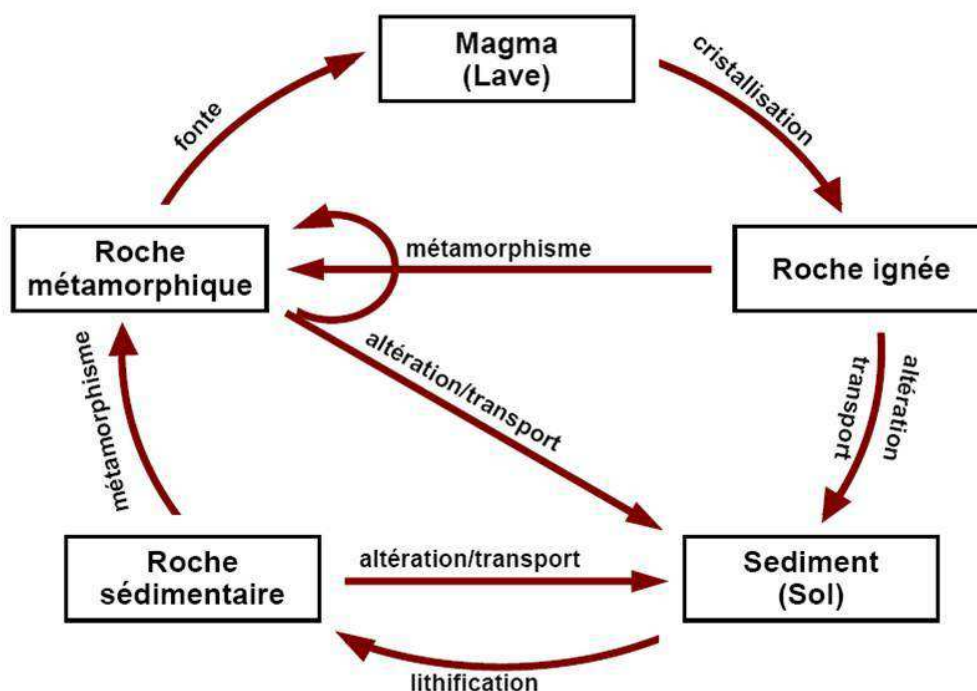
La roche est un géomatériau naturel qui est une substance solide composée de minéraux.

Les géologues distinguent 3 grandes catégories de roches selon leur origine:

- les roches ignées (ou magmatiques) du magma,
- les roches sédimentaires de la lithification (ou diagénèse) des sédiments
- les roches métamorphiques par métamorphisme

Toutes les roches sont formées de minéraux. Quelques roches sont constituées d'un seul minéral, mais la plupart sont formées par un groupe de minéraux.

Le rôle des différents processus géologiques dans la formation des roches est illustré par le cycle de la roche.



Les différents processus géologiques dans la formation des roches

1. Roches Ignées

Les roches ignées ou magmatiques sont formées lorsque la roche fondue (magma) se refroidit et se solidifie, avec ou sans cristallisation.

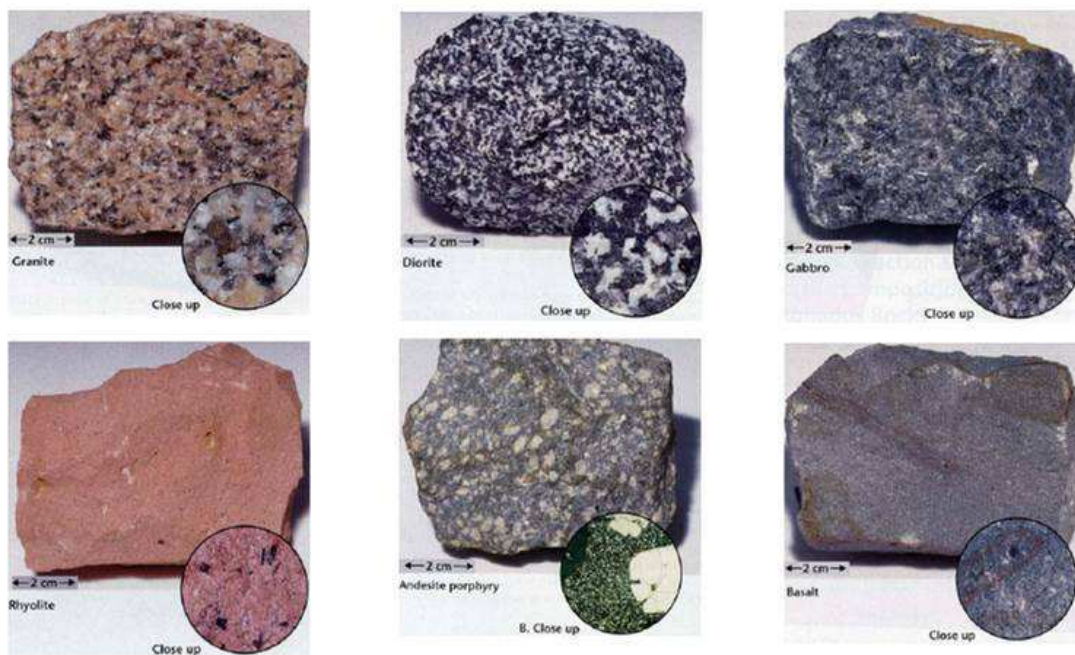
Elles peuvent être formées:

- (i) en profondeur comme des roches intrusives (plutoniques), ou
- (ii) à la surface comme des roches extrusives (volcaniques).

Les roches intrusives ont généralement un grain grossier et les roches extrusives un grain fin. Elles peuvent aussi avoir différentes sortes de minéraux.

Intrusive (grain grossier)	Granite	Diorite	Gabbro	Péridotite
Extrusive (grain fin)	Rhyolite	Andésite	Basalte	Aucune
Pourcentage de silice	>65% de silice	50-65% de silice	40-50% de silice	<40% de silice
Composition minérale principale	Quartz Orthose N-Plagioclase	Amphibole Plagioclase Biotite	Ca-Plagioclase Pyroxène	Olivine Pyroxène
Composition minérale mineure	Muscovite Biotite Amphibole	Pyroxène	Olivine Amphibole	Ca-Plagioclase
Couleur	Claire	→		Foncée

Classification des roches ignées les plus courantes



Exemples de roches ignées

2. Roches sédimentaires

Les roches sédimentaires se forment à partir des autres roches.

Le processus de formation d'une roche sédimentaire est composé des étapes suivantes:

- Altération des matériaux à partir d'autres roches (roches mères)
- Transport des matériaux
- Sédimentation
- Lithification (Diagénèse)

Toutes les roches se désintègrent lentement à la suite de l'altération mécanique ou chimique. L'altération mécanique représente la désintégration de la roche en particules sans produire de changement dans la composition chimique des minéraux dans la roche. L'altération chimique est la désintégration de la roche par réaction chimique.

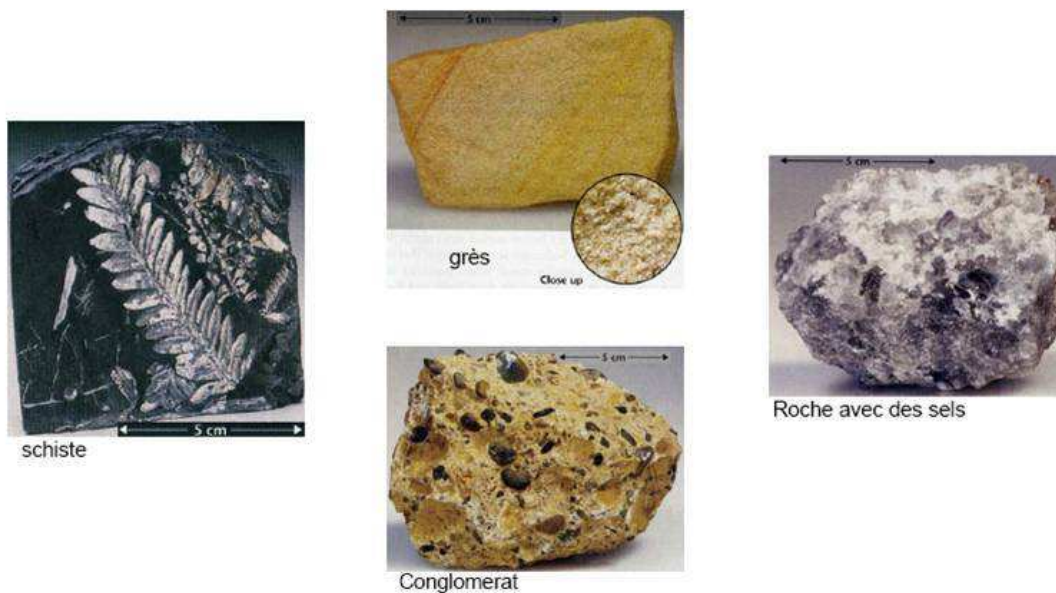
Les roches clastiques sont formées de fragments de matériaux dérivés d'autres roches et sont généralement classées selon leur granulométrie.

Taille des particules	Commentaires	Nom de la roche
> 2 mm	Fragments de roche arrondis	Conglomérat
	Fragments de roche angulaires	Brèche
1/16 – 2 mm	Quartz avec d'autres minéraux	Grès
> 1/16 mm	Se sépare en fines couches	Schiste
	Se casse en blocs	Mudstone

Classification des plus courantes roches sédimentaires clastiques

Du calcaire à l'argile et selon le pourcentage de calcite ou carbonate de calcium (CaCO₃) les appellations suivantes sont utilisées:

- >90% : Calcaire
- 70-90% : Calcaire marneux
- 30-70% : Marne
- 10-30% : Marne argileuse
- < 10% : Argile



Exemple de roches sédimentaires

3. Roches métamorphiques

La roche métamorphique est une nouvelle roche transformée à partir d'une roche existante, par métamorphisme - changements dus à l'augmentation de la température et à la pression. La roche existante peut être une roche sédimentaire,

une roche ignée ou une autre roche métamorphique plus ancienne.

Les roches métamorphiques sont classées selon leur texture et l'assemblage des minéraux. Ils peuvent avoir une structure feuilletée ou non.

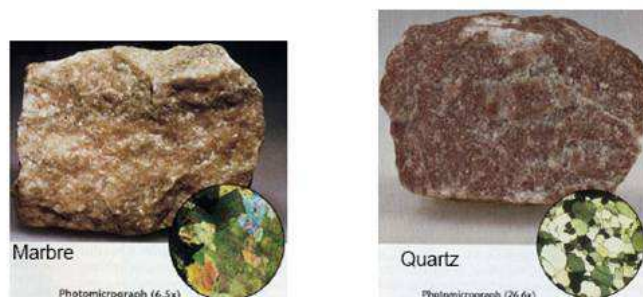
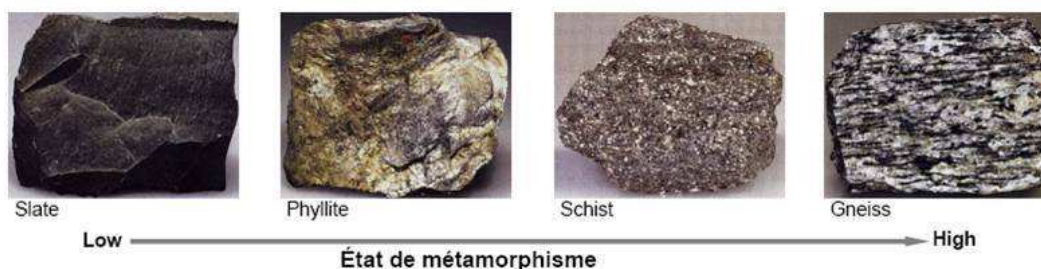
La foliation*, qu'on trouve uniquement dans les roches métamorphiques, est due à une réorientation des minéraux de mica ou chlorite, due aux pressions importantes, créant un plan de clivage ou un alignement visible des minéraux. L'ardoise qui provient du schiste est un exemple de roche métamorphique à structure feuilletée.



Principe de formation des roches métamorphiques par augmentation de pression

Roche	Texture	Degré métamorphique	Roche parente originale
Ardoise	Feuilletée	Degré bas	Schiste argileux (minéraux d'argile)
Phyllite	Feuilletée	Degré bas à intermédiaire	Schiste argileux
Micaschiste	Feuilletée	Degré bas à intermédiaire	Schiste argileux
Schiste de chlorite	Feuilletée	Degré bas	Basalte
Gneiss	Feuilletée	Degré élevé	Granit, schiste, andésite
Marbre	Non-feuilletée	Degré bas à élevé	Calcaire, dolomie
Quartzite	Non-feuilletée	Degré intermédiaire à élevé	Grès quartzeux

Classification des roches métamorphiques les plus courantes

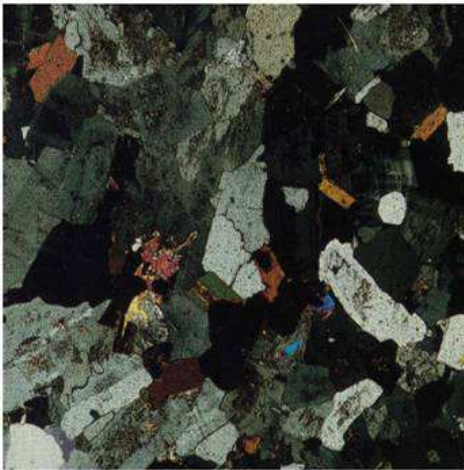


Exemple de roches métamorphiques

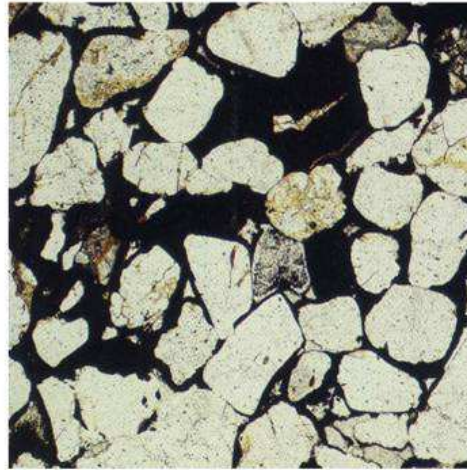
B. Les textures des roches

La texture indique généralement l'origine des roches, leurs modes de formation et leurs apparences. Les roches sédimentaires, ignées et métamorphiques ont différentes textures dues à leur différentes origines.

Les deux formes principales de texture sont clastiques et imbriquées. La texture clastique est typiquement rencontrée dans les roches sédimentaires. La texture imbriquée caractérise les roches ignées et métamorphiques.



Structure imbriquée d'un granit



Structure clastique d'un grès

Les principales formes de texture

La résistance de la roche est une résistance structurelle de la composition des minéraux.

Elle est régie par :

- La résistance des minéraux, et
- la liaison entre les minéraux.

Les microstructures imbriquées des roches ignées et métamorphiques mènent généralement à un matériau rocheux à haute résistance, tandis que les microstructures clastiques des roches sédimentaires mènent souvent à un matériau rocheux à basse résistance, particulièrement lorsque la cimentation est faible.

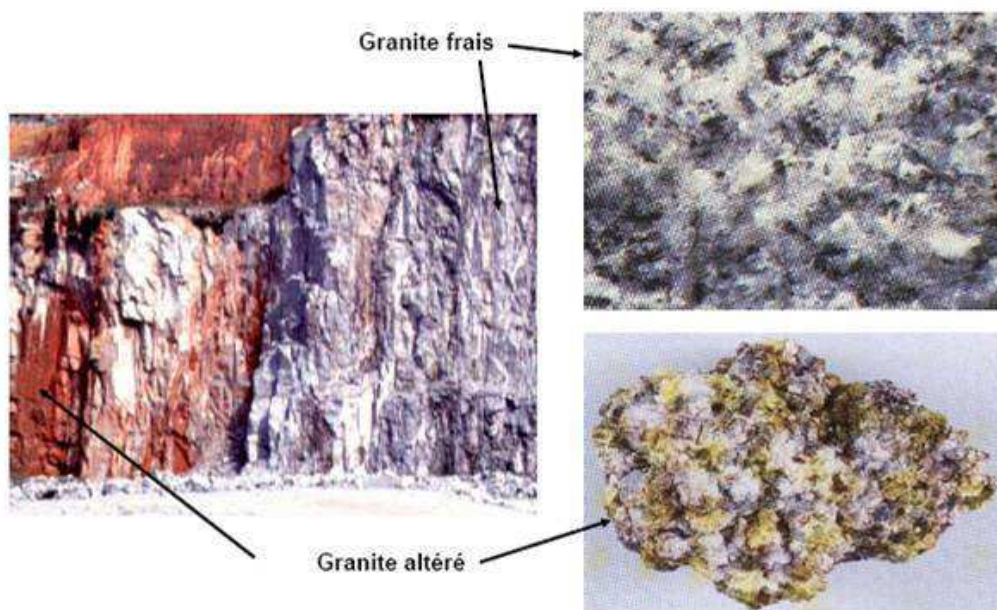
Toute faiblesse existante dans une matrice de matériau rocheux (microfissures, pores, grains faibles et cimentation) a aussi une grande influence sur la résistance du matériau rocheux. Quand une roche est sujette à une contrainte, les points faibles commencent à se rompre (fissuration), puis les fissures se propagent entraînant ainsi la rupture de la roche.

C. Roches spéciales

1. Altération et roches altérées

Toutes les roches se désagrègent lentement suite à :

- Une altération mécanique: destruction de la roche en particules sans changer la composition chimique de ses minéraux.
- Une altération chimique: destruction de la roche par réaction chimique, principalement par l'eau et l'air.



Altération d'un granite dans un affleurement et granite altéré

L'altération est progressive, entre la roche fraîche et le matériau complètement altéré (sols), la roche peut être légèrement, modérément ou fortement altérée.

Les roches altérées ont encore une structure et une texture de roche. Cependant, en raison de l'altération, leurs propriétés ont été affectées et altérées.

L'altération réduit sensiblement la résistance de la roche, en raison de l'affaiblissement des liaisons entre minéraux.

2. Roches molles et sols durs

Les roches sédimentaires sont formées de sédiments (sols) au travers d'un long processus de compaction et de cimentation (lithification). Le procédé peut être arrêté avant que les sédiments aient été complètement solidifiés. Les matériaux pourraient être alors fortement consolidés, mais pas entièrement solidifiés.

Typiquement ces matériaux ont une faible résistance et une déformabilité élevée, et lorsqu'ils sont placés en contact avec de l'eau, ils peuvent être souvent dissous. Une fois secs, ils se comportent comme une roche faible et dans l'eau, ils s'effondrent.

Selon le degré de solidification, de tels matériaux peuvent être décrits et traités en conséquence, avec les principes de la mécanique des sols ou les principes de la mécanique des roches.

3. Roche gonflante

Certaines roches ont le pouvoir de gonfler; lorsque elles sont exposées à l'eau elle gonflent.

Cela est principalement dû au comportement gonflant des minéraux composant la roche, typiquement le minéral d'argile montmorillonite. Les roches et les sols qui contiennent une forte quantité de minéraux de montmorillonite auront des caractéristiques de gonflement et de retrait.

En pratique, le gonflement est un problème complexe qui est susceptible de produire des déformations excessives quand la roche lui est exposée.



Déformation excessive observée dans un tunnel due au gonflement

4. Roches fracturées et broyées

En raison des différents processus géologiques, les roches peuvent être hautement fracturées et des fois broyées.

Les caractéristiques des roches fracturées et broyées sont assez différentes de celles des roches massives. Elles se comportent comme des matériaux granulaires ou sous forme de blocs dont les propriétés mécaniques dépendent de leur géométrie et du frottement. Lorsque de tels matériaux sont rencontrés en construction, ils doivent être considérés séparément.



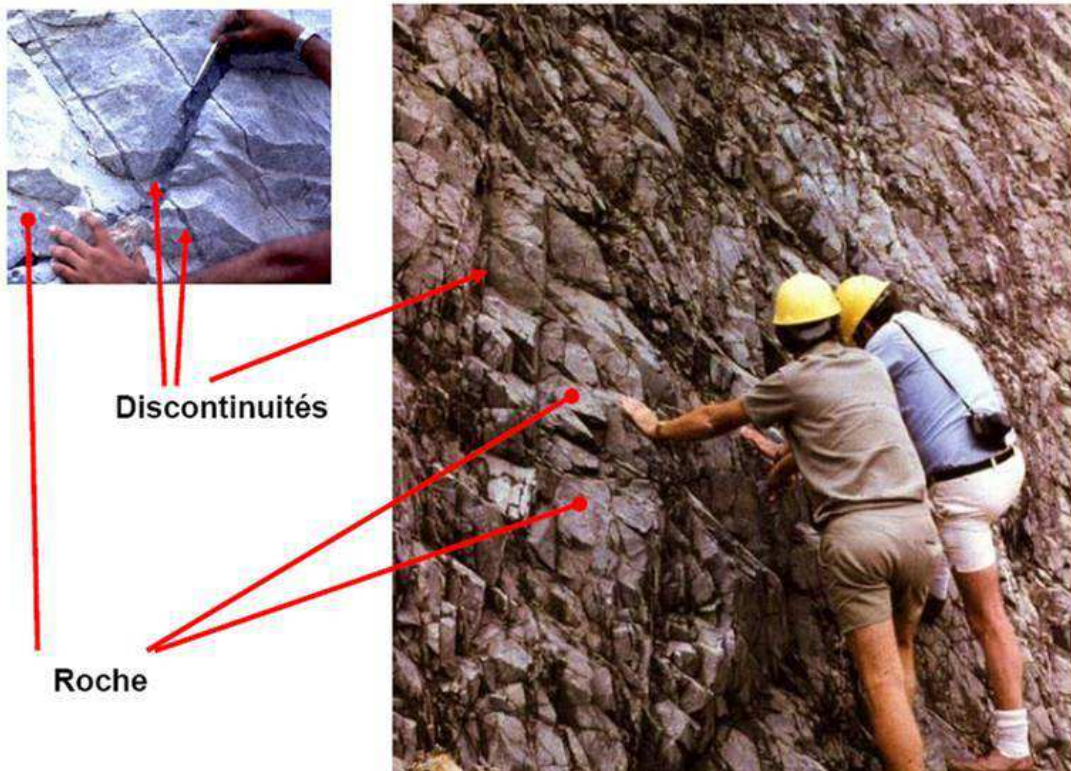
Exemples de roches hautement fracturées et broyées

D. La roche et les massifs rocheux

Pour les travaux de génie civil, tels que les fondations au rocher, les glissements de terrain et les excavations souterraines, l'échelle des projets se situe généralement entre quelques dizaines de mètres et quelques centaines de mètres. La roche à l'échelle de l'ingénierie est généralement une masse en place. Cette masse, que l'on nomme souvent massif rocheux constitue tout le rocher in situ. Il est formé de la roche intacte (matrice rocheuse) et des discontinuités (joints, failles, etc) Massif rocheux = Matrice rocheuse + Discontinuité



Echelle considérée en mécanique des roches



Massifs rocheux typiques

E. Discontinuités du massif rocheux

1. Rôle des joints rocheux dans le comportement d'un massif rocheux

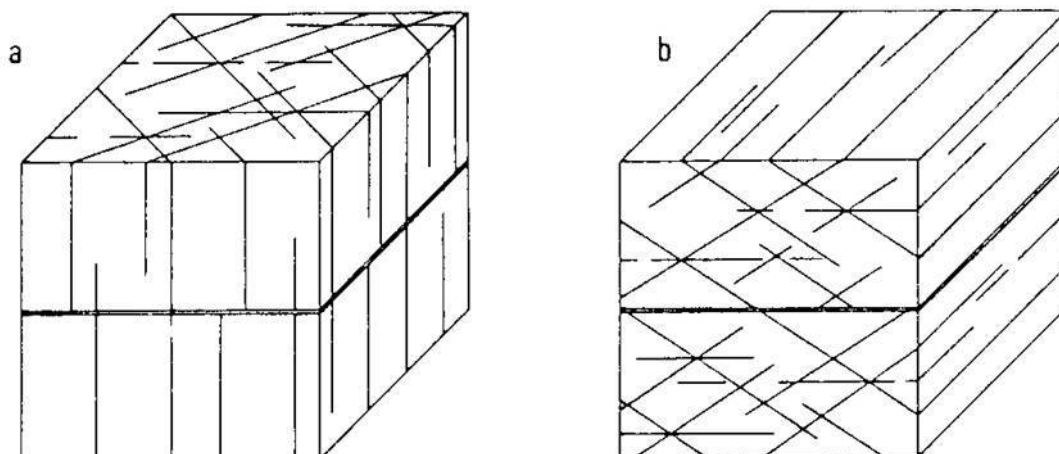
- Coupent la roche en plaques, blocs et coins, libres de tomber et de bouger ;
 - Agissent comme plan de faiblesse pour le glissement ;
 - Facilitent l'écoulement d'eau et crée des réseaux d'écoulement;
 - Entraînent de grandes déformations;
 - Changent la distribution et l'orientation des contraintes;
- Par conséquent, le comportement d'un massif rocheux est largement régi par la présence de joints. En géologie les joints sont regroupés par catégories.



Problèmes typiques associés avec les joints rocheux

2. Les joints et les diaclases

Les joints et les diaclases sont les principales discontinuités des roches. Ce sont des fractures de la roche, issues d'une rupture par compression, traction ou cisaillement liée aux mouvements tectoniques. Les deux parties de la roche qui se sont constituées n'ont cependant pas bougé. Ils sont normalement disposés en systèmes parallèles. Ils sont généralement considérés comme éléments du massif rocheux. Le terme de diaclase désigne les discontinuités de ce type, perpendiculaires à la schistosité ou à la stratification (voir figure). Elles sont généralement disposées en réseaux de deux, trois ou quatre familles directionnelles. Elles sont souvent planes et peu rugueuses et leur extension varie de quelques décimètres jusqu'à quelques décamètres parfois. L'espacement des joints est généralement de l'ordre de quelques centimètres à quelques dizaines de centimètres.



Exemples de réseaux de diaclases (a) et de joints (b). Le double trait correspond à la stratification



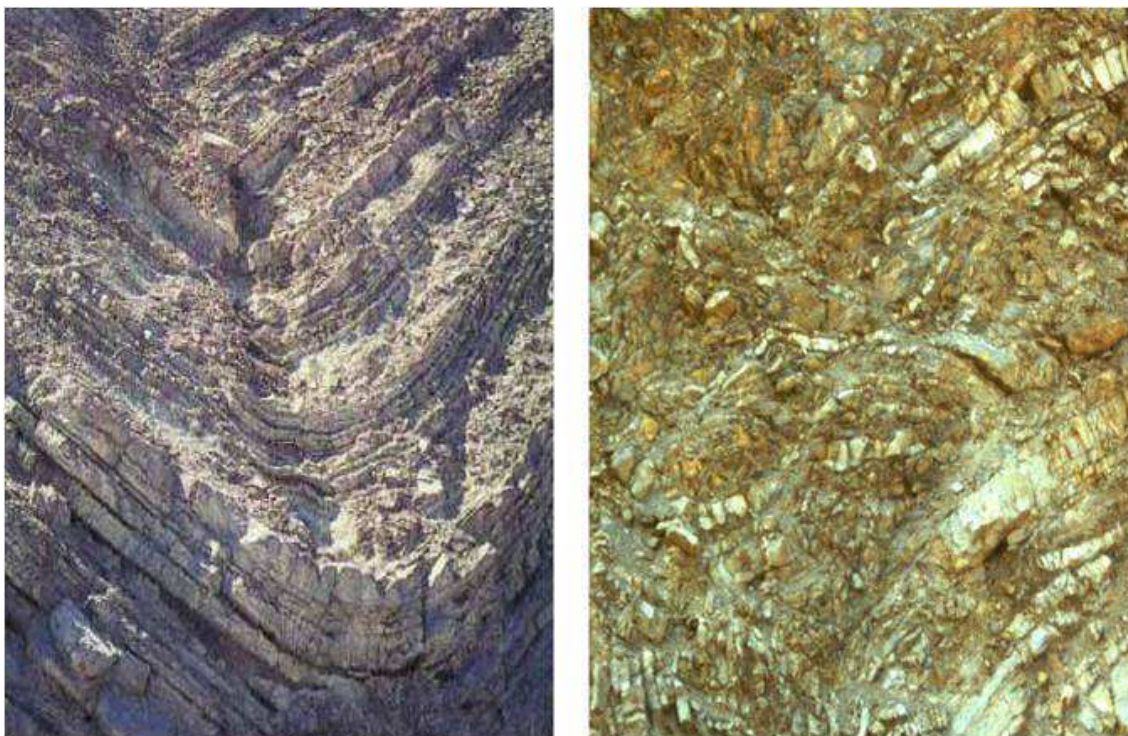
Exemple de joints observés (un ensemble dominant)



Exemple de joints (deux ensembles dominants)

3. Les failles

Les failles sont des fractures planes de la roche qui mettent en évidence un mouvement relatif. Les failles ont différentes échelles, leur longueur varie d'une dizaine de centimètres à plusieurs centaines de kilomètres. Les failles ne consistent généralement pas en une fracture simple et nette, elles forment souvent des zones de failles. Les failles de grande échelle, zone de failles et de cisaillement, sont grandes et avec une influence localisée. Elles sont souvent traitées séparément du massif rocheux.



Plis dans une formation sédimentaire

5. Les plans de stratification (ou joints sédimentaires)

Du moment que les roches sédimentaires sont formées en couches (strates), les interfaces entre couches ont reçu le nom de plans de stratification. Un plan de stratification représente donc une discontinuité séparant différentes roches.

Certains plans de stratification peuvent aussi devenir des zones potentielles d'altération et de poches d'eau souterraines.



Des plans de stratification typiques

6. La schistosité

Dans les roches métamorphiques, la forte compression a perturbé et transformé l'organisation des minéraux internes. Ceux-ci se sont alignés selon une direction orthogonale à la compression et ont entraîné la formation de plans de rupture préférentiels. L'ardoise, qui est fendue selon cette schistosité, en est une bonne illustration.



Echantillon de micaschiste

Glossaire



MDR

Mécanique Des Roches

Bibliographie

[cours mécanique des roches] Zhao Jian (2007), cours mécanique des roches

[Introduction MÉCANIQUE DES ROCHES] Jean-Pierre Magnan , Mastère de génie civil européen
Cours de géotechnique 1. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

[Manuel de mécanique des roches Tome 1] P. Duffaut, E. Homand. Manuel de mécanique des roches
Tome 1. Ed. Presses des ponts, France

Chapitre 2 : Comportement mécanique des roches et des massifs rocheux

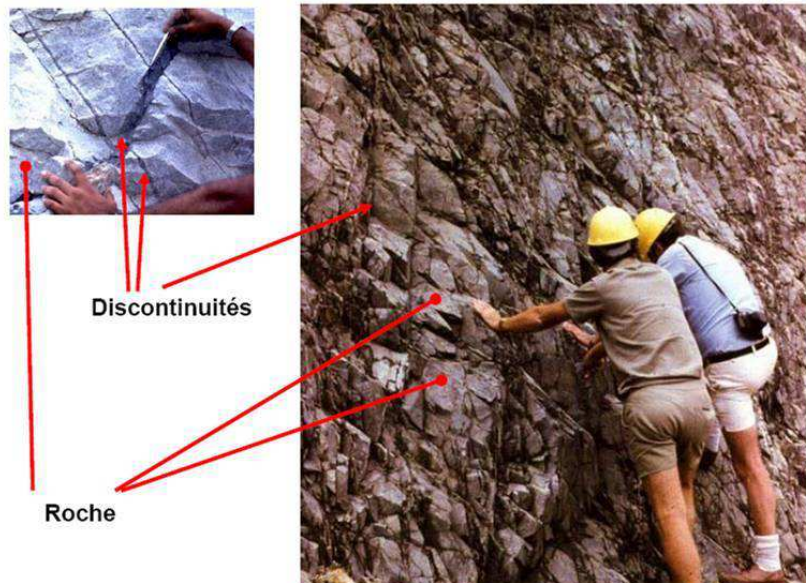


Table des matières

Objectifs	5
I - Propriétés de la matrice rocheuse	7
A. Propriétés physiques.....	7
B. Dureté.....	8
C. Abrasivité.....	9
1. Essai Cerchar.....	10
2. Essai LCPC.....	12
D. Perméabilité.....	15
E. Vitesse d'onde.....	15
F. Propriétés mécaniques.....	17
1. Compression uniaxiale.....	17
2. Compression Triaxiale.....	19
3. Le module de Young et le coefficient de Poisson.....	21
4. Résistance à la traction.....	22
5. Résistance au cisaillement.....	24
6. Indice de résistance ponctuelle.....	25
7. Ténacité de fracture.....	28
G. Critères de rupture de la matrice rocheuse.....	31
1. Résistance et critères de résistance.....	31
2. Critère de Mohr-Coulomb.....	31
3. Commentaires au sujet du critère de Mohr-Coulomb.....	34
4. Critère de résistance de Griffith.....	35
5. Commentaires sur le critère de résistance de Griffith.....	36
6. Critère de résistance de Hoek-Brown.....	36
7. Commentaires sur le critère de résistance de Hoek-Brown.....	37
II - Propriétés des discontinuités	39
A. Propriétés géométriques des joints.....	39
1. Familles de joints et longueur.....	39
2. Espacement des joints, fréquence, taille des blocs, et RQD.....	44
3. Rugosité et imbrication à la surface du joint.....	48
B. Propriétés mécaniques et hydrauliques des joints.....	52
1. Résistance au cisaillement des joints.....	52
2. Écoulement entre des plans parallèles.....	57
III - Massifs rocheux	61

A. Classification du massif.....	62
1. Classification RQD.....	62
2. Le système RMR (Rock Mass Rating).....	62
3. Système de classification Q.....	65
4. Indice GSI (Geological Strength Index).....	67
5. Corrélation entre Q, RMR et GSI.....	69

Glossaire	71
------------------	-----------

Bibliographie	73
----------------------	-----------

Objectifs

- Maîtrise des méthodes (laboratoire et in situ) permettant de décrire et comprendre les propriétés physiques de la matrice rocheuse ;
- Maîtrise des comprendre le comportement mécanique de la matrice rocheux ;
- Connaissance des méthodes d'évaluation ou de mesure les critères de rupture
- Connaissance des principales caractéristiques géométriques des joints
- être capable d'analyser et d'évaluer la classe des massifs rocheux

Propriétés de la matrice rocheuse

Propriétés physiques	7
Dureté	8
Abrasivité	9
Perméabilité	15
Vitesse d'onde	15
Propriétés mécaniques	17
Critères de rupture de la matrice rocheuse	31

La matrice rocheuse est un agrégat de matière minérale formé naturellement et se présentant en grande masse ou en fragments (blocs).

Les roches sont fondamentalement hétérogènes. Mais à l'échelle d'un échantillon de laboratoire, on essaie dans la mesure du possible de se ramener à un volume qui possède des propriétés homogènes sans discontinuités discrètes et isolées. La roche est alors considérée comme un matériau plus ou moins poreux, constitué d'un assemblage de cristaux que l'on appelle minéraux.

De nombreux essais permettent de caractériser la matrice rocheuse.

A. Propriétés physiques

- Densité naturelle = masse totale / volume total
- Densité sèche = masse sèche / volume total
- Porosité = volume des vides / volume total
- Teneur en eau = masse d'eau / masse du solide

La densité sèche de la roche se situe entre 2,5 et 2,8 g/cm³. Une forte densité correspond généralement à une faible porosité

La porosité est généralement faible pour les roches cristallines, par exemple, le granite (<5%) et peut être forte pour les roches sédimentaires clastiques, par exemple, le grès (jusqu'à 50%). La porosité affecte la perméabilité.

La teneur en eau dépend du degré de saturation. La roche humide tend à avoir une résistance légèrement plus faible.

B. Dureté

La dureté est la caractéristique d'un matériau à résister à une déformation permanente. La dureté de la roche dépend de plusieurs facteurs, y compris la composition minérale et la densité. Une mesure typique est le nombre de dureté de rebond de Schmidt.

L'essai consiste à pointer le marteau de Schmidt perpendiculairement et toucher la surface de la roche. Le marteau est libéré et la lecture prise directement sur le marteau. La lecture donne directement le nombre de dureté de rebond de Schmidt.



Essai de dureté de rebond

Le nombre de dureté de rebond de Schmidt standard est pris quand le marteau est pointé verticalement vers le bas. Si le marteau est pointé horizontalement et vers le haut, une correction est nécessaire pour être ajoutée au nombre obtenu à partir du marteau. Le nombre de correction est donné dans le tableau.

Rebound Number	Vertically downward	45° downward	Horizontal	45° upward	Vertically upward
10	0	-0.8			-3.2
20	0	-0.9	-8.8	-6.0	-3.4
30	0	-0.8	-7.8	-6.2	-3.1
40	0	-0.7	-6.6	-5.3	-2.7
50	0	-0.6	-5.3	-4.3	-2.2
60	0	-0.4	-4.0	-3.3	-1.7

Nombre de correction pour le marteau de Schmidt avec angle d'inclinaison

Charbonnages de France) est un test d'abrasivité largement répandu en France dans l'industrie minière du charbon. Dans cet essai l'échantillon est placé dans un étai sous un foret d'acier dur soigneusement affûté par une pointe conique à 90° d'angle au sommet.

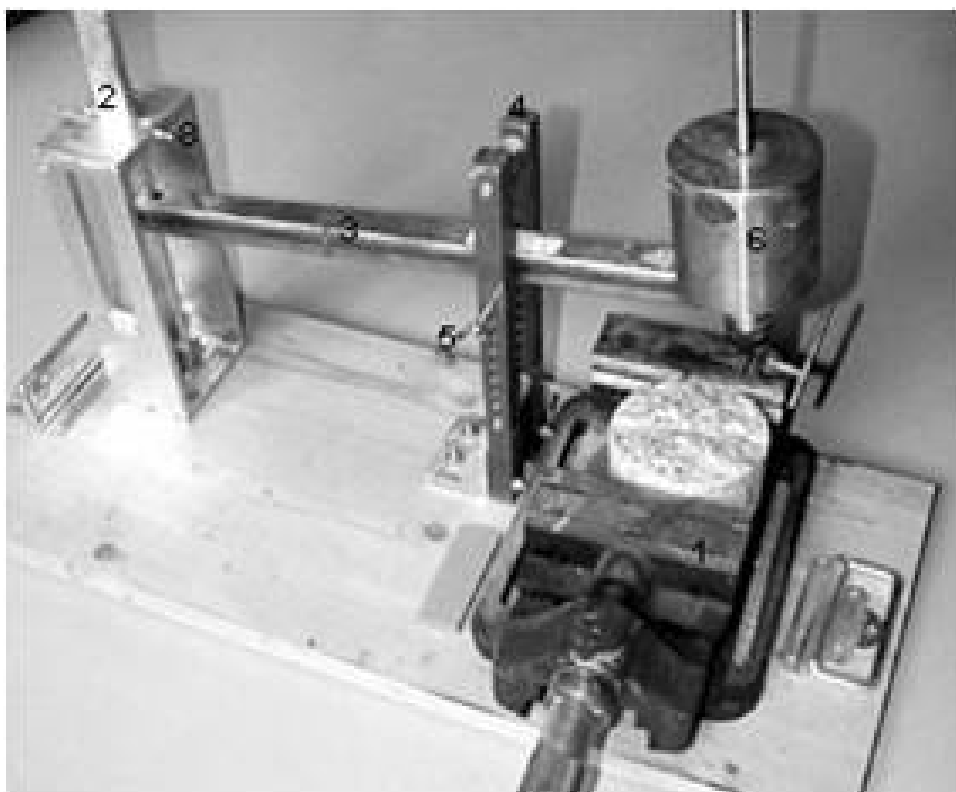


photo de l'appareillage

Ce foret chargé à 70N est déplacé de 10 mm sur la surface de l'échantillon: on mesure au microscope le diamètre, exprimé en 1/10 de mm, du méplat produit par le frottement. Cette valeur définit l'abrasivité de la roche.

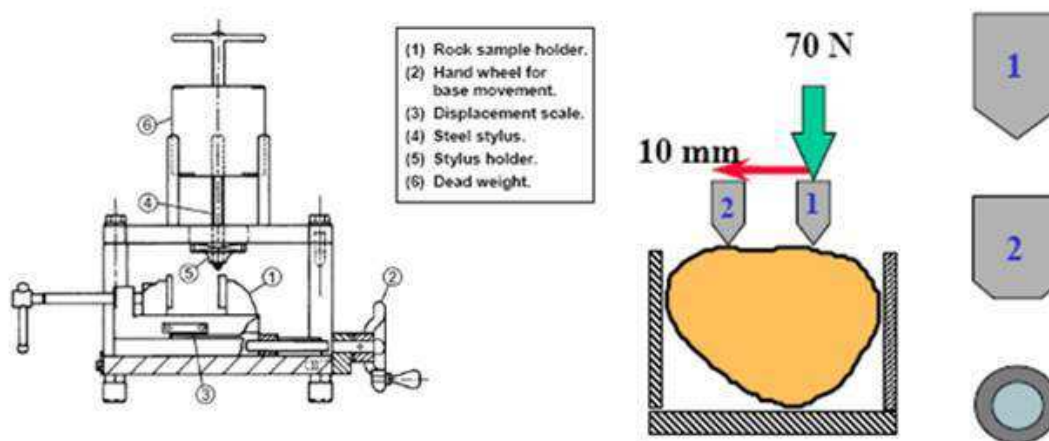


Schéma de principe de l'essai

La valeur de l'indice d'abrasivité Cerchar (CAI) est donnée par :

$$CAI = 10^{-2} d$$

où d est le diamètre du méplat de la pointe conique en μm

Granite	4.5 – 5.3
Diorite	4.2 – 5.0
Andésite	2.7 – 3.8
Basalte	2.0 – 3.5
Grès	1.5 – 3.5, 2.8 – 4.2
Schiste argileux	0.6 – 1.8
Calcaire	1.0 – 2.5
Gneiss	3.5 – 5.3
Ardoise	2.3 – 4.2
Quartzite	4.3 – 5.9

L'indice d'abrasivité CAI de quelques roches

2. Essai LCPC

L'essai d'abrasivité L.C.P.C du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées consiste à faire tourner une plaquette d'acier pendant 5 minutes à 4500t/min dans 500 g de roche préalablement broyée et tamisée à la dimension 4-6 mm. La plaquette (25x20x5 mm) présente une dureté bien déterminée.

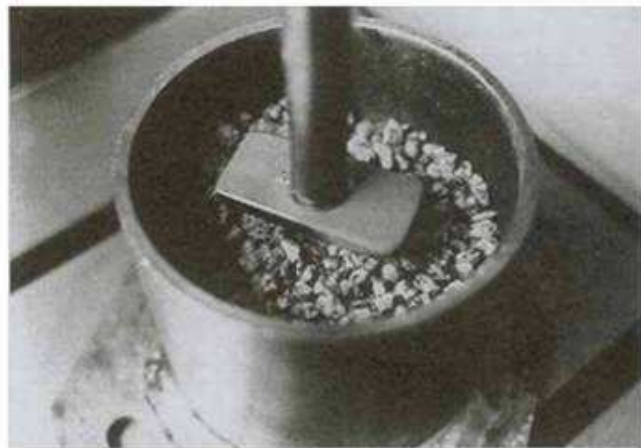


Photo de l'appareillage LCPC

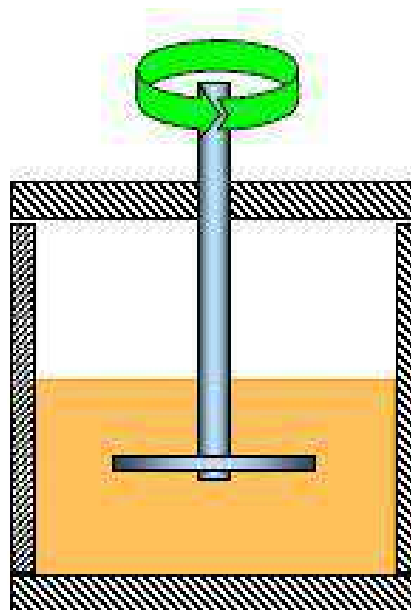


Schéma de principe de l'essai



Etat de la plaquette avant et après essai

L'indice d'abrasivité est égal au rapport de la perte de masse de la plaquette à la masse de matériau soumis à l'essai.

$$ABR = \frac{P_0 - P}{G_0}$$

P_0 = poids de la plaquette avant essai [g]

P = poids de la plaquette après essai [g]

G_0 = poids de l'échantillon [t]

ABR [g/t]	Echelle	Exemple roche
0-500	très faible	schistes, calcaires
500-1000	faible	grès molasse
1000-1500	moyenne	gneiss
1500-2000	élevée	granites
>2000	très élevée	quartzites

L'indice d'abrasivité ABR de quelques roches

D. Perméabilité

La perméabilité est une mesure de la capacité d'un matériau à transmettre des fluides. Elle est obtenue par la loi de Darcy,

$$Q = Ak(h_1 - h_2) / L$$

Q = Débit

k = Coefficient de perméabilité

A = section

L = longueur

h₁, h₂ = charge hydraulique

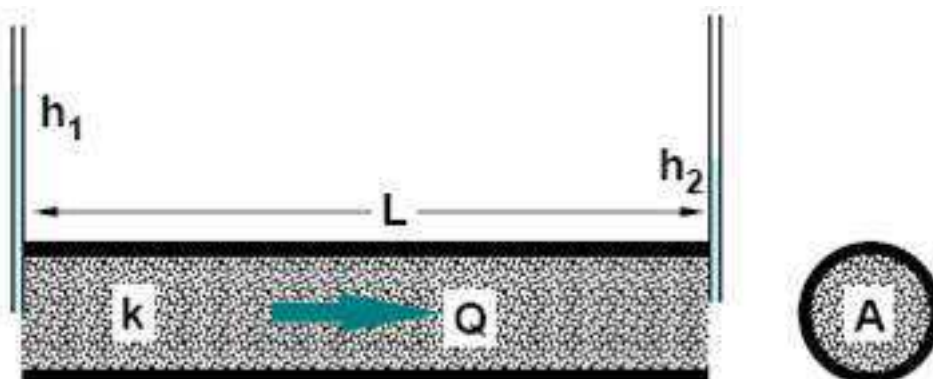


schéma d'essai de Perméabilité

La plupart des roches ont des perméabilités très faibles. Celle d'un granite sain, par exemple, est de l'ordre de 10⁻¹⁰ m/s. La perméabilité de la roche est régie par la porosité. Les roches poreuses telles que le grès ont habituellement une perméabilité élevée tandis que les granites ont une faible perméabilité.

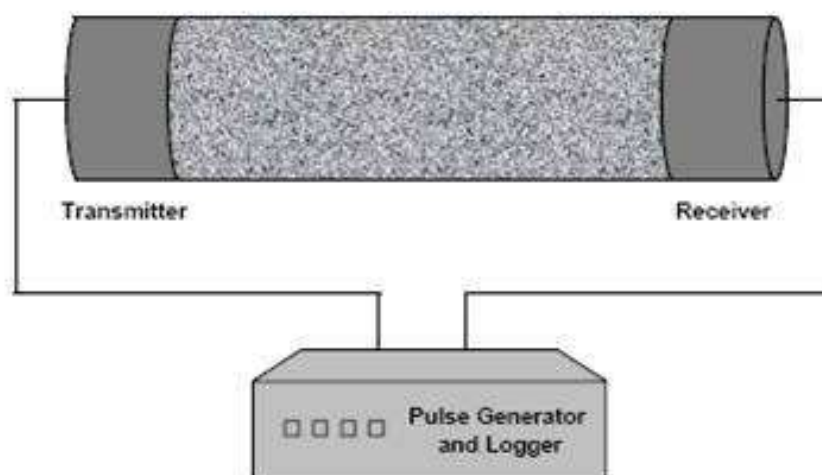
A l'exception des roches poreuses, la perméabilité des roches a peu d'intérêt. Dans le massif rocheux, l'écoulement se concentre dans les fissures.

E. Vitesse d'onde

Les vitesses d'ondes permettent de fournir des informations sur le degré d'altération et/ou la fissuration et la porosité.

Deux types d'ondes sont souvent utilisées dans les mesures de la vitesse: l'onde longitudinale (P) et l'onde de cisaillement (S). L'onde P est la plus rapide et par conséquent elle est la plus communément utilisée dans les mesures de vitesse d'ondes.

Une éprouvette rocheuse cylindrique est préparée en coupant et enroulant les extrémités. La longueur est mesurée. Un indicateur ultrasonique numérique consistant en une unité génératrice de pulsations, d'un transmetteur et d'un receveur est utilisé pour mesurer la vitesse de pulsation sonore. Le transmetteur et le receveur sont positionnés aux extrémités de l'éprouvette et le temps du trajet de l'onde de pulsation est mesurée. La vitesse est calculée en divisant la longueur de l'éprouvette par le temps du trajet de l'onde de pulsation.



Mesure des vitesses d'ondes P et S dans une éprouvette rocheuse

La vitesse d'onde est liée au degré de compacité (densité et porosité) de la roche. Une roche bien compactée a généralement une vitesse élevée pour autant que les grains soient bien en contact et que les ondes puissent passer à travers les grains solides.

La vitesse d'onde P des roches ignées, gneiss et quartzite est de 5000-7000 m/s, Pour les schistes argileux, le grès et les conglomérats, la vitesse vaut 3000-5000 m/s.

La vitesse d'onde peut être utilisée pour estimer les modules de la roche. Les modules estimés sont en général légèrement plus grands que ceux déterminés par des essais statiques.

Module élastique $E_s = \rho \cdot v_p^2$ (GPa), (g/cm³), (km/s)

Module de cisaillement $G_s = \rho \cdot v_s^2$ (GPa), (g/cm³), (km/s)

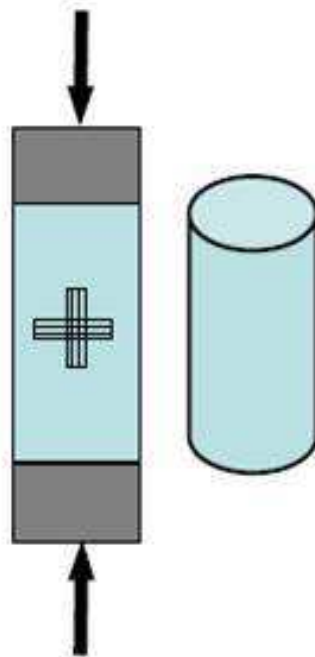
Coefficient de Poisson $\nu_s = [1 - 2(v_s/v_p)^2] / \{2[1 - (v_s/v_p)^2]\}$

F. Propriétés mécaniques

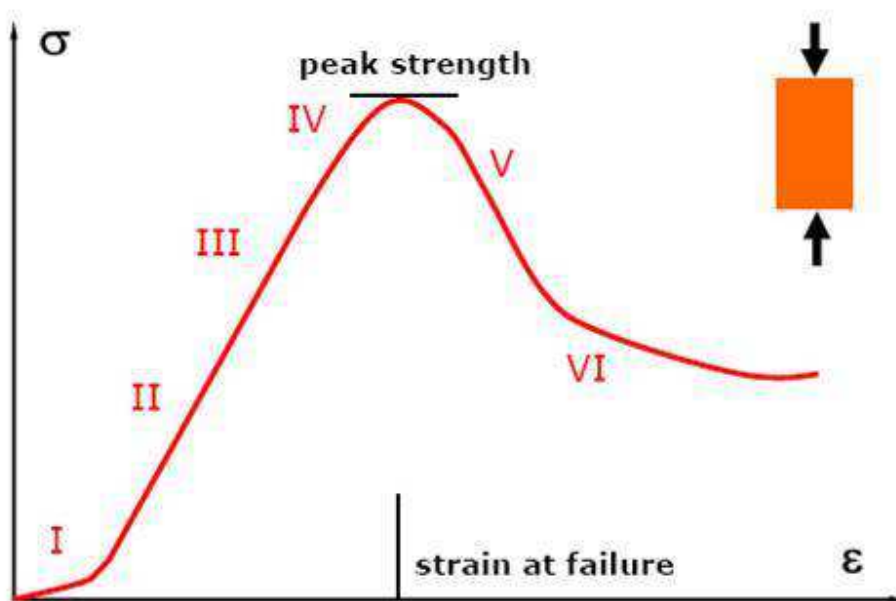
1. Compression uniaxiale

La résistance à la compression uniaxiale est la contrainte ultime d'un échantillon de roche cylindrique sous chargement axial. C'est la plus importante des propriétés mécaniques de la roche, utilisée en dimensionnement, analyse et modélisation.

En parallèle avec la mesure de la charge, on mesure aussi les déformations axiales et radiales.



Essai de compression uniaxiale



Courbe contrainte – déformation typique d'un matériau rocheux

La résistance au pic est la contrainte maximale qu'un échantillon de roche intact est en mesure de supporter dans un essai de compression ou de cisaillement réalisé au laboratoire. Une fois dépassé le pic de résistance, l'échantillon peut présenter encore une capacité de résistance. La résistance minimale ou résiduelle est obtenue généralement après une déformation postérieure au pic importante.

La courbe contrainte – déformation complète peut être divisée en 6 sections représentant 6 stades que le matériau rocheux subit.

- **Stade I** : La roche est initialement chargée. En liaison avec la déformation, les microfissures existantes se ferment, entraînant une non-linéarité initiale de la courbe.
- **Stade II** : La roche a un comportement linéairement élastique avec une courbe contrainte-déformation linéaire, axialement et radialement. Les microfissures sont susceptibles d'apparaître à la fin de ce stade, à approximativement 35-40% de la résistance au pic.
- **Stade III** : La roche se comporte presque linéairement. La courbe de contrainte-déformation axiale est quasi linéaire et est presque réversible. Il y'a une légère augmentation de la déformation latérale due à la dilatation. La propagation de la microfissuration s'effectue d'une manière stable durant ce stade. Les microfissures qui en résultent sont indépendantes les unes des autres et sont distribuées à travers l'éprouvette. La limite supérieure de ce stade se produit à 80% de la résistance au pic approximativement.
- **Stade IV** : La roche subit une rapide accélération de la microfissuration et de l'augmentation du volume.
- **Stade V** : La roche a dépassé la contrainte de pic, mais est encore intacte, même si la structure interne est fortement perturbée. L'échantillon subit un radoucissement des déformations (rupture).
- **Stade VI** : La roche se rompt en plusieurs blocs plutôt qu'en une structure intacte. Ces blocs glissent les uns par rapport aux autres et le mécanisme de déformation prédominant est le frottement entre les blocs glissant.



Près de la contrainte de pic
(IV-V)



Après la contrainte de pic
(VI)

Etats de la roche lors des stades de compressions

Les roches se rompent généralement sous faible déformation, typiquement autour de 0,2 à 0,4%. Les roches fragiles, telles que les roches cristallines, ont une déformation faible à la rupture, alors que les roches tendres comme les schistes et les argilites tendent à avoir une déformation relativement élevée à la rupture.

La plupart des roches, incluant les roches ignées cristallines, métamorphiques et sédimentaires, se comportent de manière fragile sous compression uniaxiale. Quelques roches tendres, principalement d'origine sédimentaire, ont un comportement ductile.

2. Compression Triaxiale

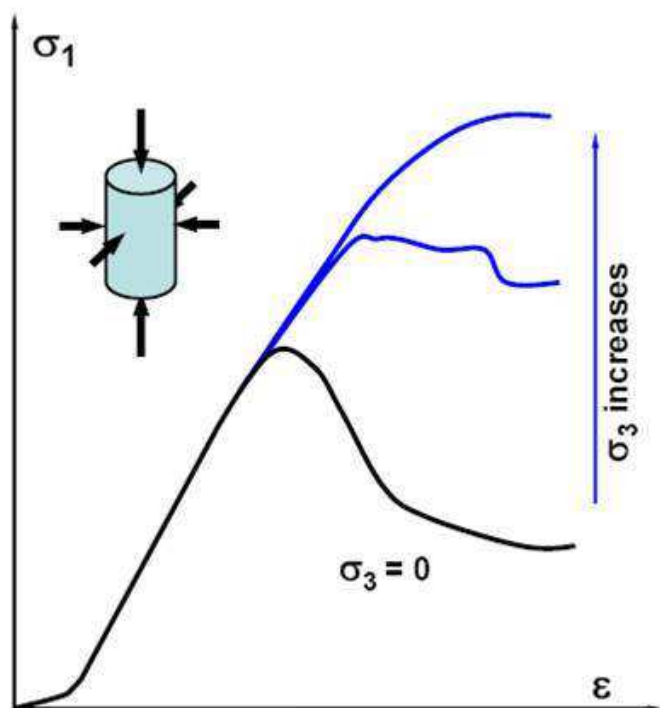
En profondeur, la roche est soumise à des contraintes axiales et radiales (triaxiales), et la résistance à la compression est plus forte en conditions triaxiales.

L'état de compression triaxiale vraie signifie 3 contraintes principales différentes. On admet souvent pour simplifier que les 2 contraintes radiales sont égales à la contrainte principale mineure (essai triaxial axisymétrique).

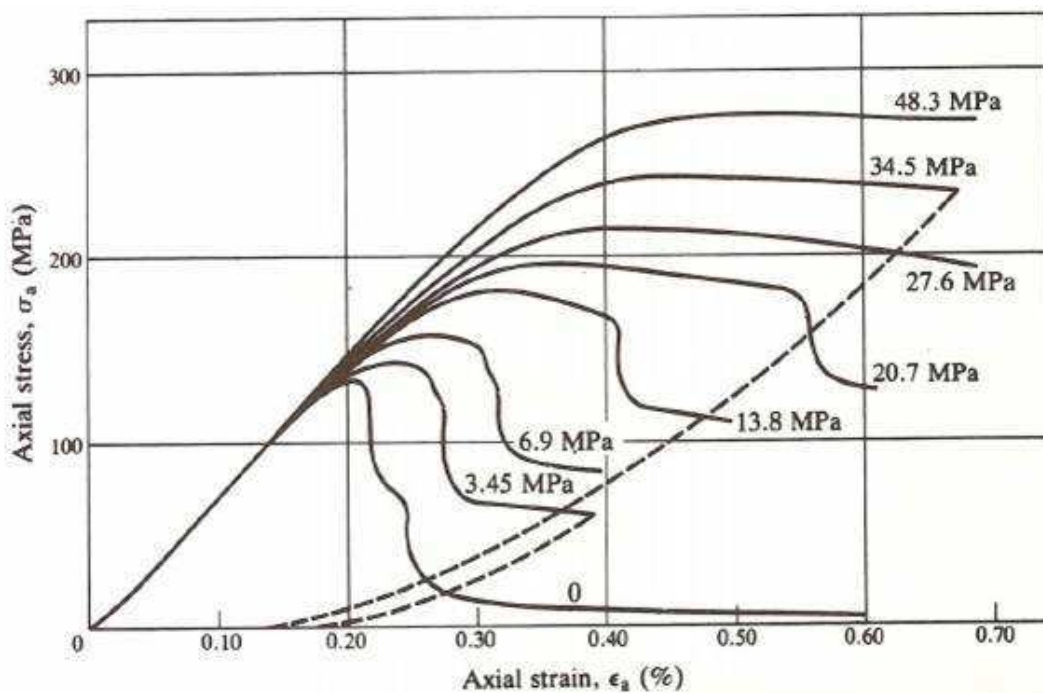
Le comportement de la roche en compression triaxiale change avec l'augmentation de la pression de confinement:

- (a) La résistance maximale (au pic) augmente;
- (b) Le comportement après le pic change graduellement de fragile à ductile.

Dans le domaine élastique, le comportement contrainte-déformation est le même qu'en compression uniaxiale



Résultats d'une série d'essais de compression triaxiale



Résultats d'essais de compression triaxiale sous diverses pressions de confinement réalisés sur un marbre

On note:

- La transition fragile - ductile a lieu entre 24 et 35 MPa.
- L'augmentation de la pression de confinement s'accompagne d'un changement du style de déformation: on passe d'une déformation accommodée par une fracture à

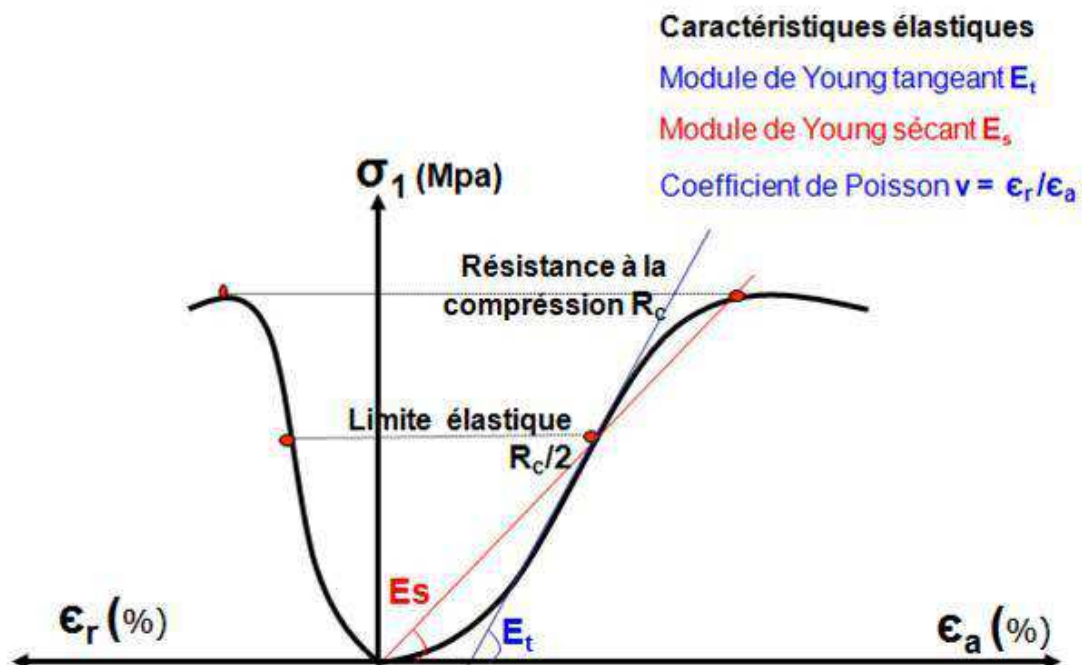
une déformation distribuée sur des plans de fracturation conjugués dont la densité s'accroît.

3. Le module de Young et le coefficient de Poisson

Le module de Young (à 50% de la contrainte de rupture) et le coefficient de Poisson (à 50% de la contrainte de rupture) peuvent être déterminé expérimentalement à partir de la pente de la partie linéaire de la courbe contrainte-déformation obtenue à partir d'un essai de compression sur une éprouvette de roche. Ils semblent ne pas être affectés par le changement de la contrainte de confinement.

Les roches à haute résistance tendent également à avoir un grand module de Young, dépendant du type de roche et d'autres facteurs. Le module de Young est typiquement compris entre 8 et 80 GPa. Pour les roches extrêmement dures et résistantes, il est susceptible d'atteindre 100 GPa.

Pour la plupart des roches, le coefficient de Poisson se situe entre 0,15 et 0,4.



Détermination du module de Young et du coefficient de Poisson dans un essai de compression simple

4. Résistance à la traction

Les roches ont généralement une faible résistance à la traction, due aux microfissures préexistantes. L'existence de ces microfissures peut également être la cause de la rupture soudaine de la roche en traction sous une faible contrainte.

La résistance à la traction de la roche peut être obtenue à partir de plusieurs types d'essais.

La résistance à la traction directe est obtenue par traction jusqu'à la rupture d'une éprouvette cylindrique dont les extrémités ont été collées sur des têtes métalliques.

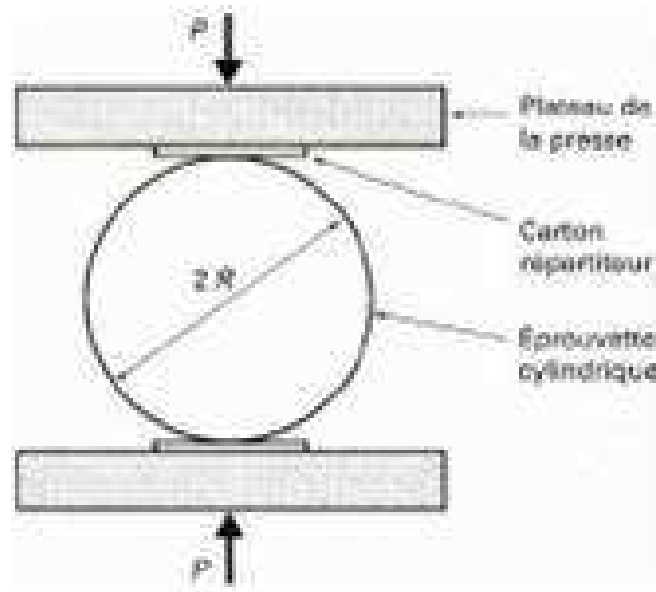
La résistance à la traction peut être déterminée par un essai de traction indirect connu sous le nom d'essai brésilien.

L'essai brésilien, est réalisé en comprimant entre les plateaux de la presse une

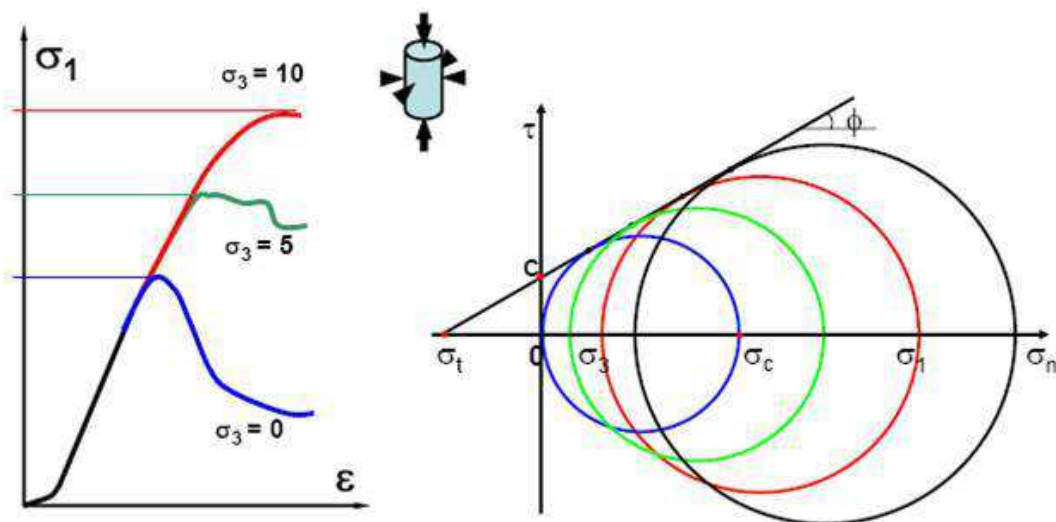
épreuve cylindrique le long de deux génératrices opposées: la rupture est obtenue par traction au centre de l'éprouvette. On évite ainsi les difficultés de collage des têtes et la dispersion des valeurs est moins grande que dans l'essai direct.

Si P est l'effort fourni par la presse au moment de la rupture, R le rayon de l'éprouvette et H sa hauteur, la résistance à la traction indirecte est donnée par :

$$\sigma_t = P / \pi R H$$



L'essai brésilien



Résultats d'essais de compression triaxial

5. Résistance au cisaillement

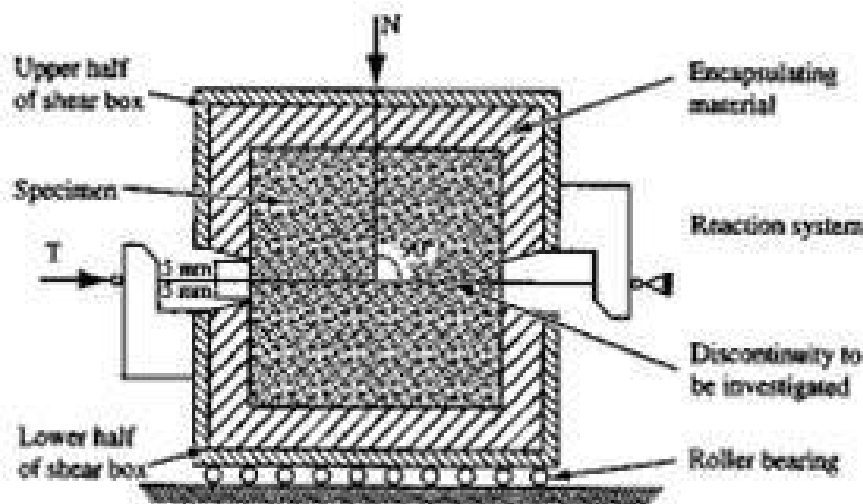
La roche résiste à l'effort de cisaillement par deux mécanismes internes, cohésion et frottement interne. La cohésion est une mesure de liaison interne de la roche. Le frottement interne résulte du contact entre les particules, et est défini par l'angle de frottement interne. La résistance au cisaillement de la roche peut être déterminée par l'essai de cisaillement direct et par des essais de compression triaxiale.

a) Résistance au cisaillement par essais triaxiaux

A partir d'une série de tests triaxiaux, les contraintes max (σ_1) sont obtenues pour différentes contraintes latérales (σ_3). En traçant les cercles de Mohr, on définit la courbe intrinsèque et on obtient la cohésion et l'angle interne de frottement.

b) Résistance au cisaillement par essai de cisaillement direct

Cet essai consiste à provoquer la rupture d'une éprouvette de roche suivant un plan déterminé. Il s'effectue au moyen d'une machine de cisaillement. Sur la facette cisailée, on obtient ainsi une valeur du couple σ (contrainte normale) et τ (contrainte tangentielle) conduisant à la rupture.



Machine de cisaillement

c) Résistances à la compression, au cisaillement et à la traction

La résistance à la traction ou au cisaillement sont importantes, car la roche se rompt souvent en traction ou en cisaillement, même si la charge apparaît être en compression. Les roches ont en général une résistance à la compression très forte, la rupture en compression pure est donc rare. Théoriquement, les trois résistances sont liées. Ceci sera discuté dans les critères de résistance. On notera également que la résistance à la compression uniaxiale est en général de 10 à 30 fois plus grande que la résistance à la traction.

Roche	Rés. comp. uniax. (MPa)	Rés. traction (MPa)
Granite	100 – 300	7 – 25
Dolerite	100 – 350	7 – 30
Gabbro	150 – 250	7 – 30
Basalte	100 – 350	10 – 30
Grès	20 – 170	4 – 25
Schiste	5 – 100	2 – 10
Dolomie	20 – 120	6 – 15
Calcaire	30 – 250	6 – 25
Gneiss	100 – 250	7 – 20
Ardoise	50 – 180	7 – 20
Marbre	50 – 200	7 – 20
Quartzite	150 – 300	5 – 20

Valeurs typiques de la résistance à la compression uniaxiale et la résistance à la traction de certaines roches

6. Indice de résistance ponctuelle

L'essai de résistance ponctuelle est un essai d'indice simple pour la roche. Il permet d'estimer la résistance à la compression uniaxiale des roches saines ou fissurées. Il donne l'indice de résistance ponctuelle, $I_{s(50)}$.



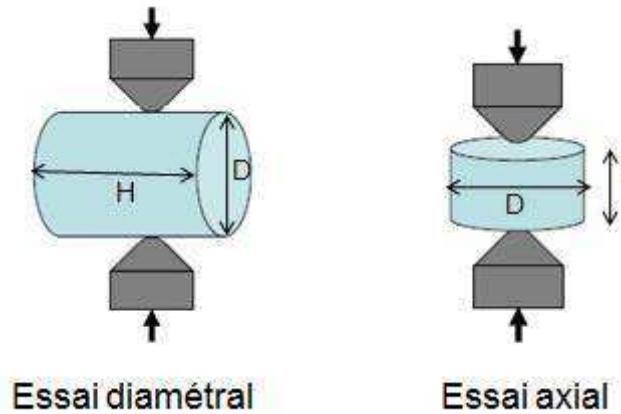
Principe de l'essai de résistance ponctuelle

L'essai de résistance ponctuelle peut être conduit diamétralement ou axialement.

Dans l'essai diamétral, l'éprouvette de diamètre D est chargée à travers son diamètre. Le rapport longueur/diamètre devrait être supérieur à 1.

Dans l'essai axial, l'éprouvette est coupée de façon à avoir une hauteur H comprise entre 0,5D et D.

La charge à la rupture est notée P.



L'essai de résistance ponctuelle

L'indice de résistance ponctuelle non corrigée est notée I_s . Il est donné par :

$$I_s = P / D_e^2$$

Où D_e le diamètre équivalent de l'éprouvette cylindrique, est donné par:

$$D_e^2 = D^2 \text{ pour l'essai diamétral;}$$

$$D_e^2 = 4 A / \pi \text{ pour l'essai axial;}$$

$A=HD$ =surface de la section minimale d'un plan à travers les points de chargement

La résistance ponctuelle est corrigée par rapport à la résistance ponctuelle correspondant à une éprouvette équivalente de diamètre égal à 50 mm.

Pour $D_e \neq 50 \text{ mm}$, le facteur de correction de dimensions est :

$$F=(D_e / 50)^{0,45}$$

L'indice de résistance ponctuelle corrigé $I_{s(50)}$ est donné par :

$$I_{s(50)} = F I_s$$

Granite	5 – 15
Gabbro	6 – 15
Andesite	10 – 15
Basalte	9 – 15
Grès	1 – 8
Mudstone	0.1 – 6
Calcaire	3 – 7
Gneiss	5 – 15
Schiste	5 – 10
Ardoise	1 – 9
Marbre	4 – 12
Quartzite	5 – 15

Valeurs typiques de l'indice de résistance

a) Corrélation entre l'indice de résistance ponctuelle et les résistances

La résistance à la compression uniaxiale: $\sigma_c \approx 22 I_{s(50)}$

Le facteur de corrélation peut varier entre 10 et 30 (au lieu de 22).

$I_{s(50)}$ devrait être utilisé comme un indice de résistance indépendant et ne devrait pas être utilisé pour déterminer la résistance à la compression.

La résistance à la traction obtenue à partir d'un essai brésilien:

$$\sigma_t \approx 1.25 I_{s(50)}$$

Cette corrélation est plus satisfaisante.

7. Ténacité de fracture

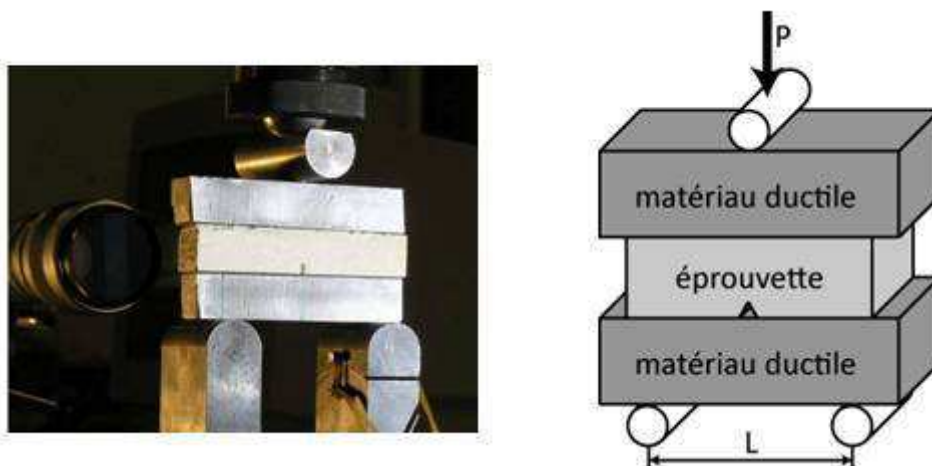
La ténacité de fracture est la capacité de la roche à résister à la propagation d'une fissure existante (amenant à la rupture de l'éprouvette). Elle est typiquement mesurée par un essai de ténacité.

Il existe trois modes de rupture:

mode I (mode par ouverture): une contrainte de traction normale au plan de la fracture; les surfaces de la fracture se déplacent dans des directions opposées et perpendiculairement aux plans de fracture.

fissure.

Différentes méthodes de pré-fissuration d'éprouvettes de matériaux fragiles peuvent être utilisées l'essai sandwich étant une des plus simples à réaliser.



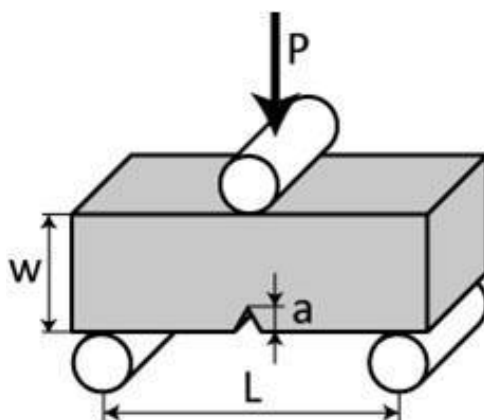
Essais de ténacité

Afin de mesurer la ténacité, des essais de flexion trois points sont réalisés. Les essais sont maintenant réalisés sur des éprouvettes pré-fissurées. Dans le cas général, des abaques permettent de relier l'effort de rupture P_c à la ténacité KIC :

$$K_{IC} = \frac{LP_c}{bw^{3/2}} f(\alpha)$$

$$\alpha = a/b, L = 4w, \text{ et } f(\alpha) = \left(\frac{3}{2} \cdot \sqrt{\alpha}\right) \cdot 1,99 - \frac{(1-\alpha) \cdot (2,55 - 3,93 \cdot \alpha + 2,7 \cdot \alpha^2)}{((1+2 \cdot \alpha) \cdot (1-\alpha)^{3/2})}$$

La géométrie de l'éprouvette est connue et la charge critique est notée à la fin de chaque essai. La mesure de a est réalisée par corrélation d'images.



Essai de flexion

Granite	0.11 – 0.417
Dolerite	>0.41
Gabbro	>0.41
Basalt	>0.41
Grès	0.027 – 0.041
Schiste argileux	0.027 – 0.041
Calcaire	0.027 – 0.041
Gneiss	0.11 – 0.41
Schiste	0.005 – 0.027
Ardoise	0.027 – 0.041
Marbre	0.11 – 0.41
Quartzite	>0.41

Valeurs typiques de KIC pour certaines roches

G. Critères de rupture de la matrice rocheuse

1. Résistance et critères de résistance

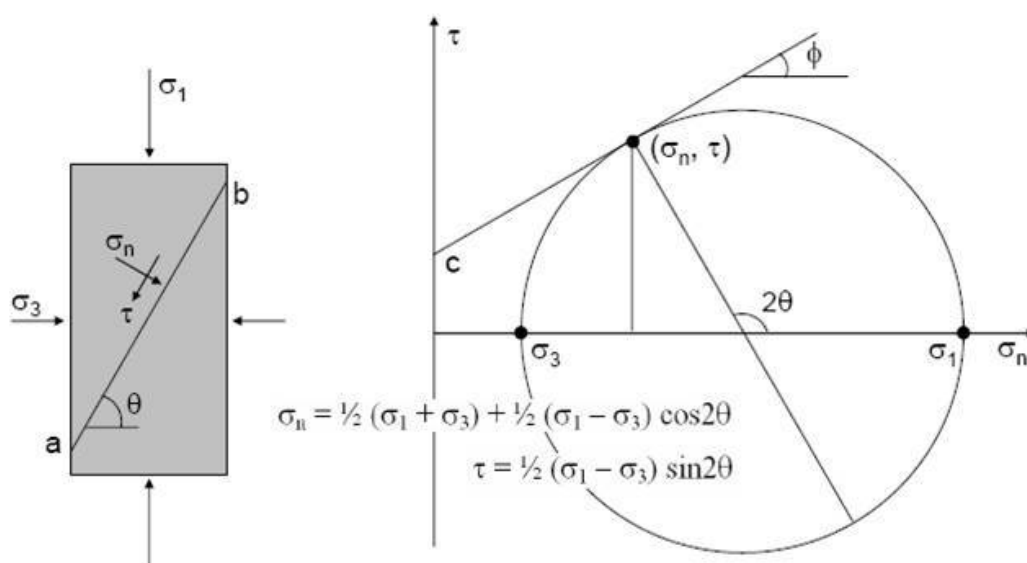
La limite de résistance est définie par la contrainte à laquelle le matériau commence à se déformer de façon plastique. Cela représente généralement une limite supérieure à la charge qui peut-être appliquée.

Un critère de résistance limite est une hypothèse qui concerne la limite de contrainte sous n'importe quel état de contraintes. Ceci est généralement décrit par trois contraintes principales.

2. Critère de Mohr-Coulomb

Le critère de Mohr-Coulomb est le plus utilisé en pratique avec les sols. Pour les roches, des critères plus précis, souvent expérimentaux, remplacent de plus en plus le critère de Mohr-Coulomb qui reste néanmoins utilisé très souvent à titre indicatif. Ce critère définit la relation

qui unit la contrainte tangentielle à la contrainte normale pour un plan particulier du matériau considéré au moment de la rupture.



Contrainte sur le plan de rupture a-b et représentation du cercle de Mohr

La résistance au cisaillement de Coulomb dépend de deux paramètres : la cohésion constante (c) et l'angle de frottement interne (φ). Elle a pour équation:

$$\tau = c + \sigma_n \tan \varphi$$

σ_n étant la contrainte agissant sur le plan de cisaillement.

C'est l'équation d'une ligne droite, avec une intersection de c sur l'axe des τ et un angle φ avec l'axe des σ_n .

Du diagramme des cercles de Mohr, on peut déduire que :

$$\sigma_n = 1/2 \cdot (\sigma_1 + \sigma_3) + 1/2 \cdot (\sigma_1 - \sigma_3) \cos 2\theta$$

$$\tau = 1/2 \cdot (\sigma_1 - \sigma_3) \sin 2\theta$$

En combinant les deux équations ci-dessus avec

$$\tau = c + \sigma_n \cdot \tan \varphi$$

$$1/2 \cdot (\sigma_1 - \sigma_3) \cdot \sin 2\theta = c + (1/2 \cdot (\sigma_1 + \sigma_3) + 1/2 \cdot (\sigma_1 - \sigma_3) \cdot \cos 2\theta) \cdot \tan \varphi$$

$$\sigma_1 = \frac{2c + \sigma_3 (\sin 2\theta + \tan 2\theta \cdot (1 - \cos 2\theta))}{\sin 2\theta - \tan \theta (1 + \cos 2\theta)}$$

La roche se fracture avec la formation d'un plan de cisaillement a-b, par exemple, l'état des contraintes sur le plan a-b satisfait la condition de résistance au cisaillement. Dans le diagramme, lorsque le cercle de Mohr touche l'enveloppe de résistance de Mohr- Coulomb, la condition de la contrainte sur le plan ab atteint

celle du critère de résistance.

A partir du cercle de Mohr, le plan de rupture est défini par θ , avec:

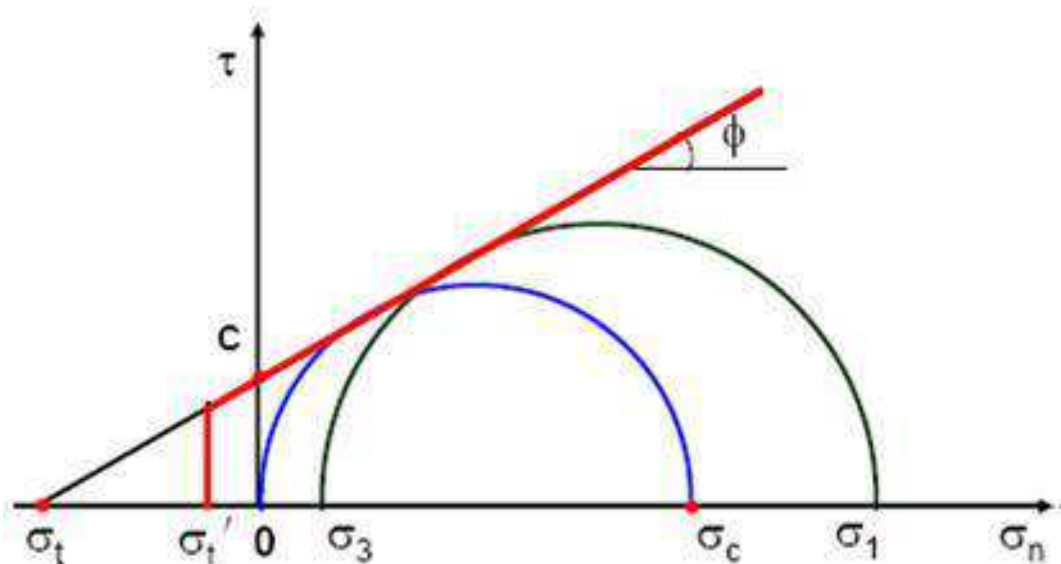
$$\theta = \pi/4 + \varphi/2$$

$$\sigma_1 = \frac{(2c \cos \theta + \sigma_3(1 + \sin \theta))}{(1 - \sin \theta)}$$

$$\sigma_c = \frac{(2c \cos \theta)}{(1 - \sin \theta)}$$

$$\sigma_t = \frac{(2c \cos \theta)}{(1 + \sin \theta)}$$

Les résistances actuelles à la traction des roches sont inférieures au critère. Un seuil de traction est normalement fixé à une valeur de la contrainte de traction uniaxiale, σ_t' , égale à environ 1/10 σ_c .

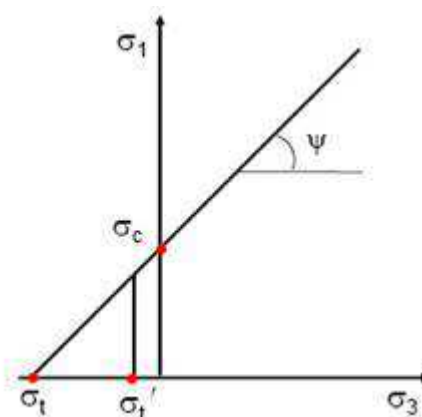


Enveloppe de Mohr-Coulomb en terme de contraintes normale et de cisaillement
Le critère de Mohr-Coulomb peut aussi être représenté dans un graphique σ_1 - σ_3

$$\sigma_1 = \sigma_c + \sigma_3 \tan \psi$$

$$\tan \psi = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

$$\sigma_1 = \sigma_c + \sigma_3 \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$



Enveloppe de Mohr-Coulomb en terme de contraintes principales

3. Commentaires au sujet du critère de Mohr-Coulomb

Le critère de Mohr-Coulomb n'est valable que pour le domaine des confinements faibles. A un haut niveau de confinement, il surestime la résistance. Il surestime aussi la résistance à la traction. Dans la plus part des cas, la mécanique des roches traite de problèmes superficiels et de faible confinement, aussi ce critère est largement employé, grâce à sa simplicité et son succès.

4. Critère de résistance de Griffith

Contrairement au sol, le critère de rupture des roches n'est pas linéaire, mais plutôt parabolique. La théorie de Griffith concernant la rupture des roches donne une explication à ce comportement.

Hypothèses de la théorie:

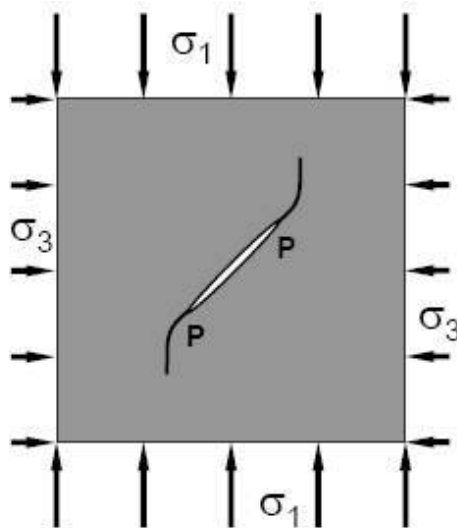
- Il existe un certain nombre de défauts (dislocations, joints entre les cristaux, etc..);

Ces défauts peuvent être assimilés à des ellipses;

En compression se développent des tractions P aux bords des ellipses

Si $|P| > |\sigma_t|$, les fissures sont perpendiculaires aux ellipses. Ensuite elles s'orientent dans le direction de σ_1 .

On considère que ces microfissures elliptiques sont isolées dans le milieu élastique de la roche.



critère de rupture de Griffith

En compression, une fissure elliptique se propagera à partir des points de concentration de la contrainte de traction maximale. Cela donne le critère suivant pour la propagation de la fracture:

- si $\sigma_1 + 3 \sigma_3 > 0$

$$(\sigma_1 - \sigma_3)^2 - 8 \sigma_t (\sigma_1 + \sigma_3) = 0$$

C'est une parabole dans le plan (σ_1, σ_3) .

- si $\sigma_1 + 3 \sigma_3 < 0$

$$\sigma_1 + \sigma_t = 0$$

Lorsque $\sigma_3 = 0$, $\sigma_1 - 8 \sigma_t = 0$ ou $\sigma_1 = 8 \sigma_t$

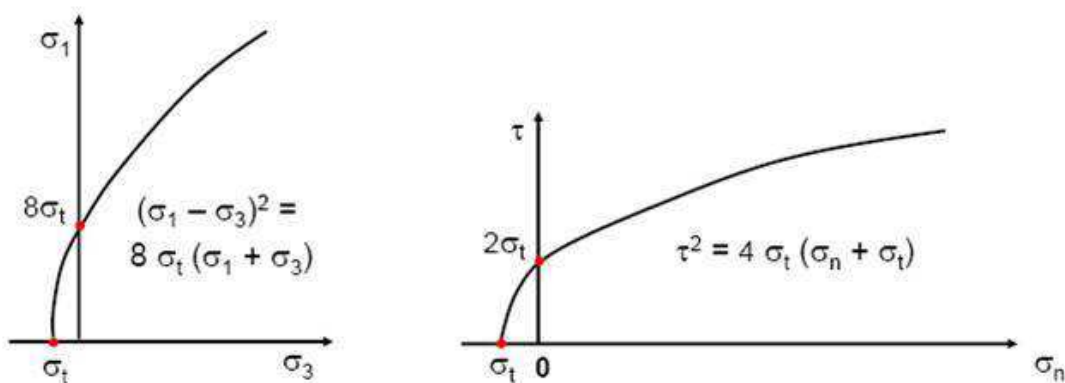
La contrainte de compression uniaxiale pour la propagation de la fissure vaut 8 fois la résistance uniaxiale à la traction.

Le critère de Griffith peut aussi être exprimé en terme de contrainte de cisaillement (τ) et de contrainte normale (σ_n) agissant sur la plan contenant l'axe principal de la fissure. Dans ce cas on a ;

$$\tau^2 = 4 \sigma_t (\sigma_n + \sigma_t)$$

C'est une parabole dans le plan (σ_n, τ) qui définit un critère d'amorce de fracturation.

Quand $\sigma_n = 0$, $\tau = 2 \sigma_t$, cela représente la cohésion.



Enveloppes de Griffith pour propagation de fracture en compression

5. Commentaires sur le critère de résistance de Griffith

La théorie de compression plane de Griffith ne donne pas un très bon modèle pour la résistance maximale de la roche sous une compression multiaxiale. Cela donne seulement une bonne estimation de la résistance à la traction, et sous-estime la résistance à la compression, particulièrement sous de grandes contraintes latérales. Un certain nombre de modifications à la solution de Griffith ont été introduites, mais aujourd'hui elles ne sont pas utilisées.

6. Critère de résistance de Hoek-Brown

L'application des théories classiques de résistance à des roches soumises à un large éventail d'états de contraintes s'est montrée peu satisfaisante, un bon nombre de critères empiriques de résistance ont été introduits pour une utilisation pratique.

Un des critères les plus répandus est celui de Hoek-Brown pour les roches et les massifs rocheux isotropes.

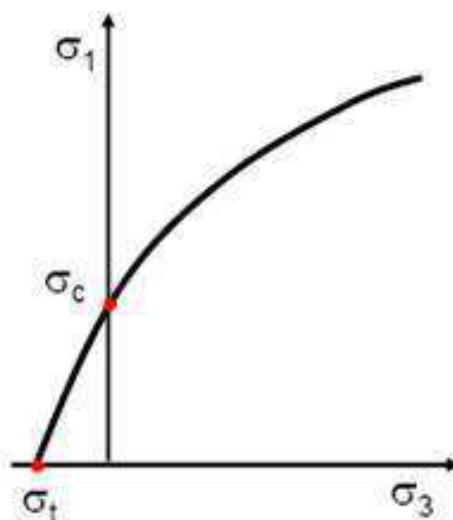
Le critère de Hoek et Brown est exprimé par l'équation :

$$\sigma_1/\sigma_c = \sigma_3/\sigma_c + (m \sigma_3/\sigma_c + 1)$$

ou

$$\sigma_1 = \sigma_3 + (m \sigma_3 \sigma_c + \sigma_c^2)^{1/2}$$

m est un paramètre qui change selon le type de roche.



Le critère de Hoek et Brown

- (a) $m \approx 7$ pour des roches carbonatées avec clivage cristallin bien développé (dolomite, calcaire, marbre);
- (b) $m \approx 10$ pour des roches sédimentaires à grain fin et à faible degré métamorphique (silts, schiste, ardoise)
- (c) $m \approx 15$ pour les roches sédimentaires à grain grossier et clivage cristallin faiblement développé (grès, quartzite);
- (d) $m \approx 17$ pour des roches cristallines ignées à grain fin (andésite, dolérite, diabase, rhyolite, basalte)
- (e) $m \approx 25$ pour des roches ignées à grain grossier et roches métamorphiques (gabbro, diorite, granite, gneiss).

7. Commentaires sur le critère de résistance de Hoek-Brown

L'enveloppe de résistance de Hoek-Brown n'est pas une ligne droite. C'est une courbe. A haut niveau de contrainte, l'enveloppe s'incurve vers le bas, et donne ainsi une évaluation de résistance inférieure à celle de l'enveloppe de Mohr-Coulomb. C'est un critère empirique basé sur des résultats réels d'essais obtenus sur diverses roches.

L'emploi et le choix des paramètres est très facile. Il peut être étendu aux massifs rocheux. Il est employé couramment en mécanique des roches et dans le dimensionnement des ouvrages.

Propriétés des discontinuités



Propriétés géométriques des joints	39
Propriétés mécaniques et hydrauliques des joints	52

A. Propriétés géométriques des joints

Les propriétés des discontinuités rocheuses régissent le comportement global des massifs rocheux.

D'après Priest: Une discontinuité est définie comme étant toute cassure mécanique ou fracture ayant une résistance en tension négligeable dans une roche.

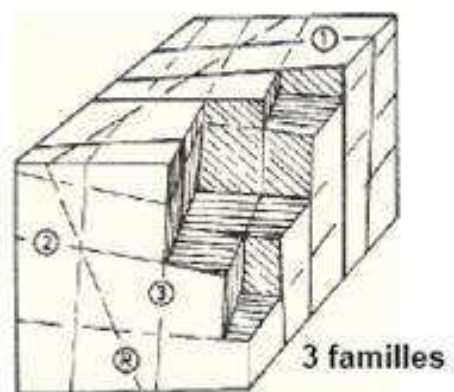
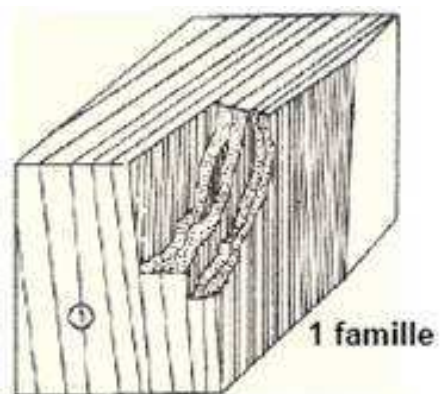
Principales caractéristiques géométriques des joints

- Nombre de familles de joints.
- Persistance du joint.
- Orientation du plan du joint.
- Espacement et fréquence des joints, taille du bloc élémentaire et RQD.
- Rugosité à la surface du joint et imbrication.
- Ouverture du joint et remplissage.

1. Familles de joints et longueur

a) Nombre de familles de joints

Les joints sont disposés généralement par familles, par ex des joints parallèles. Le nombre de familles de joints peut aller jusqu'à 5. Typiquement, une famille de joints découpe le massif rocheux en plaques, 2 familles perpendiculaires découpent la roche en colonnes et 3 en blocs. Plus de 3 familles découpent la roche en blocs de formes variées et de coins



Massif rocheux montrant 1 famille et 3 familles de joints

I	Massives, fractures aléatoires occasionnelles
II	Une famille de joints
III	Une famille de joints plus fractures aléatoires
IV	Deux familles de joints
V	Deux familles de joints plus fractures aléatoires
VI	Trois familles de joints
VII	Trois familles de joints plus fractures aléatoires
VIII	Quatres familles de joints ou plus
IX	Roche broyée, comme du sol

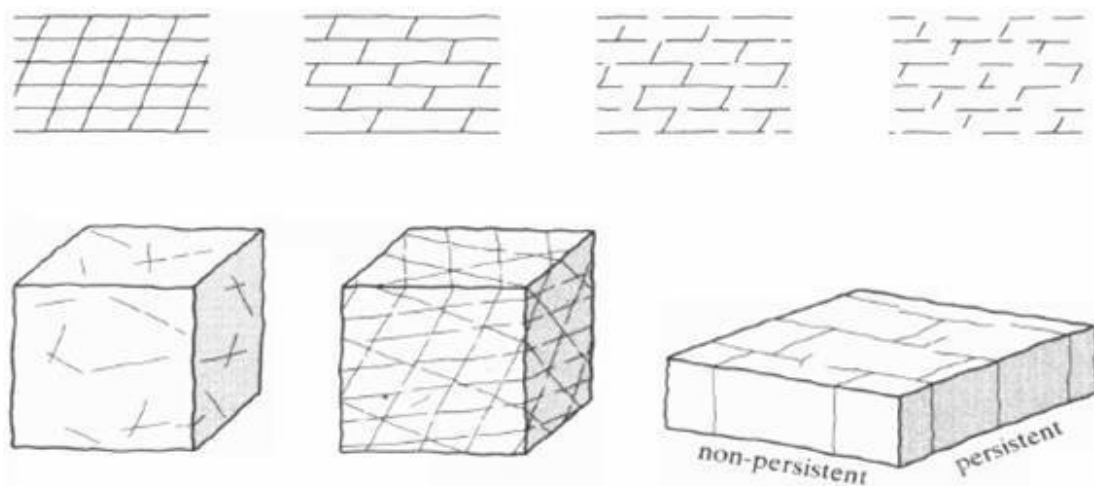
Description suggérée par l'ISRM (International Society of Rock Mechanics)

b) Persistance de joint

La persistance est l'extension spatiale ou la longueur d'une discontinuité, elle peut être directement mesurée en observant les longueurs des traces des discontinuités sur les affleurements. La persistance des systèmes de joints contrôle les glissements de grande échelle, rupture de pente en marches d'escalier, fondation de barrage et excavation de tunnel.

Description suggérée par l' ISRM	Longueur de la trace (m)
Persistance très faible	< 1
Persistance faible	1 – 3
Persistance moyenne	3 – 10
Persistance élevée	10 – 20
Persistance très élevée	> 20

Classification de persistance de joint suggérée par l'ISRM



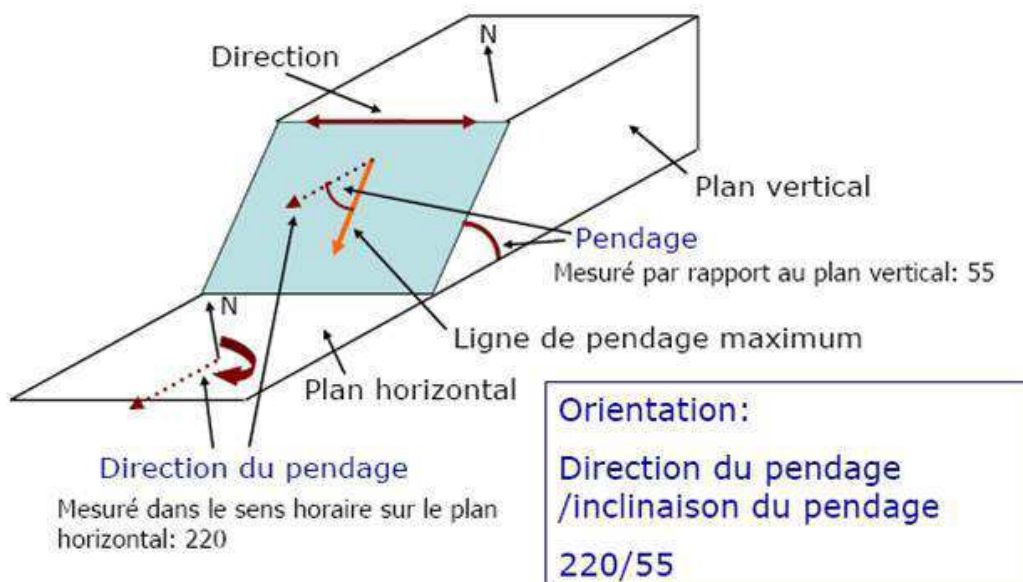
Schémas représentant la persistance de différents types de familles de joints

c) Orientation du plan des joints

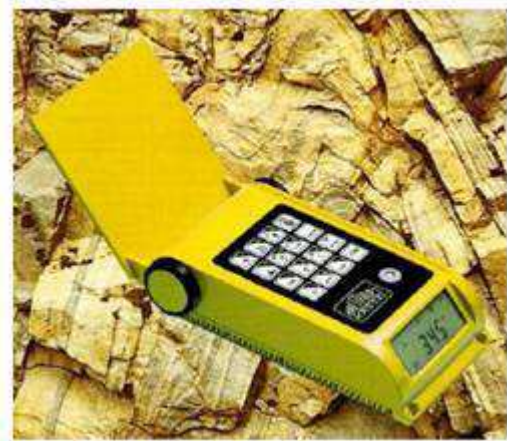
L'orientation des familles de joints contrôle la possibilité de conditions instables ou de déformations excessives. L'orientation mutuelle des joints détermine la forme des blocs rocheux.

L'orientation est définie par le pendage (inclinaison) et la direction du pendage ou l'orientation du plan.

Le pendage est l'angle que fait le plan du joint avec l'horizontal. Il est compté de 0 à 90°. La direction du pendage est l'angle que fait la projection sur le plan horizontal du plan d'un vecteur normal au plan avec le nord magnétique, dans le sens horaire. Cet angle varie de 0 à 360°.



Représentation de l'orientation d'un plan de joint



Une boussole géologique électronique Une boussole géologique

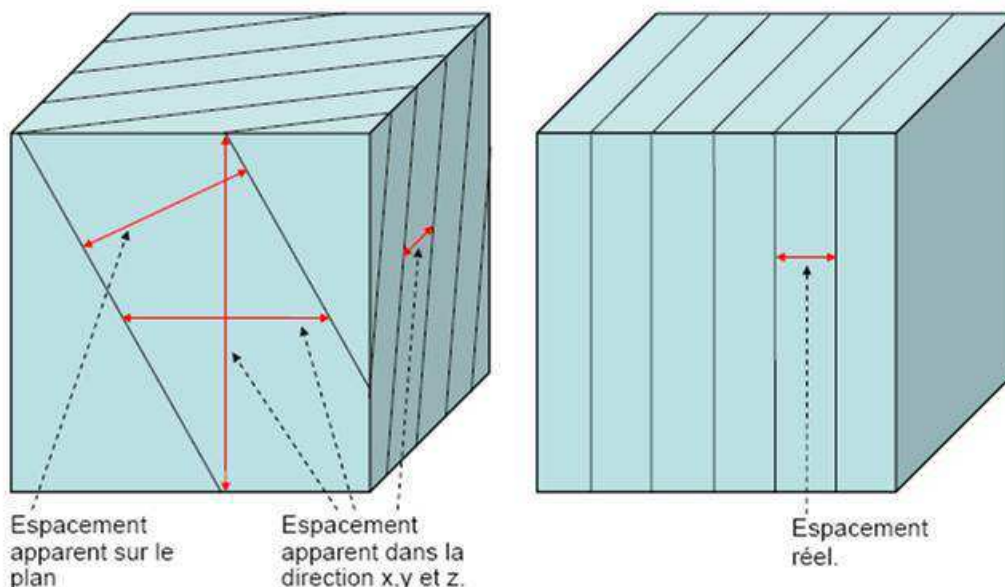
L'orientation d'un joint peut être représentée graphiquement en utilisant la méthode de projection hémisphérique. La méthode de projection consiste à représenter un plan en 3D par une représentation en 2D. En utilisant la projection, les données d'orientation des joints peuvent être évaluées en 2D. Cela peut-être utilisé pour analyser un grand nombre de données de joints, examiner la stabilité de pente en rocher et le glissement de blocs rocheux dans une excavation souterraine.

2. Espacement des joints, fréquence, taille des blocs, et RQD

Le degré de fracture d'un massif rocheux est contrôlé par le nombre de joints à l'intérieur du massif. Plus de joints signifie un espacement moyen entre les joints plus faible. L'espacement des joints contrôle la taille des blocs individuels. Cela contrôle le mode de rupture.

a) Espacement des joints

L'espacement des joints est la distance perpendiculaire entre les joints. Pour une famille de joints, il est habituellement exprimé comme l'espacement moyen de cette famille de joint. On mesure souvent l'espacement apparent. La mesure de l'espacement des joints varie selon les différentes faces et directions de mesures. Par exemple, dans un massif rocheux fissuré verticalement, les mesures selon la direction verticale donneront un espacement bien plus important que selon la



Espacement de joint, espacement apparent et espacement réel

L'ISRM recommande l'utilisation des termes donnés dans le tableau ci-dessous pour décrire l'espacement des joints.

Description	Espacement des joints (m)
Espacement extrêmement étroit	< 0.02
Espacement très étroit	0.02 - 0.06
Espacement étroit	0.06 - 0.2
Espacement modéré	0.2 - 0.6
Espacement large	0.6 - 2
Espacement très large	2 - 6
Espacement extrêmement large	> 6

Classification de l'espacement des joints

b) Fréquence des Joints

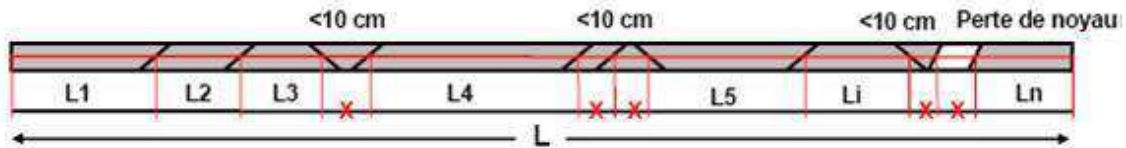
La fréquence des joints (λ), est définie comme le nombre de joints par mètre linéaire. C'est donc simplement l'inverse de l'espacement des joints (s_j), c.-à-d., $\lambda = 1 / s_j$

c) RQD (Rock Quality Designation)

L'indice RQD est défini comme le pourcentage des carottes de roches qui ont une longueur égale ou supérieure à 10 cm sur la longueur totale du forage.

$$RQD = \sum L_i / L \times 100\%, L_i > 10 \text{ cm}$$

$$RQD = \frac{\sum Li}{L}, Li > 10\text{ cm}$$

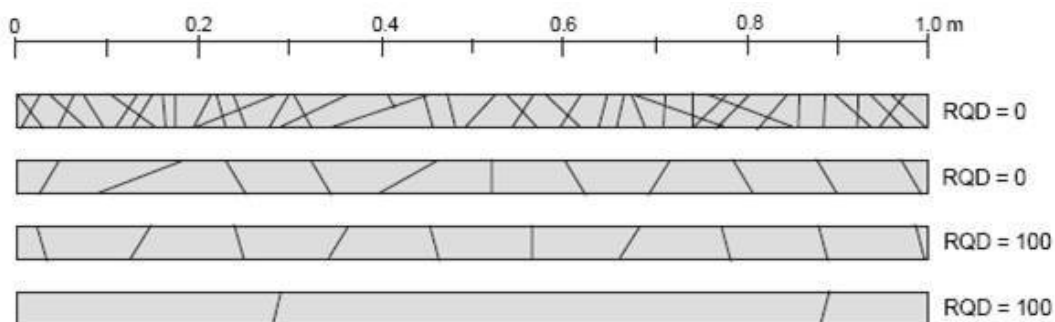


$$RQD = (L1 + L2 + \dots + Ln) / L \times 100\%$$



Caisse de carottes

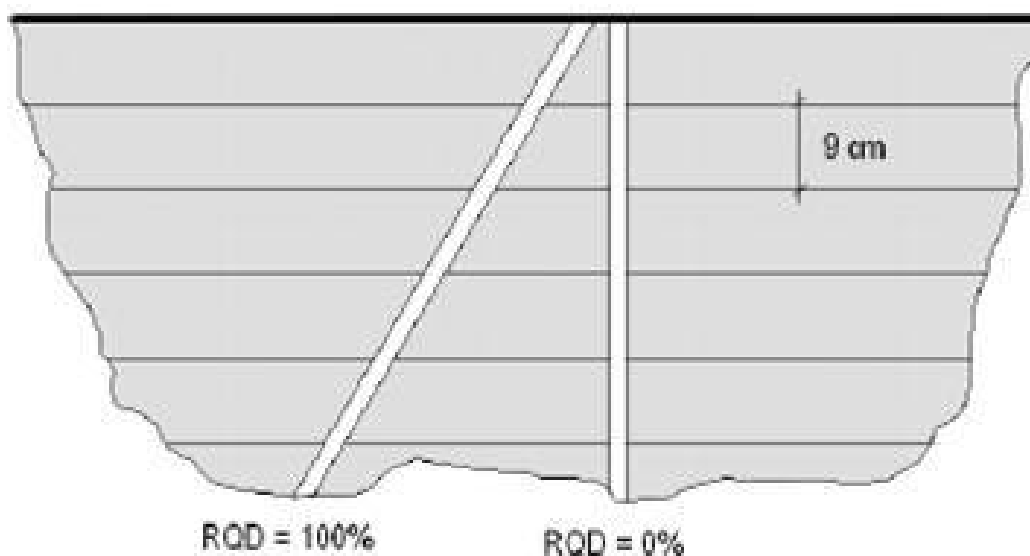
Le RQD a plusieurs limites, par exemple RQD = 0 quand la distance entre les joints est égale ou inférieure à 9 cm, alors que RQD = 100 quand la distance est supérieure ou égale à 11 cm.



L'indice RQD

Pour un même massif stratifié, on pourra conclure à un RQD de 0% ou de 100% au

même endroit selon l'inclinaison du forage.



Le RQD peut être corrélé à la fréquence des joints (λ):

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

Pour les valeurs de λ comprises entre 6 et 16/m, cette équation peut être approximée par :

$$RQD = 110.4 - 3.68\lambda$$

Le RQD a été initialement proposé pour tenter de décrire la qualité de la roche. En réalité, il décrit seulement le degré de fracturation, mais pas d'autres propriétés, telles que l'altération des joints, l'eau souterraine et la résistance de la roche.

d) La taille des blocs et le nombre de joints par unité de volume

L'espacement des joints définit aussi la taille des blocs. Si un massif rocheux contient un plus grand nombre de joints, alors leur espacement moyen sera plus faible et la taille des blocs plus petite.

Le RQD peut-être relié au nombre de joints par unité de volume J_v par:

$$RQD = 115 - 3.3 J_v, \text{ pour } J_v \text{ entre } 4.5 \text{ et } 30.$$

Pour $J_v < 4.5$, $RQD = 100\%$, et pour $J_v > 30$, $RQD = 0\%$.

L'espacement des joints définit aussi la taille des blocs. Si un massif rocheux contient un plus grand nombre de joints, alors leur espacement moyen sera plus faible et la taille des blocs plus petite.

Le RQD peut-être relié au nombre de joints par unité de volume J_v par:

$$RQD = 115 - 3.3 J_v, \text{ pour } J_v \text{ entre } 4.5 \text{ et } 30.$$

Pour $J_v < 4.5$, $RQD = 100\%$, et pour $J_v > 30$, $RQD = 0\%$.

Désignation	Nombre de joints par unité de volume, joints/m ³
Blocs très grands	< 1
Grands blocs	1 – 3
Blocs moyens	3 – 10
Petits blocs	10 – 30
Blocs très petits	> 30
Roche broyée	> 60

Désignations des tailles des blocs proposées par l'ISRM

3. Rugosité et imbrication à la surface du joint

Un joint est une interface de deux surfaces en contact. Les surfaces peuvent être lisses ou rugueuses; elles peuvent être en bon contact et imbriquées, ou en mauvais contact et ne pas s'imbriquer.

La condition de contact régit l'ouverture de l'interface. L'interface peut être remplie avec des matériaux intrusifs ou d'altération

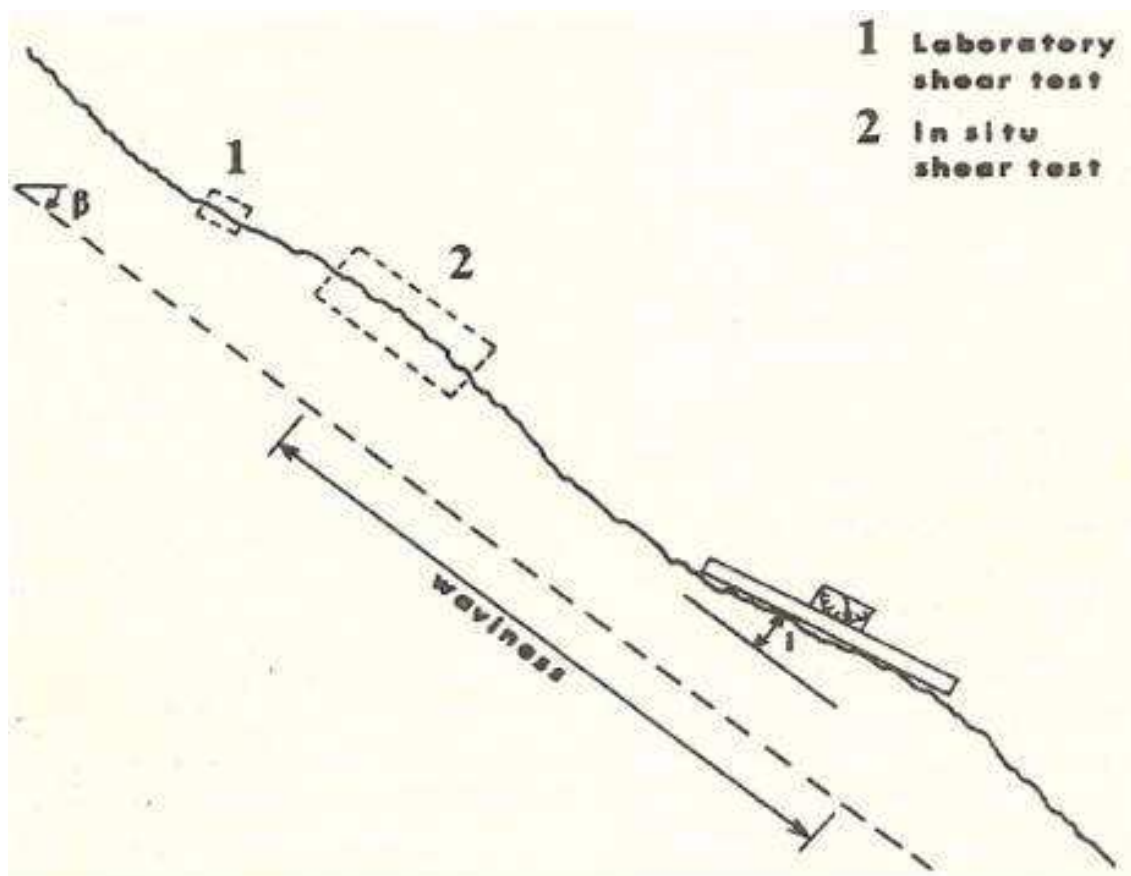


La rugosité de la surface du joint

a) Rugosité du joint

La rugosité de la surface du joint est une mesure des irrégularités (ou aspérités) et des ondulations de la surface du joint par rapport à son plan moyen. La rugosité de la surface du joint est caractérisée par des

ondulations à grande échelle et par des irrégularités à petite échelle. C'est le facteur principal qui régit la résistance au cisaillement, et en conséquence, la stabilité des blocs susceptibles de glisser.







Définition de la rugosité d'un joint à différentes échelles

La rugosité devrait premièrement être décrite à l'échelle métrique (marche, ondulation, plan) puis à l'échelle centimétrique (rugueux, lisse, aplanie), comme le suggère l'ISRM. Cette classification est utile mais ne représente pas une mesure quantitative.

Le coefficient de rugosité du joint (JRC ou Joint Roughness Coefficient), proposé par Barton est une mesure quantitative de la rugosité, variant de 0 pour une surface plane et lisse à 20 pour une surface très rugueuse. La rugosité du joint est liée à une échelle géométrique.

Le nombre JRC est obtenu en comparant directement le profil de la surface réelle avec le profil type dans le diagramme. JRC20 est le profil pour 20 cm et JRC100 pour 100 cm. La valeur du JRC décroît avec une taille croissante.

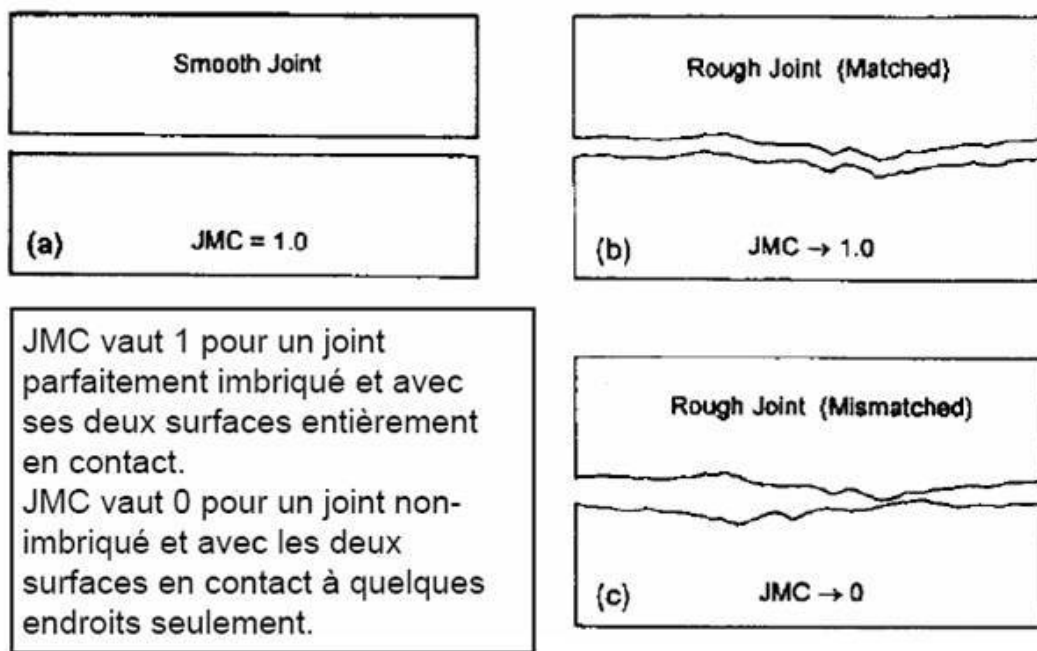
Description of joint types		JRC ₂₀	JRC ₁₀₀	
I	rough	20	11	
	stepped			
				
II	smooth	14	9	
				
III	slickensided	11	8	
IV	rough	14	9	
				undulating
				
V	smooth	11	8	
VI	slickensided	7	6	
VII	rough	2.5	2.3	
				planar
				
VIII	smooth	1.5	0.9	
IX	slickensided	0.5	0.4	

Descriptions suggérés et valeurs correspondantes du JRC à différentes échelles

b) Imbrication des joints

Un joint est l'interface de deux surfaces. Les propriétés d'un joint sont également contrôlées par le positionnement relatif de deux surfaces, en plus des profils. Par exemple, des joints entièrement en contact et parfaitement imbriqués ont peu de possibilités de mouvement et il est aussi difficile de les cisailer, en comparaison à des joints de même rugosité avec des contacts ponctuels où le mouvement peut facilement avoir lieu. Souvent, les joints sont différenciés comme imbriqués ou pas.

Un coefficient d'imbrication des joints (JMC ou Joint Matching Coefficient) a été suggéré, en considérant le pourcentage de contact des deux surfaces.

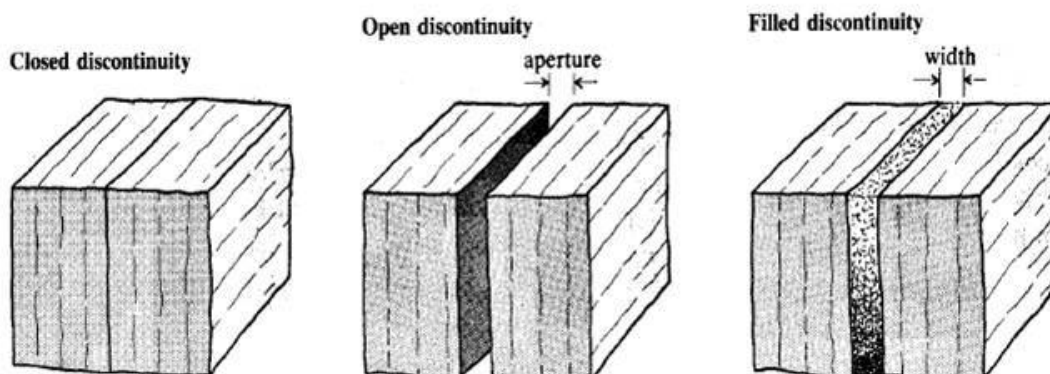


Surfaces de joints imbriquée ou non

c) Ouverture et remplissage du joint

Dans un joint naturel, il très rare que les deux surfaces soient complètement en contact. Il existe normalement une ouverture ou un espace entre les deux surfaces. La distance perpendiculaire séparant les parois adjacentes des roches est appelé l'ouverture. L'ouverture du joint est soit remplie d'air et d'eau (joint ouvert), soit avec des matériaux de remplissage (joint rempli). Les joints ouverts ou remplis avec de grandes ouvertures montrent une faible résistance au cisaillement. L'ouverture est aussi associée à l'écoulement et à la perméabilité.

Le remplissage est le matériau présent dans les discontinuités rocheuses, entre les deux surfaces adjacentes de la roche. En général, les propriétés du matériau de remplissage affectent la résistance au cisaillement, la déformabilité et la perméabilité des discontinuités.



Ouverture d'un joint et joint rempli

Ouverture	Description	
< 0.1 millimètre	Très étroit	« Dispositif fermé »
0.1 ~ 0.25 millimètre	étroit	
0.25 ~ 0.5 millimètre	Partiellement ouvert	
0.5 ~ 2.5 millimètres	Ouvert	« Dispositif espacé »
~ 2.5 10 millimètres	Largement ouvert	
1 ~ 10 centimètres	Très largement ouvert	« Dispositif ouvert »
~ 10 100 centimètres	Extrêmement largement ouvert	
> 1 m	Caverneux	

Classification d'ouverture des discontinuités

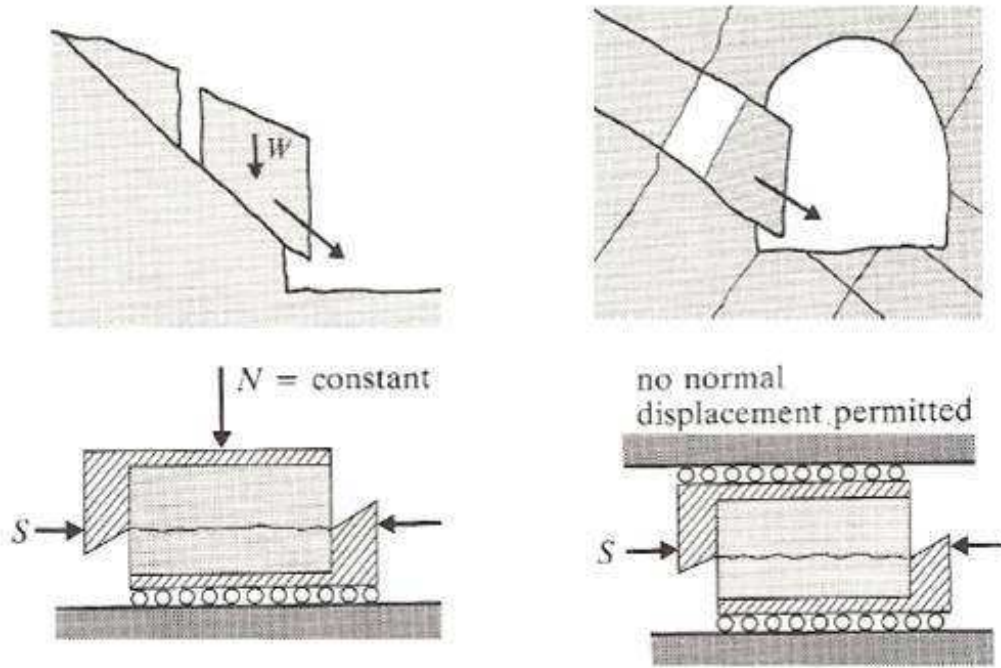
B. Propriétés mécaniques et hydrauliques des joints

1. Résistance au cisaillement des joints

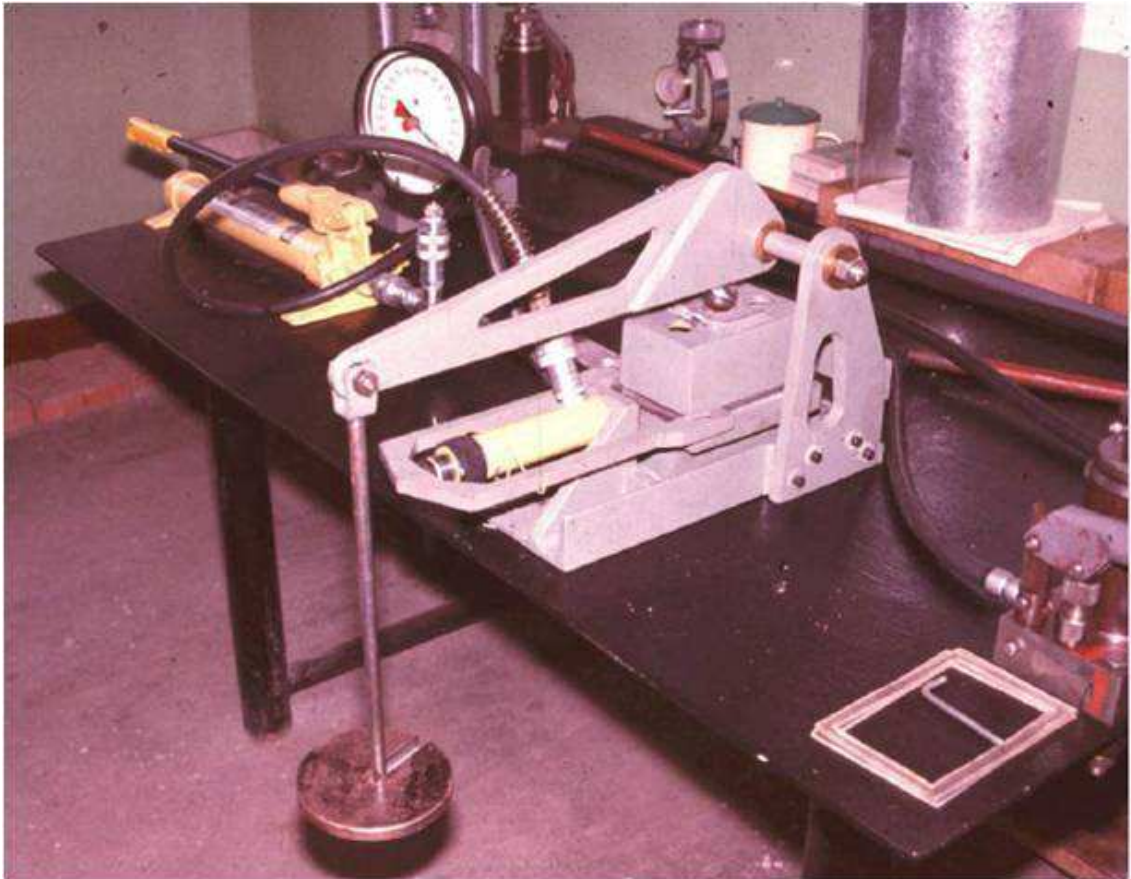
Le comportement au cisaillement des joints est probablement l'un des paramètres les plus importants en mécanique des roches. Les conditions de glissement de blocs rocheux le long de joints existants et de failles dans des pentes de terrain ou des excavations sont régies par les résistances au cisaillement développées sur les discontinuités.

Les conditions de glissement des blocs rocheux le long des joints ou failles existant dans les pentes ou les excavations sont régies par les résistances au cisaillement développées sur les discontinuités rocheuses glissantes. Comme illustré ci-dessous, dans la pente, le cisaillement est soumis à une charge normale constante générée par le poids des blocs. Dans un tunnel, le cisaillement est soumis à une rigidité constante due au fait qu'il y'a un déplacement latéral sans possibilité de déplacement normal.

Les propriétés de cisaillement sont généralement déterminées au moyen de l'essai de cisaillement direct. Le type d'essai doit correspondre aux conditions existant in-situ.



Dans la pente, le cisaillement est soumis à une charge normale constante générée par le poids des blocs. Dans un tunnel, le cisaillement est soumis à une rigidité constante due aux effets du déplacement latéral.



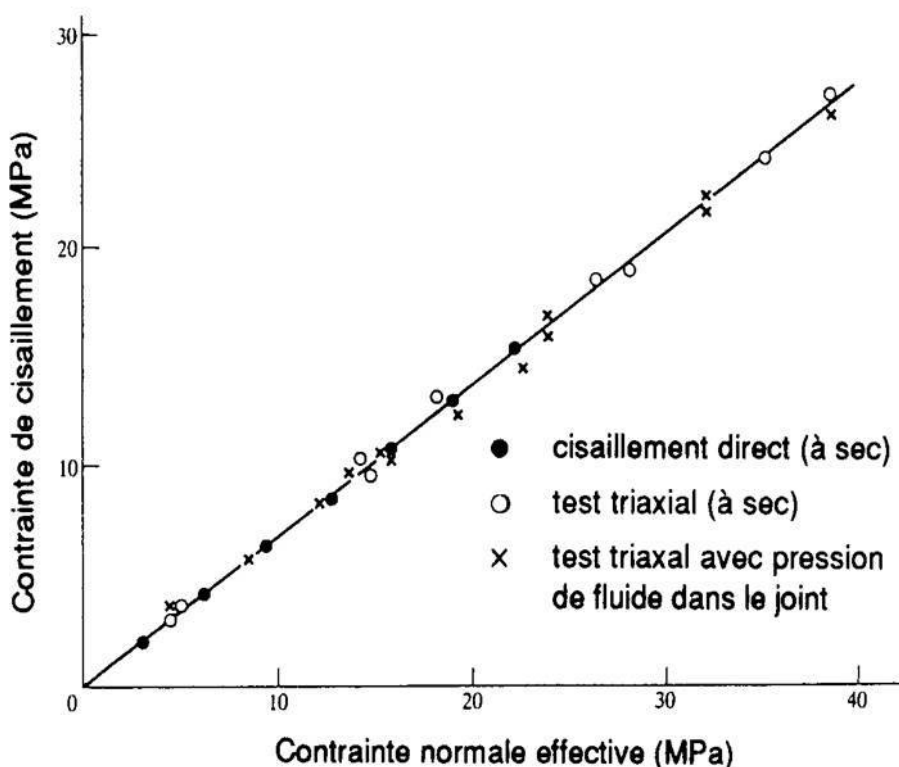
Exemple de machine de cisaillement utilisée pour déterminer la résistance au cisaillement de joints rocheux

a) Résistance au cisaillement de joints lisses

Le cisaillement d'un joint lisse est régi par la théorie du frottement,

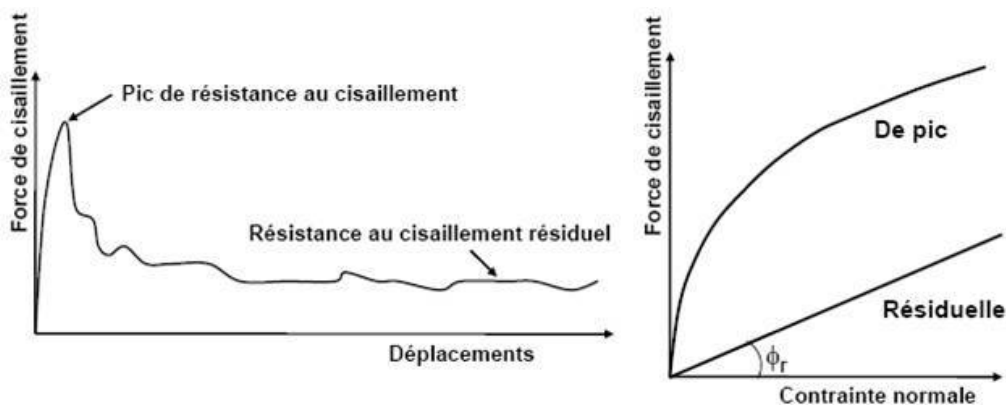
$$\tau = \sigma_n \tan \varphi_b$$

φ_b est souvent appelé angle de frottement de base. Pour la plupart des roches, il vaut environ 25~35°.



Cisaillement d'une surface de quartzite lisse sous différentes conditions

b) Résistance au cisaillement de joints rugueux



Résultats d'un essai de cisaillement direct sur un joint rocheux rugueux propre

Durant les essais, l'effort de cisaillement atteint rapidement un maximum (pic de résistance). Avec l'augmentation du cisaillement, l'effort de cisaillement se stabilise à un niveau résiduel (résistance résiduelle). Pour les joints rugueux, la résistance au cisaillement maximale est sensiblement plus élevée que la résistance résiduelle. La résistance résiduelle suit la loi linéaire de frottement, c.-à-d., $\tau_r = \sigma_n \tan \phi_r$. Pour la plupart des roches, ϕ_r vaut environ 25~35°, plus ou moins comme ϕ_b .

La résistance au cisaillement de pic ne suit pas la loi linéaire de frottement. La pente résistance au cisaillement maximale/effort normal diminue avec

l'augmentation de l'effort normal.

À faible effort normal, l'angle de frottement pour les joints rugueux peut atteindre 70°, l'angle de frottement diminue avec l'augmentation de l'effort normal. À fort effort normal, l'angle de frottement s'approche de ϕ_b .

c) Modèle bilinéaire de résistance au cisaillement

Lorsque la contrainte normale dépasse une valeur critique, l'effort de cisaillement peut atteindre une valeur si haute qu'il se produit une rupture par cisaillement à travers les aspérités. Lorsqu'un tel cisaillement à travers les aspérités se produit, la résistance est liée d'une certaine manière à la résistance au cisaillement du matériau des aspérités. Les roches ont une cohésion plus forte et un angle de frottement interne généralement autour de 30°.

Ainsi, la résistance au cisaillement pour une rupture rugueuse peut montrer deux phénomènes, à faible effort normal un cisaillement montant le long des aspérités, et à effort élevé un cisaillement à travers les aspérités. Ceci mène à un modèle bilinéaire de

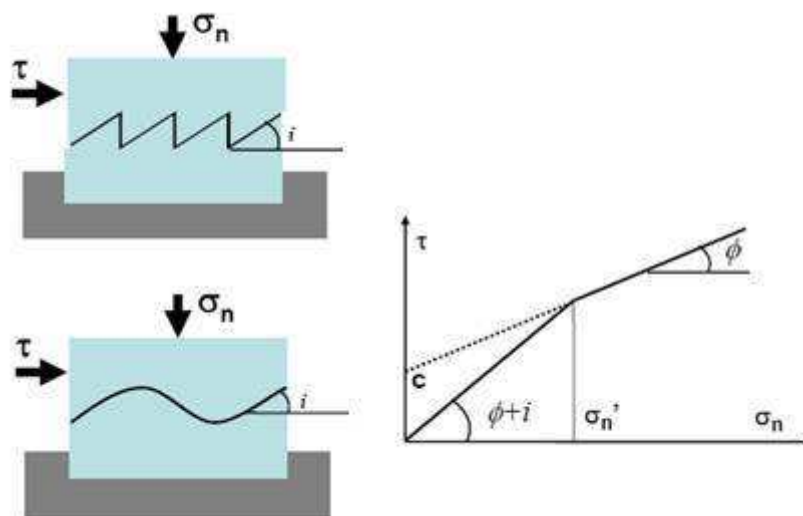
résistance au cisaillement.

$$\tau = \sigma_n \tan (\phi+i) \text{ pour } \sigma_n \leq \sigma_n'$$

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi \text{ pour } \sigma_n \geq \sigma_n'$$

i : angle de dilatance

σ_n' : effort normal critique où le cisaillement des aspérités peut débiter



Phénomène de dilatation

d) Modèle empirique de résistance au cisaillement JRC-JCS

Basé sur de nombreux résultats d'essais et sur l'observation des dommages progressifs des aspérités, Barton (1973) a proposé la relation empirique suivante pour représenter la résistance au cisaillement de pic des joints:

$$\tau = \sigma_n \tan [JRC \log_{10}(JCS/\sigma_n) + \phi_r]$$

σ_n = contrainte normale effective,

JRC = coefficient de rugosité des joints,

JCS (Joint Compressive Strength) = résistance à la compression des parois du joint,

ϕ_r = angle de frottement résiduel drainé.

i Commentaires sur le modèle de résistance au cisaillement JRC-JCS

Un fort JRC donne un angle de dilatance élevé (i).

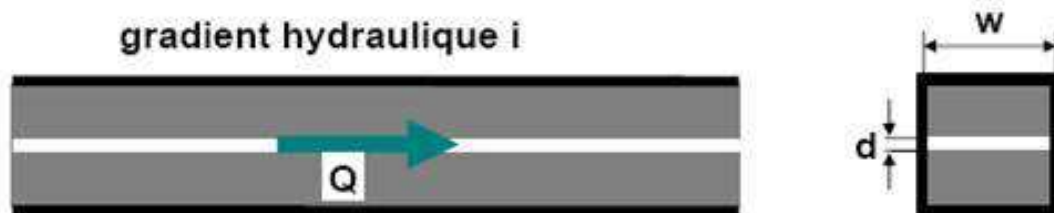
Un plus fort JCS retarde la réduction de i , car une roche dure verra moins ses aspérités se cisailer.

Lorsque σ_n s'approche fortement de JCS, l'équation devient l'équation de base de frottement.

Il est largement accepté et répandu en mécanique des roches.

2. Écoulement entre des plans parallèles

Pour l'écoulement d'un fluide visqueux entre deux plans parallèles proches (p. ex., joints rocheux), la loi de Darcy est applicable pour autant que l'écoulement soit laminaire.



Perméabilité intrinsèque (K) et coefficient de perméabilité (k) pour l'écoulement laminaire entre des plans parallèles (ouverture d) :

$$K = d^2/12,$$

$$k = g d^2/12 \nu$$

g : accélération due à la gravité

ν : viscosité du fluide

On l'appelle souvent "théorie des plans parallèles" en mécanique des écoulements dans des joints rocheux.

Écoulement

$$Q = A i g d^2 / 12 \nu$$

A est la surface d'écoulement, et $A = w d$, cela donne :

$$Q = w i g d^3 / 12 \nu$$

L'équation est identifiée comme la "loi cubique d'écoulement" pour l'écoulement de fluide à travers des plans parallèles (et joints rocheux).

a) Écoulement dans les joints

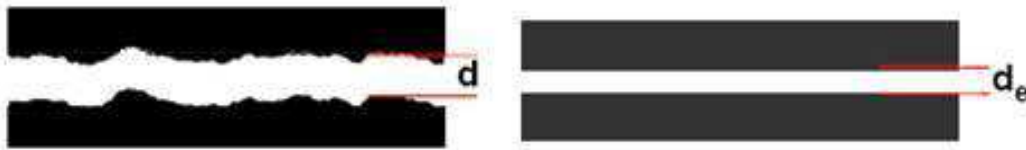
La théorie des plans parallèles s'applique pour les plans parallèles lisses idéaux et à écoulement laminaire. Les joints ont des surfaces rugueuses et ne sont pas lisses. Il se trouve qu'il est possible

d'appliquer l'équation aux joints rugueux avec certaines modifications, pour tenir compte de déviations à partir de conditions idéales, p. ex., les effets de la rugosité des joints et des chemins d'écoulement.

Pour les joints, on utilise l'ouverture hydraulique équivalente (d_e), au lieu de l'ouverture des plans lisses.

$$d_e = f d$$

d est l'ouverture réelle (mécanique moyenne) du joint, et f est un facteur qui compense l'écart avec les conditions idéales définies dans le cas d'un plan lisse parallèle, et $f \leq 1$.



Pour un joint donné, f est constant pour différentes ouvertures, si le profil de la surface du joint reste le même.

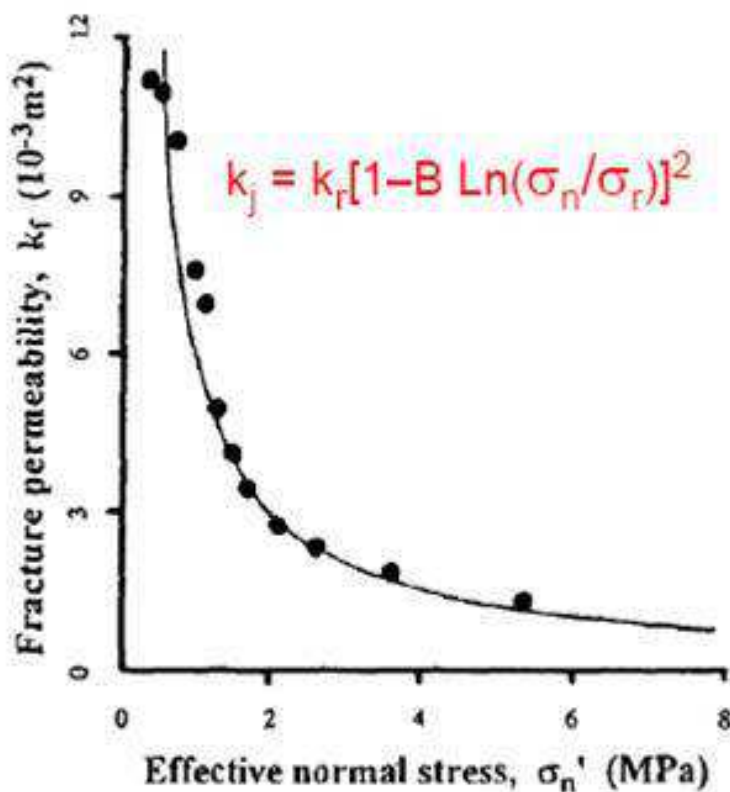
Les joints à forte rugosité ont un faible f , c.-à-d., les joints plus rugueux s'écartent davantage des plans parallèles lisses.

L'ouverture hydraulique (d_e), l'ouverture réelle (d) et la rugosité du joint (JRC) peuvent être reliées par la relation :

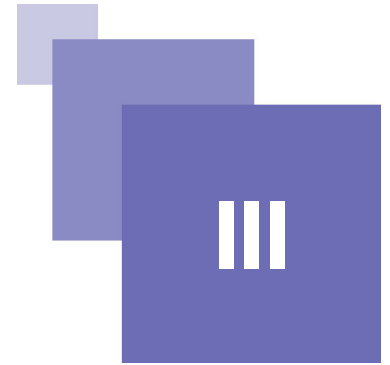
$$d_e = JRC^{2.5} / (d/d_e)^2$$

La perméabilité des joints et l'ouverture hydraulique changent avec la contrainte normale effective.

La perméabilité des joints rocheux se réduit asymptotiquement et tend vers zéro avec l'augmentation de la contrainte normale effective.



Massifs rocheux



Le massif rocheux est constitué de roche intacte et de discontinuités. L'existence de joints rocheux et autres discontinuités a une grande influence sur le comportement et les propriétés du massif rocheux.

Après avoir présenté les deux composantes, il convient de s'intéresser maintenant à leur assemblage pour appréhender le comportement global du massif rocheux.

Les propriétés du massif rocheux sont donc tributaires des paramètres des discontinuités et de la matrice rocheuse, ainsi que des conditions aux limites.

Paramètres des discontinuités	Paramètres de la roche	Conditions aux limites
Nombre de familles de discontinuités Orientation Espacement Ouverture Rugosité Erosion et altération	Résistance à la compression Module d'élasticité	Pression d'eau et écoulement Contraintes in situ

Principaux paramètres régissant les propriétés du massif rocheux

Les changements de comportement du massif, de l'état élastique continu de la roche intacte aux massifs rocheux discontinus fortement fracturés, dépendent essentiellement de la présence des discontinuités.

Les qualités d'un massif rocheux sont difficiles à évaluer. Actuellement ils peuvent être quantifiées par des classifications de massifs rocheux.

A. Classification du massif

1. Classification RQD

Le RQD (Rock Quality Designation) (Désignation de la qualité de la roche) a été

introduit dans les années soixante par Deere (Deere et al, 1967) pour essayer de quantifier la qualité du massif rocheux.

Il représente le degré de fracturation du massif rocheux mais reflète partiellement sa qualité.

Ce paramètre a été utilisé dans des systèmes de classification de massifs rocheux.

RQD	Qualité du massif
< 25	Très pauvre
25 – 50	Pauvre
50 – 75	Moyen
75 – 90	Bon
99 – 100	Excellent

Classification d'après le RQD

2. Le système RMR (Rock Mass Rating)

Le système de classification RMR a été développé en 1973 par Bieniawski du CSIR (Council for Scientific and Industrial Research) en Afrique du sud pour l'industrie minière. Il prend en considération 5 paramètres de base:

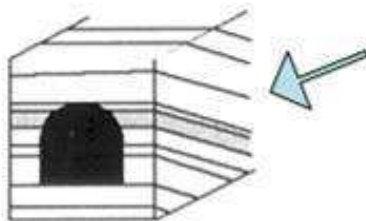
- Résistance de la roche intacte: résistance à la compression uniaxiale ou indice de résistance ponctuelle;
- (b) RQD;
- (c) Espacement des joints: espacement moyen de toutes les discontinuités rocheuses;
- (d) Conditions des joints: ouverture, rugosité, érosion, altération, remplissage;
- (e) Conditions hydrauliques: écoulement ou pression d'eau.

Pour chacun des paramètres, un indice a été attribué. L'indice global de résistance du massif rocheux RMR est obtenu en additionnant les indices relatifs aux différents paramètres.

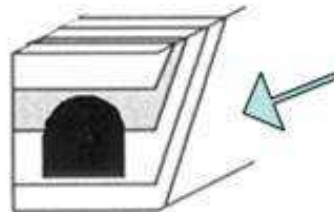
Paramètre		Gamme des valeurs						
1	Résistance à la compression simple de la roche intacte	> 250 MPa	100 – 250 MPa	50 – 100 MPa	25 – 50 MPa	5-25 MPa	1-5 MPa	< 1 MPa
	Indice	15	12	7	4	2	1	0
2	Indice de carottage RQD	90% - 100 %	75 % - 90 %	50 % - 75 %	25% - 50 %	< 25%		
	Indice	20	17	13	8	3		
3	Espacement des joints	> 2 m	0,6 – 2 m	200 – 600 mm	60 – 200 mm	< 60 mm		
	Indice	20	15	10	8	5		
4	Caractéristiques des joints	Rugueux non continu sans ouverture éponte résistante	Assez rugueux ouverture < 1 mm éponte résistante	Assez rugueux ouverture < 1 mm éponte tendre	Remplissage < 5 mm ouverture 1 – 5 mm continu	Remplissage > 5 mm ouverture > 5 mm continu remplissage tendre		
	Indice	30	25	20	10	0		
5	Venus d'eau	Débit sur 10 m de longueur	Pas de débit	< 10	10 – 25	25 - 125	>125	
		(Pression eau) / (contrainte principale)	0	<0,1	0,1 – 0,2	0,2 – 0,5	> 0,5	
	Conditions générales	Complètement sec	Humide	mouillé	Eau à faible pression	Problème d'eau		
	Indice	15	10	7	4	0		

Le système RMR de classification des massifs rocheux

Fissuration perpendiculaire à l'axe du tunnel

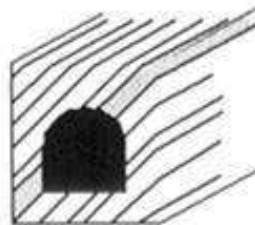


(a) Pendage dans le sens du creusement



(b) Pendage dans le sens inverse du creusement

Fissuration parallèle à l'axe du tunnel



Type de fissuration

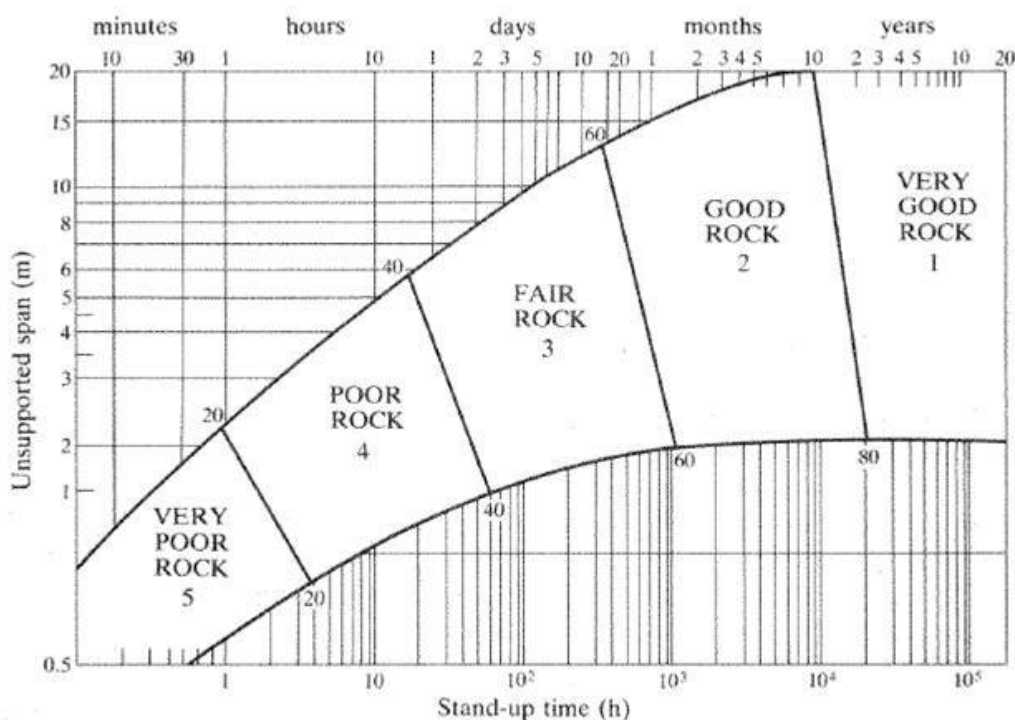
Après ajustement pour tenir compte de l'influence de la fissuration, la valeur finale de l'indice RMR est obtenue. Cet indice permet de classer la massif rocheux et donner des informations sur :

- La qualité du massif rocheux
- Les propriétés globales attribuées au massif rocheux (cohésion, angle de frottement interne)

Notes RMR	81 – 100	61 – 80	41 – 60	21 – 40	< 20
Classe du massif	A	B	C	D	E
Description	Très bonne roche	Bonne roche	Roche moyenne	Mauvaise roche	Roche très médiocre
Temps de tenue moyen	10 ans pour 15 m de portée	6 mois pour 8 m de portée	1 semaine pour 5 m de portée	10 heures pour 2.5 m de portée	30 minutes pour 0.5 m de portée
Cohésion du massif (KPa)	> 400	300 – 400	200 – 300	100 – 200	< 100
Angle de frottement du massif	> 45°	35° – 45°	25° – 35°	15° – 25°	< 15°

RMR et qualité du massif rocheux

Le RMR a été appliqué pour corrélérer avec la portée sans soutènement et le temps de tenue. Cette corrélation permet à l'ingénieur d'estimer le temps de tenue pour une portée donnée et un massif rocheux donné.



Temps de tenue pour une portée donnée et un massif rocheux donné

3. Système de classification Q

Sur la base de l'évaluation d'un grand nombre de cas pratiques d'excavations souterraines, Barton et al (1974) du NGI (Norwegian Geotechnical Institute) en Norvège ont proposé un indice global appelé indice de qualité du massif (Rock Mass Quality). Cet indice Q est égale à : $Q = (RQD / J_n) (J_r / J_a) (J_w / SRF)$ Taille blocs Résistance entre blocs Contraintes actives RQD - Rock Quality Designation. J_n - caractérise le nombre de familles de joints. J_r - caractérise la rugosité des joints. J_a

- caractérise l'altération des joints en précisant le degré d'érosion, d'altération et de remplissage. J_w = facteur de réduction hydraulique des joints. SRF = facteur de réduction des contraintes.

Le système de classification Q donne une valeur Q qui indique la classe et qualité du massif rocheux

$$Q = \left(\frac{ROD}{J_n} \right) \times \left(\frac{J_r}{J_a} \right) \times \left(\frac{J_w}{SRF} \right)$$

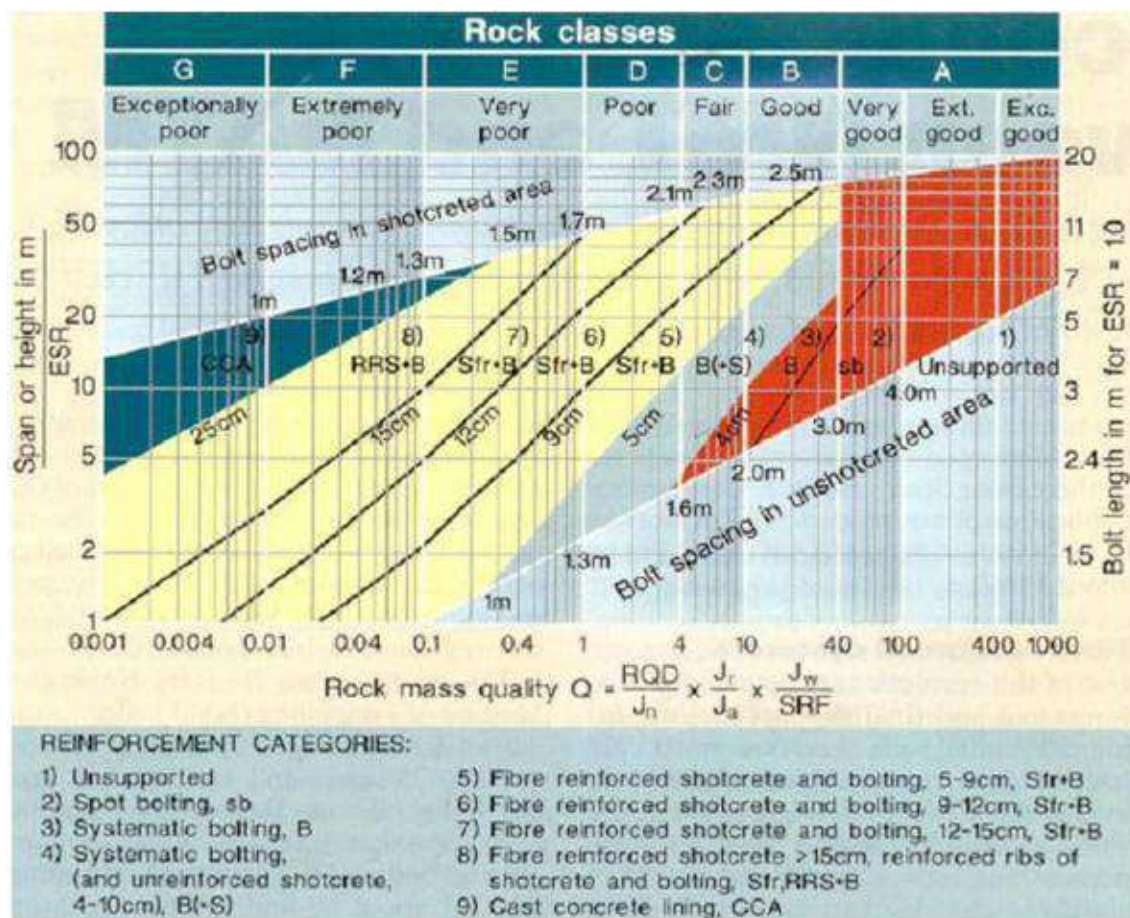
Valeur Q	Classe	Qualité du massif rocheux
400 ~ 1000	A	Exceptionnellement bon
100 ~ 400	A	Extrêmement bon
40 ~ 100	A	Très bon
10 ~ 40	B	Bon
4 ~ 10	C	Moyen
1 ~ 4	D	Mauvais
0.1 ~ 1	E	Très mauvais
0.01 ~ 0.1	F	Extrêmement mauvais
0.001 ~ 0.01	G	Exceptionnellement mauvais

Valeur de Q et qualité du massif rocheux

La valeur de Q obtenue permet de recommander un type de soutènement pour un tunnel ayant une portée donnée.

Catégorie d'excavation		ESR
A	Ouvertures temporaires dans les mines.	3 – 5
B	Ouvertures permanentes dans les mines, conduites forcées pour usines hydroélectriques, galeries pilote, puits et galeries d'avancement pour grandes excavations.	1.6
C	Chambres de stockage, installations de traitement des eaux, tunnels routiers et ferroviaires d'importance mineure, chambres d'équilibre et tunnels d'accès pour des projets hydro-électriques.	1.3
D	Centrales électriques souterraines, tunnels routiers et ferroviaires d'importance majeure, abris souterrains, portails et intersections de tunnels.	1.0
E	Centrales nucléaires souterraines, stations ferroviaires, aménagements sportifs et publics, usines souterraines.	0.8







Valeurs de l'Excavation Support Ratio (ESR)



Système de classification Q

4. Indice GSI (Geological Strength Index)

L'indice GSI a été introduit par Hoek en 1994. Il sert à estimer la réduction de résistance du massif rocheux pour différentes conditions géologiques. Le système donne une valeur GSI estimée à partir de la structure du massif et des conditions de surface des discontinuités. L'application directe de la valeur GSI sert à estimer les paramètres du critère de résistance de Hoek-Brown pour les massifs rocheux.

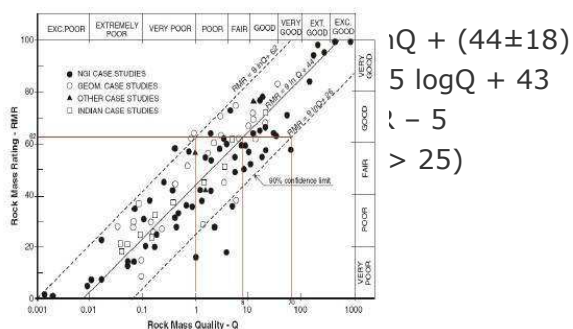
<p>CARACTERISTIQUES DE LA MASSE ROCHEUSE POUR L'ESTIMATION DE LA RESISTANCE</p> <p>A partir de l'apparence de la roche, choisir la catégorie qui donne, selon vous, la meilleure description des conditions moyennes de structure in situ. [...] Le critère de Hoek-Brown devrait uniquement être appliqué à des masses rocheuses dont la taille des blocs individuels est petite devant celle de l'excavation.</p>		<p>CONDITIONS DE SURFACE</p> <p>TRES BONNES Surfaces fraîches, non-altérées, très rugueuses</p> <p>BONNES Surfaces couleur de fer, rugueuses et légèrement altérées</p> <p>MOYENNES Surfaces lisses, altérées ou moyennement altérées</p> <p>PAUVRES Surfaces aux contours lisses, fortement altérées avec enduit ou remplissage compact de fragments anguleux</p> <p>TRES PAUVRES Surfaces aux contours lisses, fortement altérées avec enduit ou remplissage d'argile plastique</p>					
STRUCTURE	QUALITÉ DÉCROISSANTE 						
<p>AGENCEMENT DES BLOCS ROCHEUX DÉCROISSANT</p> 		80	70	60	50	40	
		 <p>FRACTURÉE – masse rocheuse non perturbée, très bien assemblée, constituée de blocs cubiques formés par trois familles de discontinuités orthogonales</p>	70	60	50	40	30
		 <p>TRÈS FRACTURÉE – masse rocheuse partiellement perturbée, bien assemblée, constituée de blocs anguleux à plusieurs facettes formés par au moins quatre familles de discontinuités orthogonales</p>	60	50	40	30	20
		 <p>FRACTURÉE/DESTRUCTURÉE – blocs anguleux formés par plusieurs familles de discontinuités entrecoupées, avec plisures et/ou failles</p>	50	40	30	20	10
		 <p>DÉSINTÉGRÉE – masse rocheuse fortement broyée, mal assemblée, avec un mélange de blocs rocheux anguleux et arrondis</p>	40	30	20	10	0

Indice GSI

Valeur GSI	76 – 95	56 – 75	41 – 55	21 – 40	< 20
Qualité du massif rocheux	Très bon	Bon	Moyen	Mauvais	Très mauvais

Classes de massifs rocheux déterminés par l'indice GSI

5. Corrélation entre Q, RMR et GSI



Corrélation entre Q, RMR

Glossaire



ABR

Indice d'abrasivité de LCPC

CAI

Indice d'abrasivité Cerchar

d

Ouverture réelle

de

ouverture hydraulique équivalente

JMC

Joint Matching Coefficient

JRC

Joint Roughness Coefficient

ROD

Rock Quality Designation

Sj

L'espacement des joints

Vp

vitesse d'onde longitudinale

Vs

vitesse d'onde de cisaillement

Vs

Vitesse d'onde de cisaillement

λ

fréquence des joints

σ

contrainte normale

σ_c

Contrainte de compression

σ_t

contrainte de traction

T

Contrainte tangentielle



Bibliographie



[**cours mécanique des roches**] Zhao Jian (2007), cours mécanique des roches

[**Description des roches et des massifs rocheux (C352)**] J.L.Durville, H.Héraud. Description des roches et des massifs rocheux (C352). Ed.Techniques de l'ingénieur

[**Manuel de mécanique des roches. Tomes 2**] P.Duffaut, F.Homond. Manuel de mécanique des roches. Tomes 2. Ed.Presses des ponts, France

[**Mécanique des roches**] J.L. Durville. Mécanique des roches : Généralités (C350). Ed. Techniqued de l'ingénieur

Stabilité des versants rocheux



Table des matières



Objectifs	5
Introduction	7
I - Rupture des versants rocheux	9
A. Rupture par glissement rotationnel et fractionné.....	9
B. Rupture par glissement plan.....	10
C. Rupture par glissement en dièdre.....	11
D. Rupture par fauchage ou basculement de colonnes ou de blocs.....	12
E. Eboulis rocheux.....	13
II - Analyse des versants rocheux	15
A. Rupture par glissement rotationnel.....	15
B. Rupture sur un plan.....	16
C. Rupture en dièdre.....	20
D. Rupture par fauchage.....	21
III - Évaluation de la rupture de la pente à l'aide du RMR (Rock Mass Rating)	25
Bibliographie	29

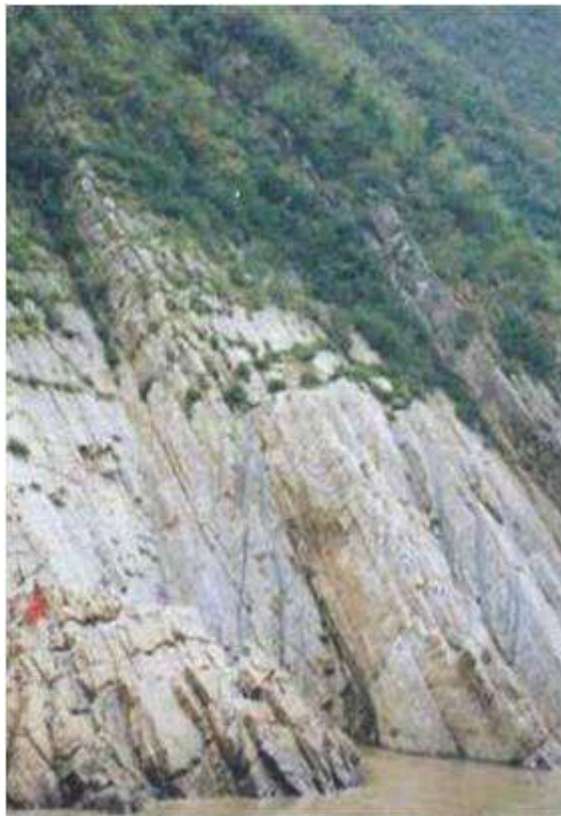
Objectifs

- Compréhension des différentes modes de rupture des versants rocheux ;
- Etre capable d'analyser la stabilité des versants rocheux ;

Introduction

L'étude de la stabilité des pentes a pour but de protéger les personnes et les biens contre les risques liés aux mouvements rocheux, qui peuvent survenir sur les pentes naturels ou artificielles (excavations des digues, des barrages, des autoroutes).

Du point de vue sécurité, la caractéristique la plus importante d'un mouvement de versant est sa vitesse. Les mouvements très rapides (du km/h à plusieurs km/h) menacent directement les personnes, car l'évacuation est impossible. Les mouvements rapides (quelques m/h à plusieurs m/h) provoquent la destruction des bâtiments situés sur la masse en mouvement ou sur sa trajectoire, mais permettent l'évacuation des personnes. Les mouvements extrêmement lents (vitesses inférieures ou égales à quelques cm/an) permettent des constructions moyennant certaines précautions.



Exemple de versant rocheux naturel

Rupture des versants rocheux

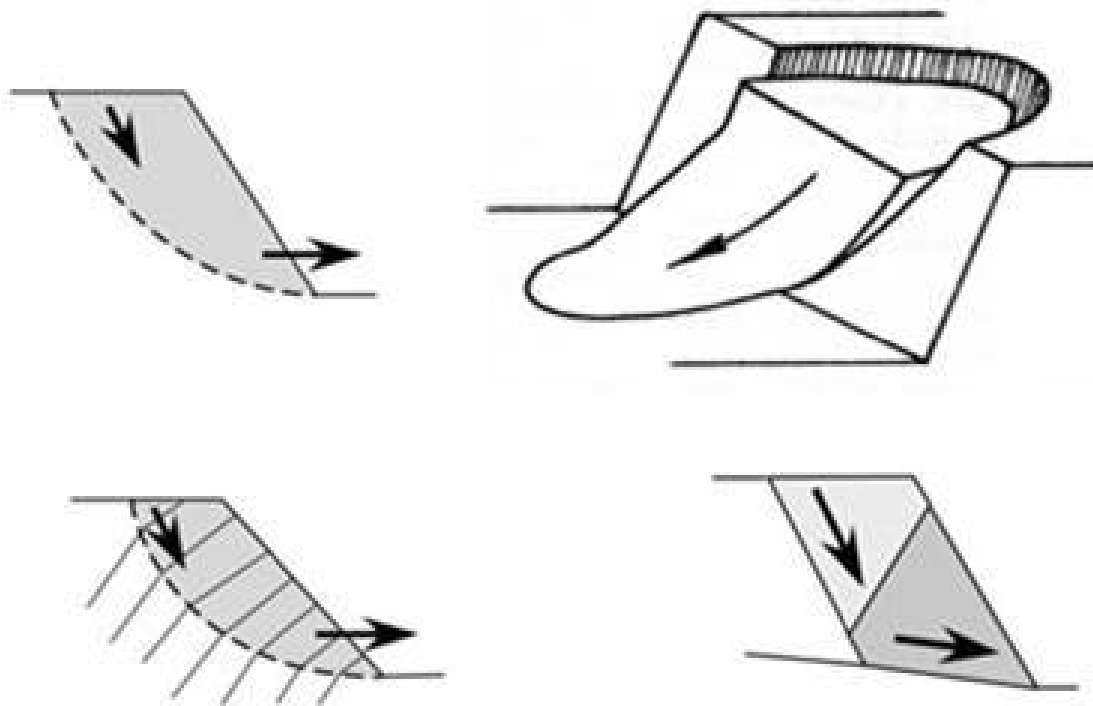


Rupture par glissement rotationnel et fractionné	9
Rupture par glissement plan	10
Rupture par glissement en dièdre	11
Rupture par fauchage ou basculement de colonnes ou de blocs	12
Eboulis rocheux	13

On parle de rupture d'un versant lorsqu'une masse rocheuse de taille non négligeable devant celle du versant, se déplace par rapport au reste du massif. Ce déplacement peut être lent ou rapide. La surface de rupture peut emprunter des discontinuités préexistantes ou au contraire, résulter d'une rupture de la matrice rocheuse (dans le cas de roches de faible résistance). Les principaux mécanismes de rupture sont décrits ci-dessous.

A. Rupture par glissement rotationnel et fractionné

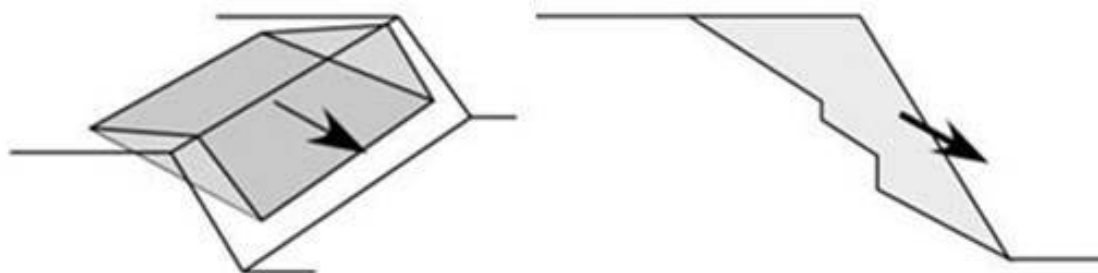
Elle se produit généralement dans les déblais rocheux, dans les roches fortement fracturées et les roches peu résistantes. La surface de glissement est susceptible de se développer à la suite, par exemple, d'une excavation. Les glissements sont généralement lents ou très lents, mais certains peuvent s'accélérer et devenir très rapides.



Rupture par glissement rotationnel et fractionné

B. Rupture par glissement plan

Elle se produit dans les roches contenant des discontinuités planes, tels que les plans de stratifications. De ce fait, la surface de glissement est préexistante dans le massif. Le mouvement est également, en général, lent.



Rupture plane



Rupture en dièdre

D. Rupture par fauchage ou basculement de colonnes ou de blocs

Elle se produit pour des rochers montrant une structure en colonnes ou blocs séparés par des discontinuités à fort pendage. Ce phénomène peut être très rapide ou très lent.



Rupture par fauchage ou basculement de colonnes ou de blocs

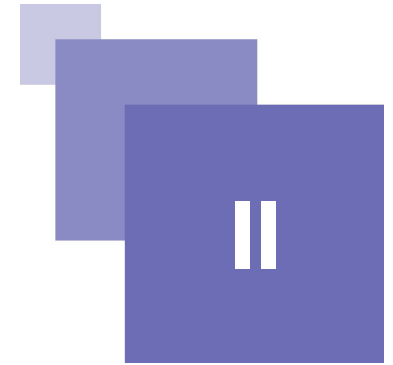


Exemples de basculement de colonnes

E. Eboulis rocheux

Il consiste en la chute essentiellement de blocs rocheux qui peuvent tomber en chute libre, rebondir et rouler. Les chutes de blocs sont toujours des mouvements très rapides.

Analyse des versants rocheux



Rupture par glissement rotationnel	15
Rupture sur un plan	16
Rupture en dièdre	20
Rupture par fauchage	21

En général, les méthodes analytiques à l'équilibre limite sont utilisées pour l'analyse de la stabilité des pentes rocheuses. Basées sur une étude en mécanique statique, elles décrivent l'état d'un système réputé stable à un instant donné, afin de déterminer si les forces internes, combinées aux efforts appliqués de l'extérieur, sont susceptibles de conduire à une instabilité.

L'état actuel du système est évalué par une quantification de son écart à une situation d'un strict équilibre entre les forces appliquées (externes et internes) et les réactions du matériau le long d'une surface de rupture prédéterminée. Cet écart est généralement appelé coefficient de sécurité.

A. Rupture par glissement rotationnel

Elle concerne les massifs rocheux broyés ou fortement fracturés. Dans le cas où une structure nettement marquée n'existe plus, la surface de rupture est libre de trouver une ligne de moindre résistance dans la pente.

On considère que les massifs rocheux broyés ou fortement fracturés sont homogènes et que la résistance au cisaillement est contrôlée par la cohésion et le frottement interne.

Pour l'analyse de telles pentes, on utilise les méthodes à l'équilibre limite de mécanique des sols, avec comme paramètres de la résistance au cisaillement c et φ ceux du massif rocheux.

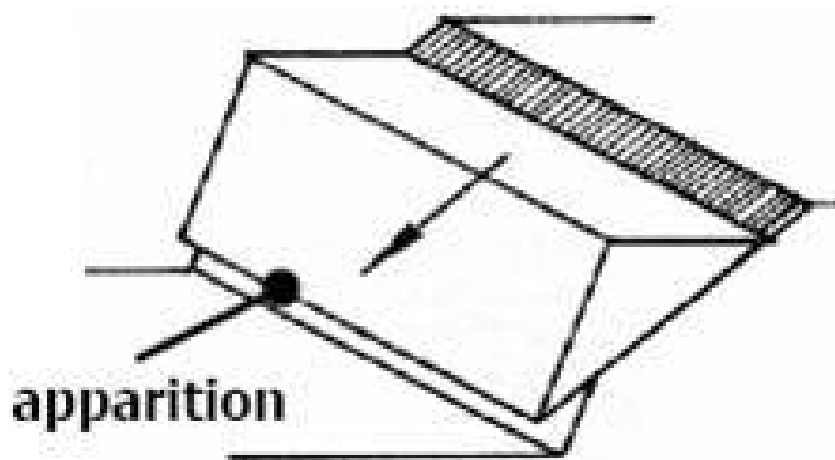
Parmi les méthodes à l'équilibre limite, on trouve principalement la méthode ordinaire des tranches (Fellenius, 1936), la méthode modifiée de Bishop (Bishop, 1955). Ces méthodes sont basées sur l'hypothèse que la masse rocheuse en rupture peut être divisée en tranches ou en polygones. Elles diffèrent sur la forme de la surface de rupture et des hypothèses concernant les interactions entre les différentes tranches ou polygones.

B. Rupture sur un plan

Une rupture sur un plan est considérée dans le cas où :

- l'orientation du plan de glissement est plus ou moins parallèle ($\pm 20^\circ$) à la pente.
- le plan de glissement apparaît dans le plan de la pente, c'est à dire : pendage du plan de glissement < pendage de la pente.
- le pendage du plan de glissement > angle de frottement du plan de glissement.

L'analyse de la rupture sur un plan se fait généralement par la méthode analytique, en calculant le coefficient de sécurité qui représente le rapport des forces qui résistent au glissement (forces résistantes) aux forces provoquant le glissement (forces motrices).



Rupture sur un plan

Dans le cas d'une telle analyse les hypothèses suivantes sont avancées :

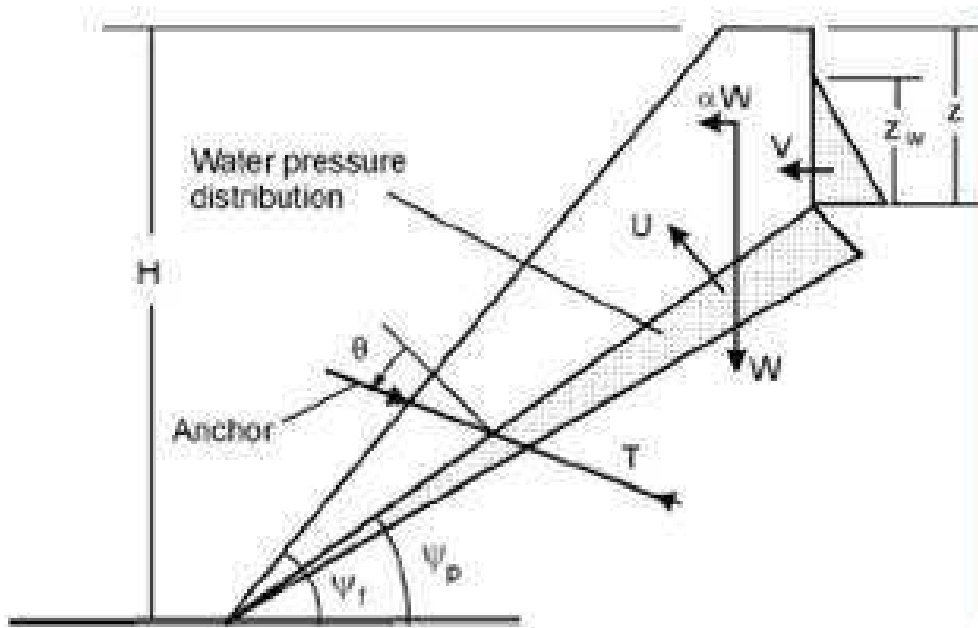
- La rupture se produit le long d'un plan de discontinuité existante et généralement plane
- La masse est un bloc rigide qui se déplace sans déformation intérieure ni rupture
- La rupture a lieu selon le critère de Mohr-Coulomb

Dans le cas de l'exemple ci-dessous, on a une pression de l'eau. L'hypothèse généralement admise est que la distribution de la pression d'eau est linéaire et qu'elle est nulle au niveau du plan d'intersection avec la face du talus. Avec un tirant d'ancrage en plus, le coefficient de sécurité s'écrit :

où :

$$F = \frac{(cA + (W(\cos(\Psi_p) - a \sin \Psi_p) - U + T \cos \theta) \tan \phi))}{(W(\sin \Psi_p + a \cos \Psi_p) - T \sin \theta)}$$

$$A = \frac{H}{\sin \Psi_p}$$



les forces agissant sous un talus

Dans le cas d'un tirant d'ancrage, le coefficient de sécurité est donné par :

$$F = \frac{(cA + (W(\cos(\Psi_p) - a \sin \Psi_p) - U + T \cos \theta) \tan \phi - V \sin \Psi_p) \tan \phi}{(W(\sin \Psi_p + a \cos \Psi_p) - T \sin \theta + V \sin \theta)}$$

$$z = H \left(1 - \sqrt{\cot \Psi_p \cot \Psi_\rho} \right)$$

$$A = \frac{H - z}{\sin \Psi_p}$$

$$W = \frac{\gamma_r H^2}{2} \cdot \left(\left(1 - \left(\frac{z}{H} \right)^2 \right) \cot \Psi_p - \cot \Psi_\rho \right)$$

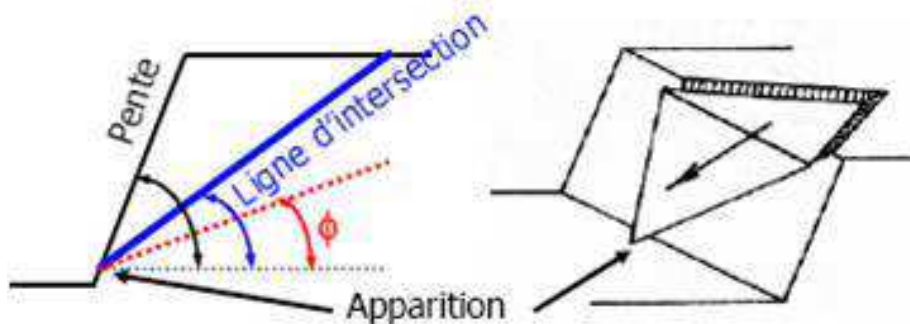
$$U = \frac{\gamma_w Z_w A}{2}$$

$$V = \frac{\gamma_w z_w^2}{2}$$

C. Rupture en dièdre

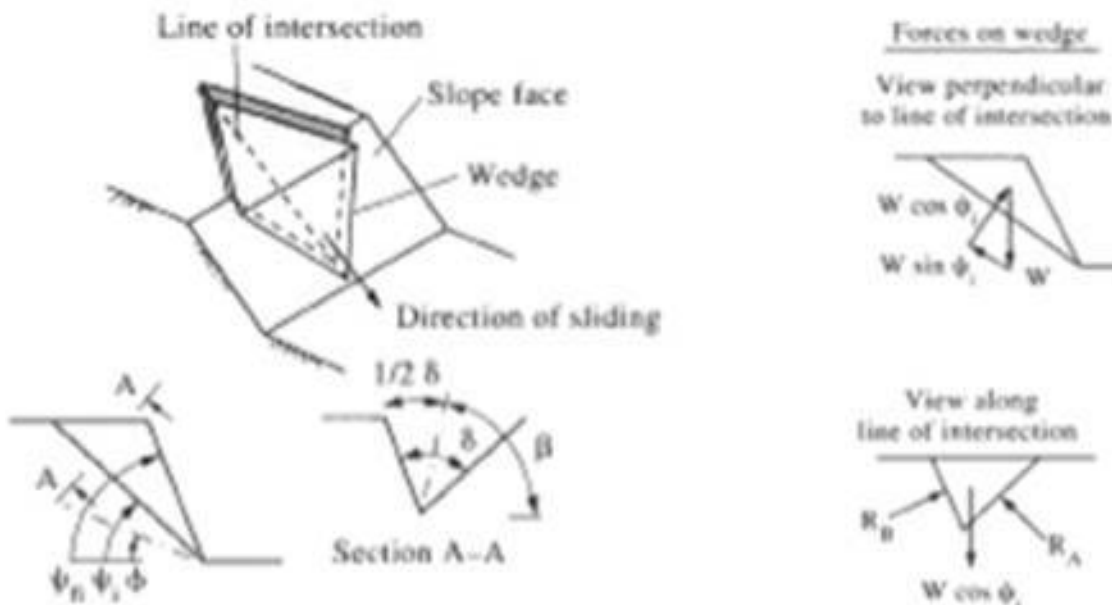
Ce type de rupture est susceptible de se produire quand deux plans de discontinuité et le plan de la pente coupent la roche pour former un dièdre qui apparaît dans la face de la pente, c-à-d. plongement de la ligne d'intersection des plans de glissement < pendage de la pente.

Il faut également que le plongement de la ligne d'intersection des deux plans de glissement > angle de frottement des deux plans de glissement.



Rupture en dièdre

En pratique, l'analyse de la rupture en dièdre s'effectue en général analytiquement en calculant un coefficient de sécurité. Ce dernier est établi de manière classique par le rapport "forces résistantes" sur "forces motrices" en considérant le glissement sur deux plans simultanément.



l'analyse de la rupture en dièdre

En supposant que la direction de glissement est parallèle à la ligne d'intersection des deux plans glissants, les forces parallèles à cette ligne et perpendiculaires aux deux plans glissants peuvent être déterminées pour permettre de trouver le coefficient de sécurité. Cette analyse conduit à l'expression suivante:

$$F = \frac{((R_A + R_B) \tan \varphi)}{(W \sin \Psi_i)}$$

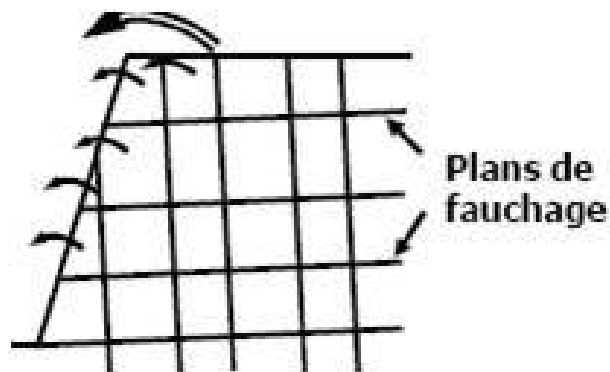
$$R_A + R_B = \frac{(W \cos \Psi_i \sin \beta)}{(\sin(\frac{1}{2} \cdot \delta))}$$

D. Rupture par fauchage

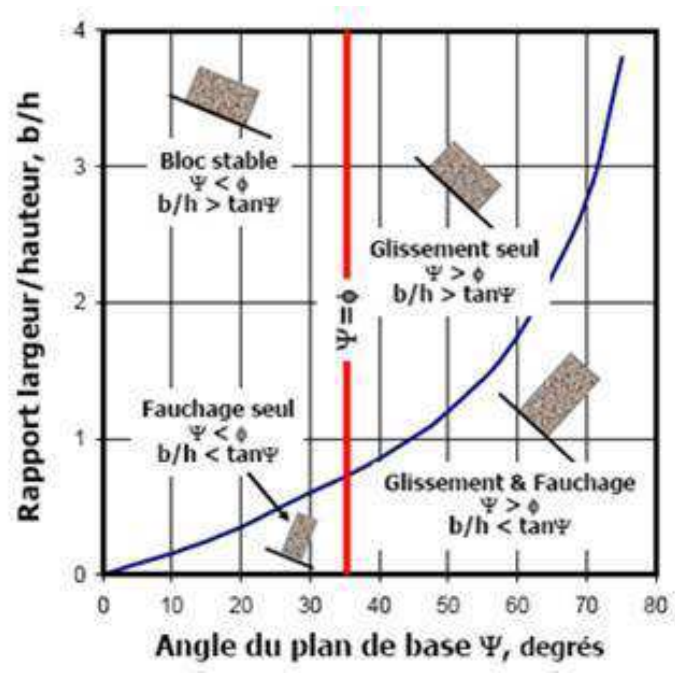
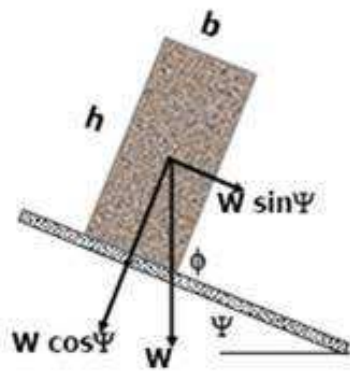
Un tel type de rupture est susceptible de se produire dans un massif rocheux formé de blocs séparés par des discontinuités à fort pendage. C'est le cas dans le cas où: largeur / hauteur du bloc < pente du plan de fauchage.

Deux types de rupture peuvent avoir lieu :

- Si pendage du plan de fauchage < angle de frottement de ce plan, fauchage seul.
- Si pendage du plan de fauchage > angle de frottement de ce plan, fauchage avec glissement.

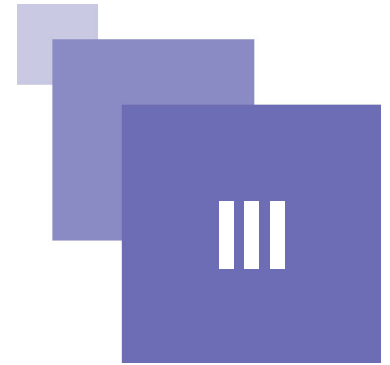


Rupture par fauchage



Détermination de la rupture par fauchage ou glissement

Évaluation de la rupture de la pente à l'aide du RMR (Rock Mass Rating)



La stabilité de la pente est fonction de la qualité du massif rocheux. Le système RMR permet d'évaluer le classement du massif rocheux dans le cas des pentes. Toutefois, un ajustement doit être appliqué pour l'orientation des joints.

$$\text{Ajustement RMR} = (A \times B \times C) + D$$

$$\text{RMR(s)} = \text{RMR} + [(A \times B \times C) + D]$$

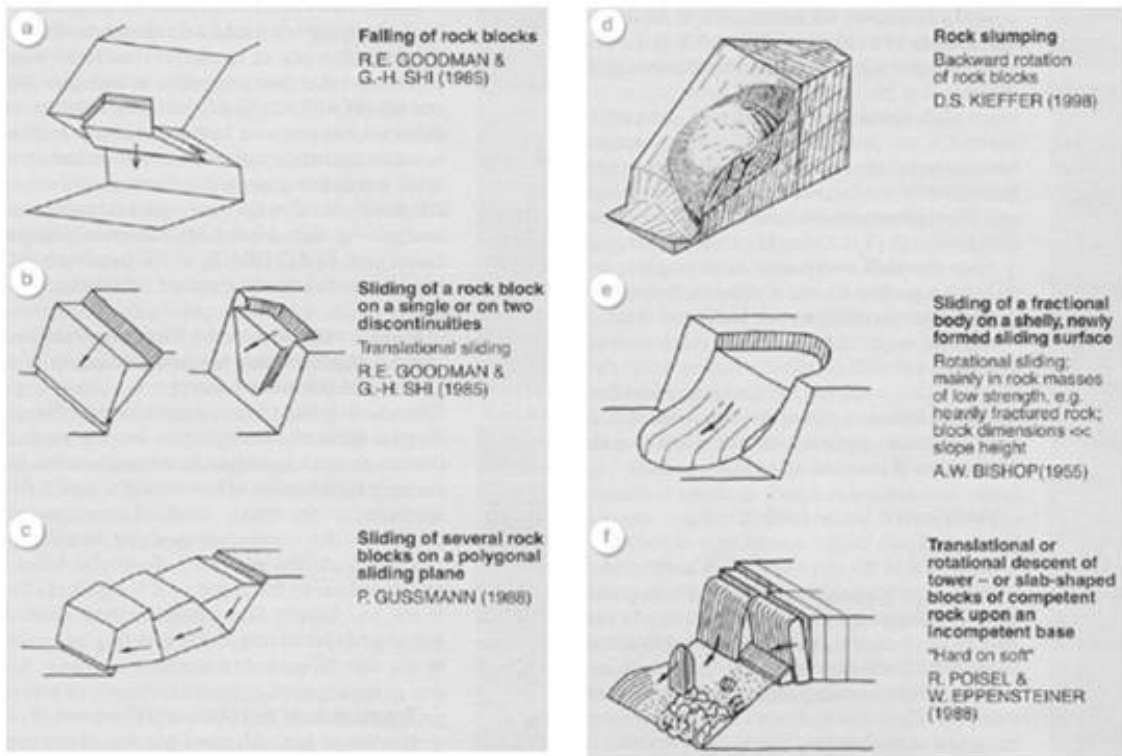
Ajustement	Très favorable	Favorable	Moyen	Défavorable	Très défavorable
Pendage du joint – Pendage de la pente	>30	30~20	20~10	10~5	<5
A	0.15	0.40	0.70	0.85	1.00
Pendage du joint	<20	20~30	30~35	35~45	>45
B	0.15	0.40	0.70	0.85	1.00
Pendage du joint – Pendage de la pente	>10	10~0	0	0~-10	<-10
C	0	-6	-25	-50	-60
Origine de la pente	Pente naturelle	Prédécoupage	Minage doux	Minage/Ripage	Minage mauvais
D	+15	+10	+8	0	-8

$$\text{Ajustement RMR} = (A \times B \times C) + D$$

Évaluation de la rupture de la pente à l'aide du RMR (Rock Mass Rating)

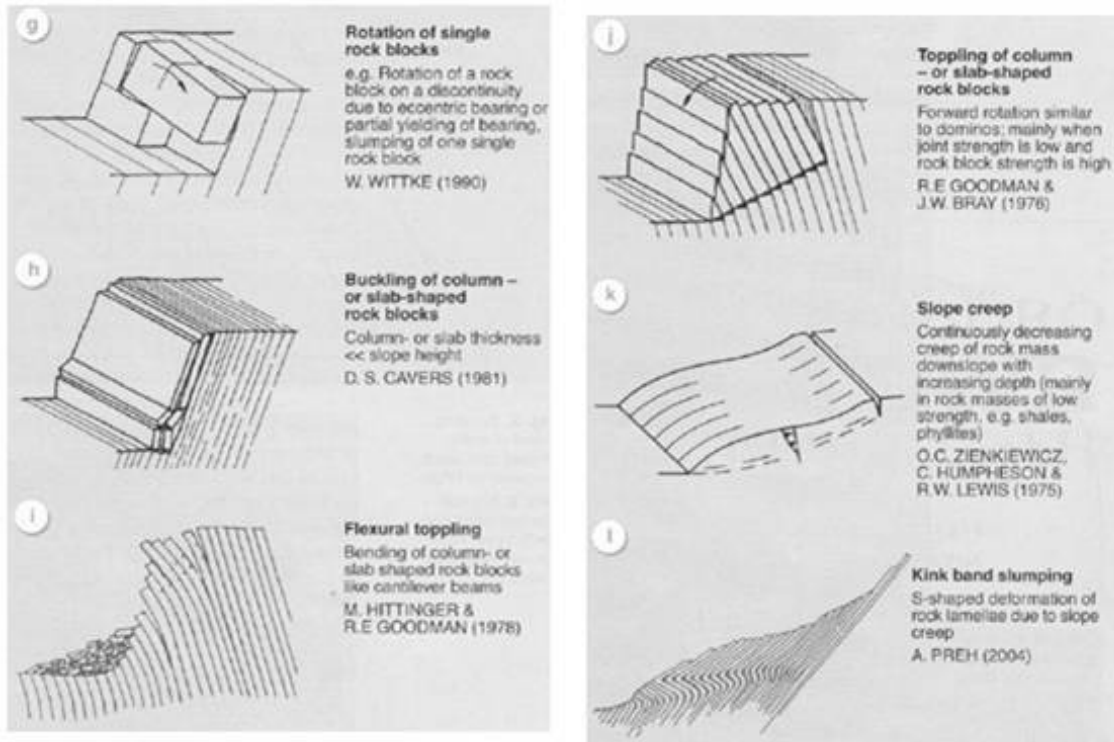
Ajustement	Très favorable	Favorable	Moyen	Défavorable	Très défavorable
Pendage du joint – Pendage de la pente	>30	30~20	20~10	10~5	<5
A	0.15	0.40	0.70	0.85	1.00
Pendage du joint	<20	20~30	30~35	35~45	>45
B	0.15	0.40	0.70	0.85	1.00
Pendage du joint – Pendage de la pente	>10	10~0	0	0~-10	<-10
C	0	-6	-25	-50	-60
Origine de la pente	Pente naturelle	Prédécoupage	Minage doux	Minage/Ripage	Minage mauvais
D	+15	+10	+8	0	-8

$$RMR(s) = RMR + [(A \times B \times C) + D]$$



Modes de rupture en fonction des discontinuités dans le cas des versants rocheux

Évaluation de la rupture de la pente à l'aide du RMR (Rock Mass Rating)



Modes de rupture en fonction des discontinuités dans le cas des versants rocheux

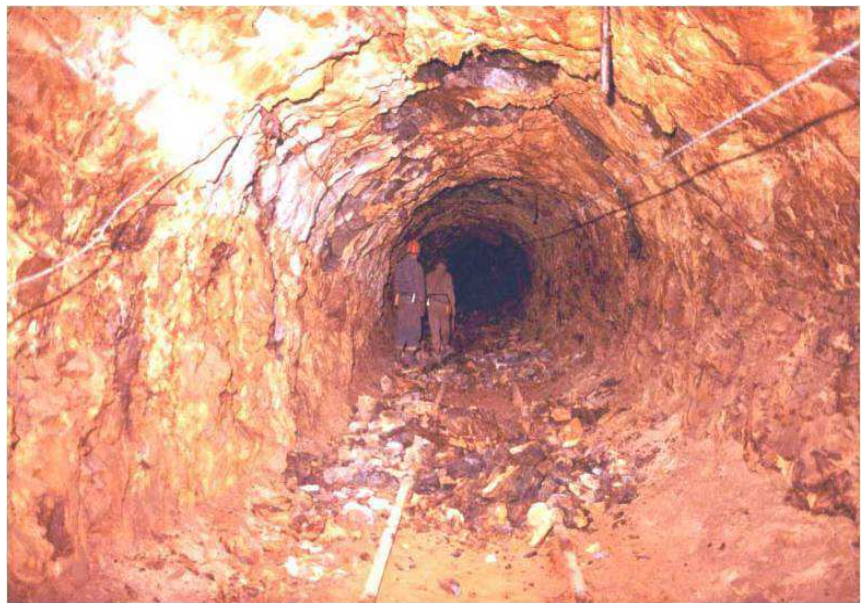
Bibliographie

[**Engineering Rock Mecanics Part2 :Illustrative Worked Exemple**] John P. Harrison and John A. Hudson . Engineering Rock Mecanics Part2 :Illustrative Worked Exemple. Imperial college of science , technology and Medicine . University of London, UK.

[**MANUEL DE MÉCANIQUE DES ROCHES Tome 2 LES APPLICATIONS**] P. DUFFAUT, F.Homand. MANUEL DE MÉCANIQUE DES ROCHES Tome 2 LES APPLICATIONS

[**Mécanique des Roches et Travaux Souterrains (Cours et exercices corrigés)**] Huitième édition (2012), Mécanique des Roches et Travaux Souterrains (Cours et exercices corrigés)

Chapitre 4 : Stabilité des cavités rocheuses



DR. FELIGHA MARWA

Objectifs

- Connaissance des méthodes d'évaluation ou de mesure des contraintes in situ ;
- Compétence à appliquer ces connaissances au dimensionnement d'un ouvrage ;
- Compétence à analyser les spécificités des comportements d'un massif rocheux lors d'excavations.

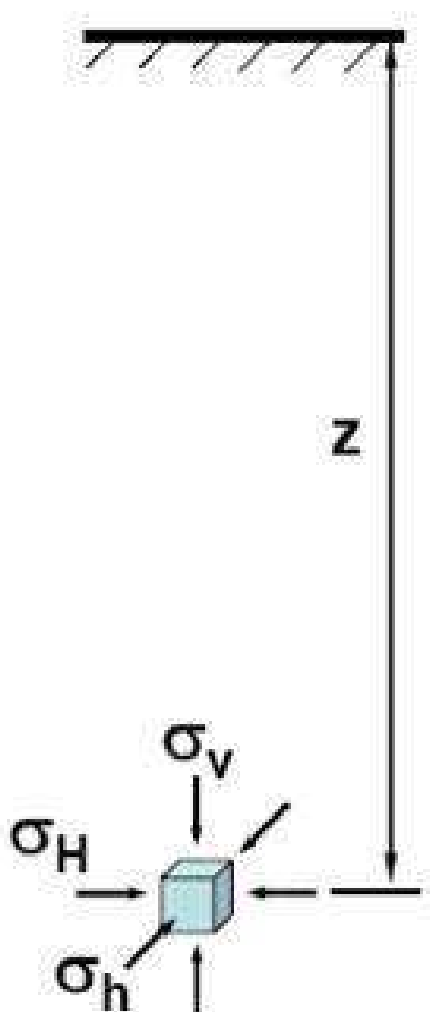
Contraintes in-situ



Contrainte verticale et horizontale	7
Mesure des contraintes In Situ	9
Contrainte effective	10

A. Contrainte verticale et horizontale

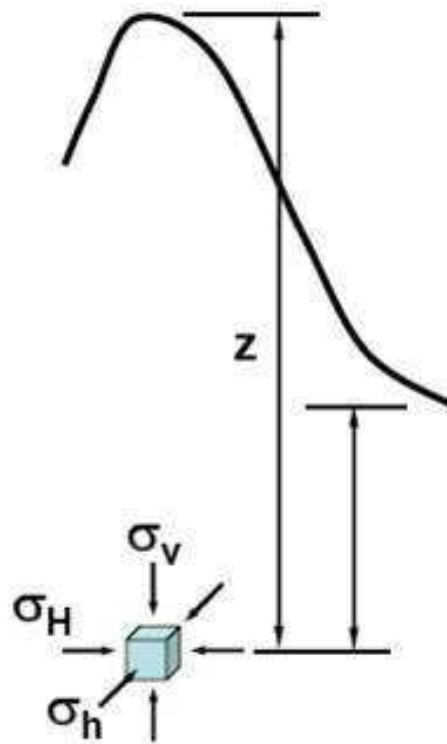
En profondeur, la contrainte verticale dans la roche est la contrainte de couverture générée par le poids des matériaux. Le poids spécifique moyen des roches est de 2,7. La valeur de la contrainte en profondeur peut donc être estimée par: σ_v (MPa) $\approx 0,027 z$ (m)



Contrainte verticale et horizontale

Les contraintes horizontales dans la roche sont principalement tectoniques. Elles sont généralement supérieures aux contraintes verticales. La contrainte horizontale maximale a la même direction que le mouvement de convergence des plaques tectoniques. Les contraintes tectoniques varient fortement en termes d'intensité, et peuvent être exceptionnellement fortes. Le champ des contraintes in situ peut aussi être modifié par des facteurs et processus géologiques :
• La surface topographique
• L'érosion
• Les intrusions
• Les failles et la création de failles.

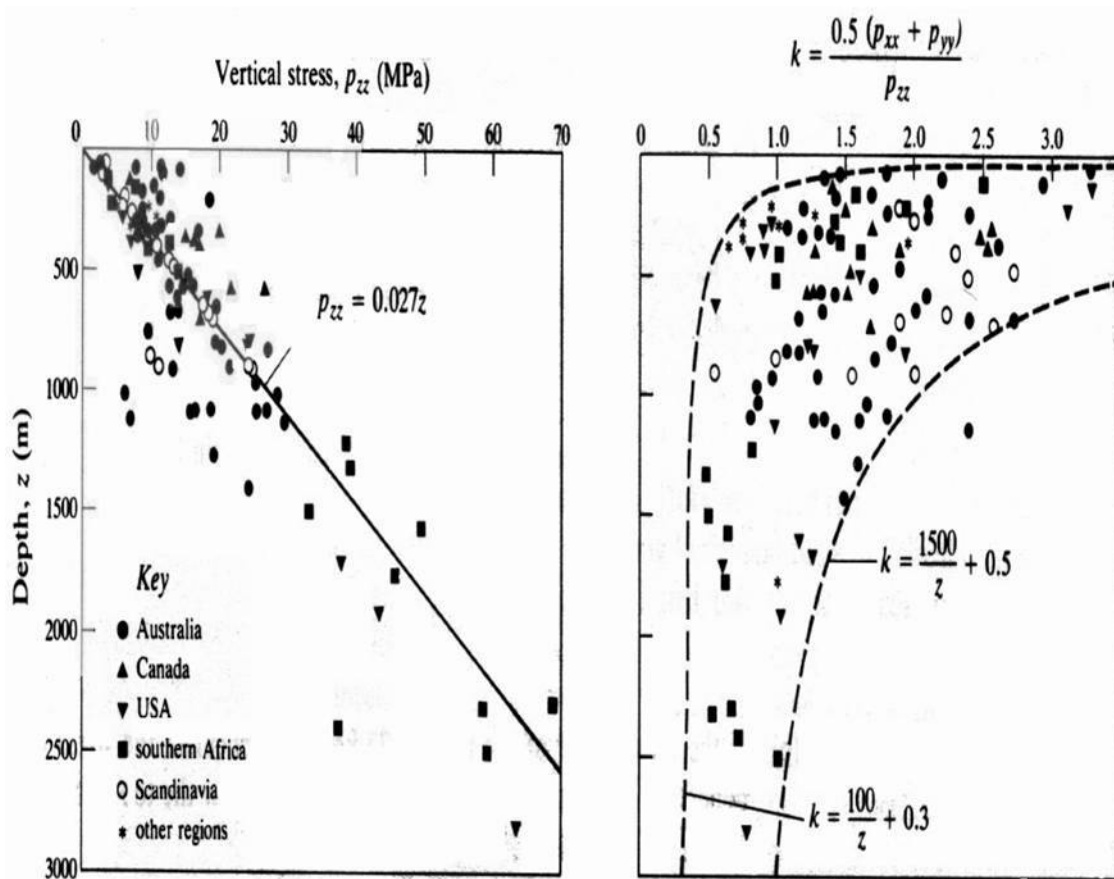




Le champ des contraintes in situ

B. Mesure des contraintes In Situ

La mesure des contraintes in situ montre que la contrainte verticale vaut à peu près $0,027z$, poids des couches de couverture. Le rapport entre la contrainte horizontale moyenne $(\sigma_H + \sigma_h)/2$ et la contrainte verticale σ_v varie de 0,5 à 3,0, généralement limitée entre $(100/z + 0,3)$ et $(1500/z + 0,5)$. À des profondeurs usuelles pour le génie civil ($<1000\text{m}$), les variations de la contrainte horizontale sont grandes. La contrainte horizontale maximum peut atteindre 10 fois la contrainte verticale.

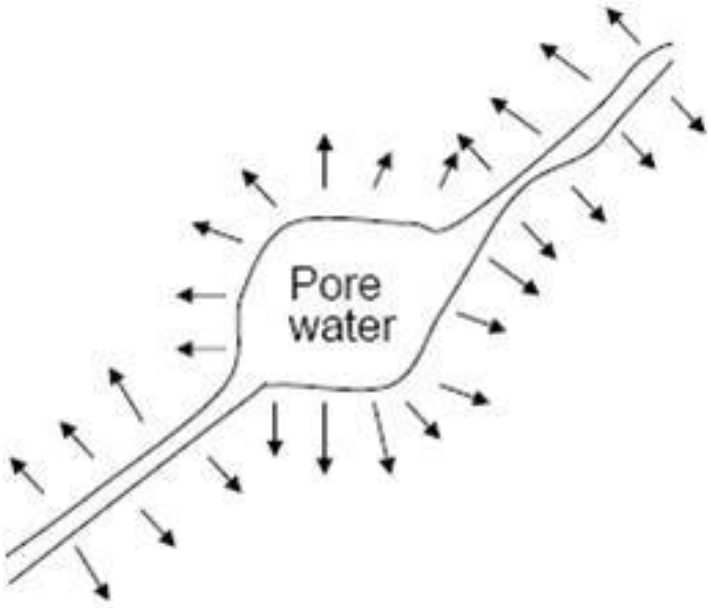


Mesure des contraintes In Situ

Dans la roche, la contrainte horizontale est normalement la contrainte principale majeure, alors que la contrainte verticale ou l'autre contrainte horizontale représentent les contraintes principales mineures. C'est-à-dire : $\sigma_H > \sigma_h > \sigma_v$ ou $\sigma_H > \sigma_v > \sigma_h$. La contrainte verticale peut être estimée à partir de la couverture. Les contraintes horizontales ne devraient pas être estimées. Si les directions et les intensités des contraintes horizontales sont nécessaires, des mesures des contraintes doivent être effectuées in situ.

C. Contrainte effective

Le principe des contraintes effectives utilisé en mécanique des sols a une application limitée dans le cas de la mécanique des roches. Dans les roches poreuses, tel que le grès, la contrainte effective doit être calculée comme la contrainte totale - la pression des pores. Cependant, dans les massifs rocheux fissurés, la distribution de l'eau n'est plus la même et les champs de contraintes ne sont plus uniformes. Donc, le principe de la contrainte effective n'est plus applicable.



Contrainte effective

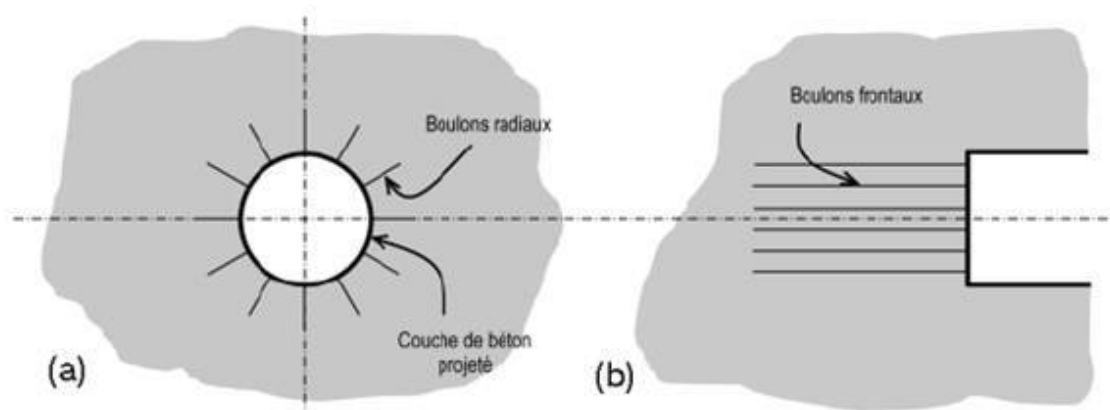
Les différents types de soutènement



La Nouvelle Méthode Autrichienne (NMA ou NATM)	13
Cintres réticulés	15
Cintres lourds et blindage	16
Cintres coulissants	17
Soutènement au front de taille	18

A. La Nouvelle Méthode Autrichienne (NMA ou NATM)

Apparue dans les années 60, la technique de soutènement combinant boulons et béton projeté s'est imposée sur presque tous les chantiers de tunnels, tant son efficacité est grande. Il s'agit avant tout d'une méthode, celle du soutènement léger accompagnant les déformations du terrain. Mais détaillons d'abord chacun de ses deux constituants principaux.



(a) Application de la New Austrian Tunnelling Method (b) Boulonnage du front.

1. Les boulons d'ancrage radiaux

Les mineurs ont rapidement constaté que le terrain autour d'une cavité avait tendance à se déliter, s'ouvrir par endroits ou carrément se refermer. Pourquoi ne pas tenter de "clouer" les parois et ainsi aller chercher le rocher intact, à quelques mètres de la galerie ? L'idée n'est pas récente, puisqu'au XIX^e siècle les Ardoisières d'Angers utilisaient des tiges de châtaigner glissées dans des forages pour retenir les voûtes de leurs salles souterraines : l'eau qui s'infiltrait faisait gonfler le bois et le plaquait contre les parois du forage.

Rapidement les tiges en acier (tiges de béton armé) se sont avérées les plus efficaces, et la technologie s'est peu à peu adaptée au génie civil. On distingue deux grands types de boulons :

a) Les boulons passifs

Il existe deux familles qui ne fonctionnent pas de la même façon :

- les boulons à ancrage ponctuel : ce sont les plus anciens ; ils sont fixés au rocher à leur extrémité par une coquille qui s'écarte lorsqu'on visse la tige. Sur la paroi, on visse l'écrou du boulon sur une plaquette. On privilégiera ces boulons pour les roches dures ;
- les boulons à ancrage réparti : comme leur nom l'indique, ils sont scellés au terrain sur toute leur longueur. On distingue deux sous-familles technologiques :

– Les boulons scellés : le scellement peut-être du mortier ou de la résine synthétique.

– Les boulons à friction : ils n'ont pas besoin de scellement et sont directement au contact des parois du forage par un emmanchement à force (tube fendu) ou par hydro-gonflage (dépliage d'un tube). Ces boulons, particulièrement adaptés aux roches tendres, ont maintenant pratiquement remplacé leurs aînés à ancrage ponctuel car ils sont très rapides à mettre en place et agissent immédiatement.

b) Les boulons actifs

sont précontraints. La tige pleine (barre Dywidag ou Arton) ou le câble de torons sont scellés loin de la paroi par injection d'un coulis de ciment. Ces inclusions sont utilisées pour le soutènement des grandes cavités.

La simplicité de pose d'un boulon — surtout les boulons à friction qui agissent tout de suite — en ont fait aujourd'hui l'élément essentiel des soutènements souterrains. On peut facilement en poser deux ou trois à un endroit, en prévention là où la roche risque de se rompre, ou les préconiser de façon systématique sur toute ou partie de la paroi du tunnel. On définit alors une densité de boulonnage (1,5 par m² par ex.), une longueur (environ un rayon de tunnel) et un diamètre (Ø 18 par ex.).

i Le béton projeté

Plutôt que de couler un béton, pourquoi ne pas le projeter ? C'est l'idée qu'ont eu plusieurs ingénieurs de mines vers 1910. D'une composition spécifiquement adaptée à l'usage qui lui en est fait, ce béton fut autrefois baptisé gunite pour le différencier de ses collègues. Il ressemble d'ailleurs de très près à un mortier à prise rapide. Le gunitage consiste à projeter le béton sur les parois d'un tunnel à l'aide d'une lance. Le béton projeté a deux principaux usages, qui peuvent s'additionner :

- Pour de faibles épaisseurs (< 5cm) il a un rôle protecteur, et forme une coque mince épousant la géométrie du terrain. En cela il empêche les blocs de roche ou le sol de s'altérer et de se détacher de la paroi ;

- Il peut aussi avoir un véritable rôle structurant, et reprend les charges issues du terrain. Son épaisseur est alors variable en fonction du terrain, de l'ordre d'une vingtaine de centimètres. Seul, le béton projeté est de moins en moins utilisé. Il est souvent associé à des panneaux de treillis soudés ou, de plus en plus, à des fibres métalliques qui lui confèrent une certaine résistance en traction et en cisaillement. Son usage en tunnels a fait l'objet de recommandations très détaillées de l'AFTES et de l'ASQUAPRO.

Attention toutefois, le béton projeté appliqué en paroi peut parfois donner une fausse impression de sécurité. Lorsqu'il n'est pas assez épais au regard du poids des blocs qu'il doit retenir ou tout simplement lorsqu'il est encore frais, il peut se détacher et entraîner avec lui une petite partie du terrain. Bien que d'importance limitée, ce risque de chute n'est pas à négliger.

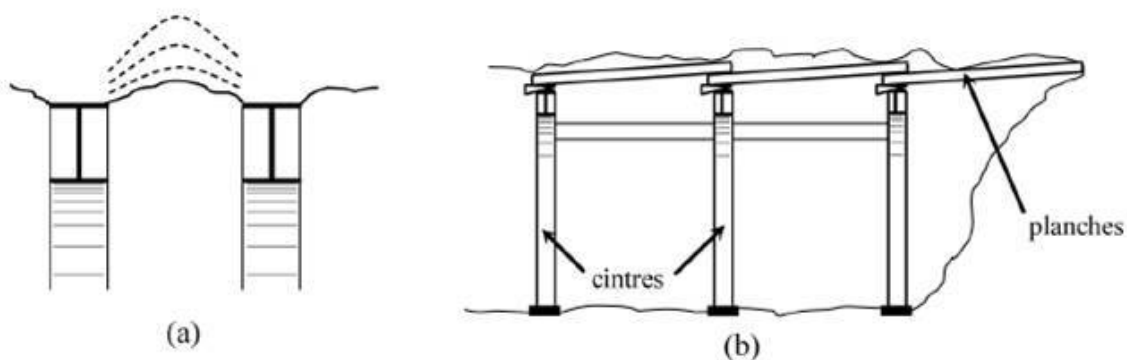
ii La combinaison magique

En couplant l'usage du béton projeté avec un boulonnage radial systématique, on s'est aperçu que dans la majorité des terrains rencontrés en tunnel, on obtenait des résultats intéressants. Pour l'ancien mineur, habitué à poser des soutènements très résistants — et donc rassurants — la NATM semble bien légère. Mais au lieu de "supporter" simplement le terrain perturbé par le creusement, elle permet à celui-ci de se soutenir lui-même. En d'autres termes, c'est la roche elle-même qui participe au soutènement.

En autorisant une convergence contrôlée, le système boulons-gunite (et éventuellement treillis soudé ou fibres métalliques) crée une redistribution des contraintes dans le massif et un état d'équilibre stable.

Cette technique, relativement peu onéreuse, est donc celle qui sera systématiquement proposée en profil-type de base pour le soutènement.

De part sa conception optimisée et facilement ajustable, ce type de soutènement, plus que tout autre, doit être associé à une auscultation précise du tunnel.



(a) Voûtain de terrain entre deux cintres (b) Technique de l'enfilage.

B. Cintres réticulés

Dans certaines circonstances, notamment pour les mauvais terrains, les grandes sections et les sections divisées, il peut s'avérer nécessaire de renforcer le béton projeté-boulonné par des armatures plus résistantes qu'un simple treillis soudé. On a ainsi inventé des cintres constitués de 3 aciers HA reliés entre eux par des aciers de plus faible section et facilement cintrables à la forme de l'excavation. Un fois placés contre le terrain, ces cintres réticulés avec ou sans treillis soudé sont recouverts de béton projeté pour former une coque solidaire. L'espacement entre

cintrés est de l'ordre du mètre, pour qu'il se crée une voûte de béton entre deux éléments (voûtains de béton).

Cette technologie est de moins en moins employée en tant que soutènement seul car elle ne semble pas apporter suffisamment d'avantages comparée aux autres soutènements. Dans le cas de réparations d'ouvrages cependant, les cintrés réticulés peuvent avantageusement servir à supporter une étanchéité avant projection de béton.

C. Cintres lourds et blindage

Pour les terrains poussants, de mauvaise qualité, ou lorsqu'on traverse une zone plus difficile que prévue, les soutènements "classiques" présentés ci-avant, utilisant pleinement les propriétés de déformabilité du rocher trouvent leurs limites. On choisit alors des techniques de soutènements lourds plus rigides, qui se déforment moins et qui doivent par conséquent reprendre plus de charges. Ces soutènements sont toujours constitués de profils normalisés¹⁰ cintrés suivant le rayon de courbure du tunnel. Ces cintres sont assemblés près du front puis placés contre la paroi au moyen d'un érecteur (pelle équipée spécialement pour cet usage).

Entre chaque élément métallique, il se crée une voûte de terrain qui suffit dans de nombreux cas à reporter les charges sur ceux-ci. On réalise parfois un blindage ou un remplissage béton entre les cintres pour trois raisons principales :

- pour éviter que le terrain ne s'éboule sous le voutain naturel (rôle protecteur) ;
- pour répartir les charges sur les éléments porteurs lorsque le terrain ne permet pas d'avoir un effet de voûte suffisant (blindage lourd) ;
- pour éviter un effet "domino" en cas d'effondrement au front de taille (rôle d'écartement et de maintien).

Le blindage est réalisé le plus souvent par un remplissage de béton (projeté ou coffré). Dans les puits ou les galeries de petites sections, on adopte souvent les tôles métalliques mais le bois est encore utilisé car il se prête bien à la technique minière de l'enfilage. Cette dernière consiste à enfiler les planches entre les cintres unes à unes, avec un blocage par un système de coins



Cintres TH, boulons radiaux et béton projeté. Détail de la voûte d'une galerie du laboratoire

D. Cintres coulissants

Lorsque les efforts qui transitent dans le soutènement sont trop importants – autrement dit à grande profondeur dans des terrains de faible tenue – on a recours à une technologie de cintres métalliques développée par l'industrie minière. Plutôt que de réaliser un cintre monolithique, ou éventuellement constitué d'un assemblage encastré et rigide de plusieurs morceaux de cintre, il est possible d'assembler entre eux plusieurs éléments qui coulissent les uns dans les autres. Par ce biais, lorsque les efforts de chargement dépassent un certain seuil – le seuil de coulissement – les morceaux glissent les uns sur les autres par frottement et évitent ainsi la plastification de l'ensemble. Pour augmenter l'efficacité de ce principe et faciliter le coulissement, ces cintres ont un profil spécial en forme de "?". On les appelle cintres TH du nom du premier fabricant qui a commercialisé ces profilés (Toussaint-Heitzmann).

La figure ci-dessus est un exemple d'utilisation de cintres TH, associés à un boulonnage radial et à du béton projeté. Les éléments TH sont assemblés par des éclisses de serrage. Le couple de serrage de ces éléments donne la valeur de l'effort normal maximum que le cintre pourra supporter avant de coulisser. Le comportement en compression peut donc s'assimiler à de l'élasto-plasticité. Ce seuil atteint, le glissement se produit par "à coups" successifs. Les mineurs disent alors que le cintre chante.

E. Soutènement au front de taille

La maîtrise des convergences en parements par les différents soutènements présentés peut suffire à assurer la stabilité du front de taille et la sécurité des ouvriers mineurs y travaillant. Une simple couche de béton projeté suffit habituellement à maintenir les blocs qui pourraient se décrocher accidentellement du front.

Dans les mauvais terrains cependant, une extrusion trop importante peut entraîner un effondrement localisé ou, plus grave, un fontis. Il convient dans ce cas de prévoir, selon l'état du terrain :

- un soutènement du front de taille, le plus souvent assuré par un boulonnage longitudinal. Ces boulons sont en fibre de verre car ils résistent très bien en traction et peu en cisaillement (excavation possible) ;
- un présoutènement consistant à limiter le déconfinement en avant du front de taille. La voûte parapluie fait partie de cette catégorie. Elle est constituée d'une série de tubes métalliques (\varnothing 30 à 90 mm) placés en auréole tout autour du front de taille et reposants sur les derniers cintres. On excave ainsi sous une voûte protectrice assurant un report des charges sur les cintres que l'on place à mesure de l'avancement de l'excavation. On peut également rencontrer la technique de la pré-voûte, où une coque de béton est projetée dans une saignée en avant du front sur tout le profil du tunnel (découpage puis bétonnage).

Le soutènement du front est à la base de la théorie de Lunardi, un ingénieur italien qui a développé une méthode de creusement et de soutènement autour de la stabilisation des extrusions. Pour plus de renseignements, le lecteur pourra consulter la référence.

Les différents types de revêtement



Revêtement en béton coffré sans radier	19
Revêtement en béton coffré avec radier contre-voûté	20
Voussoirs préfabriqués	20
Cas particuliers	21

A. Revêtement en béton coffré sans radier

Dans tous les tunnels creusés de façon traditionnelle, un deuxième chantier suit généralement celui de l'excavation et de la pose du soutènement : c'est la réalisation du revêtement. Il s'agit d'un atelier de coffrage type "grimpeur" à l'horizontale, sur roues et pliable pour le faire avancer, qui est élaboré spécialement pour le tunnel en construction. On réalise le bétonnage par plots successifs, chaque "levée" de bétonnage pouvant atteindre une dizaine de mètres. Cette longueur est pilotée par des choix économiques et par la fissuration due au retrait. Le revêtement ne travaille pratiquement pas en tension, essentiellement en flexion composée. On tolère une petite partie fissurée sur l'épaisseur totale : il ne nécessite donc pas d'armatures, en général. Certains endroits doivent tout de même résister en traction (aux angles saillants ou en clef de voûte pour les sections en ellipse par ex.) ; il est alors tout à fait possible d'y loger une plaque de treillis soudé. L'épaisseur d'un revêtement de tunnel est de l'ordre d'une trentaine de centimètres minimum. Il est largement surdimensionné au vu des faibles sollicitations qu'il devra subir à terme, mais pas au moment

du décoffrage. La tenue au feu est également un critère très important pour sa conception.

A titre d'information, la maçonnerie naguère très utilisée comme revêtement, ne l'est plus du tout pour des raisons évidentes de coût.

B. Revêtement en béton coffré avec radier contre-voûté

Le revêtement précédent est celui que l'on rencontre dans la majeure partie des cas

: la partie inférieure

— le radier — n'est pas coffrée et la structure de chaussée est réalisée à même le terrain. Les sollicitations du revêtement sont alors relativement faibles.

Dans certaines circonstances cependant, les effets à long terme sont tellement importants (gonflement ou fluage) qu'il faut fermer le revêtement en réalisant un radier contre-voûté. Ce radier, souvent très ferrailé, agit véritablement comme une voûte de tunnel : il clave le profil et permet de "circulariser" la section pour bénéficier au maximum de l'effet de voûte

C. Voussoirs préfabriqués

Il existe une technique permettant de réaliser des tunnels au tunnelier avec un procédé de revêtement similaire au béton coffré. Il s'agit de l'extrusion. La difficile expérience de la traversée sous-fluviale de la ligne D du métro lyonnais¹² a permis de révéler les difficultés d'un tel procédé. Il faut bien avouer que la technique du voussoir est indissociable de l'excavation au tunnelier, tant elle a d'avantages : section parfaitement circulaire, efficacité immédiate, appui possible du tunnelier pour sa propulsion, maîtrise de la

qualité, pose simple et rapide facilement automatisable.

Un voussoir est une écaille de béton armé (anciennement de fonte) qui arrive sur le chantier déjà fabriquée et prête à poser. Par un assemblage précis, plusieurs voussoirs forment un anneau. Ce sont ces anneaux qui, mis bout à bout, constituent le revêtement du tunnel. Sous le bouclier du tunnelier, on vient assembler les voussoirs selon un plan de calepinage conçu à l'avance. Le dernier voussoir, qui permet de clavier définitivement l'anneau, est appelé voussoir de clef. Pour pouvoir suivre le tracé théorique du

tunnel, en long et en plan, on a mis au point le principe des anneaux universels. La largeur longitudinale de l'anneau n'est pas constante, ce qui permet de tourner à gauche, à droite, monter ou descendre selon l'agencement avec l'anneau précédent.

L'étanchéité est assurée par des joints posés sur chaque élément. Ils sont mis en compression par le chargement dû au massif environnant et la poussée du tunnelier. Entre le terrain et l'anneau de voussoir, un vide annulaire est laissé par le bouclier lors de son avancement. Pour le combler on vient injecter du mortier ou des graviers. Cette opération porte le nom d'injection de bourrage.

D. Cas particuliers

Dans certains cas, le soutènement peut faire office de revêtement. C'est le cas des tunnels au rocher. Les venues d'eau éventuelles sont collectées par des captages locaux ou, le cas échéant, par la mise en place d'une coque rapportée en tôles (tôles parapluies). Très courant dans les pays nordiques, où le béton projeté apparent donne un aspect "caverne", ce choix l'est bien moins en France où pour des raisons de sécurité incendie, de pérennité et d'esthétique on préfère un revêtement coffré.

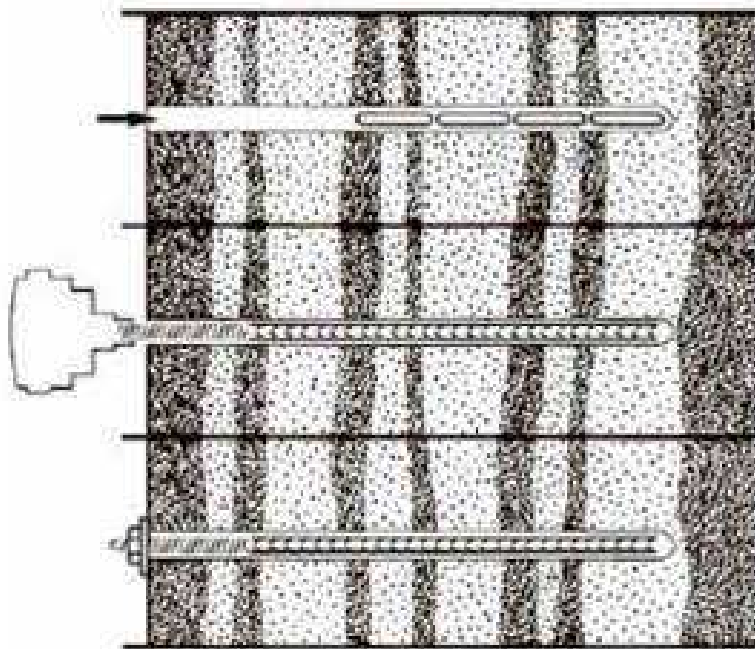
Renforcement par ancrages

IV

Les ancrages sont très présents en mécanique des roches pour différentes raisons, liées entre autre au mode de rupture envisagé. Selon le mode de rupture, ils peuvent avoir un rôle porteur, restructurant ou confinant.



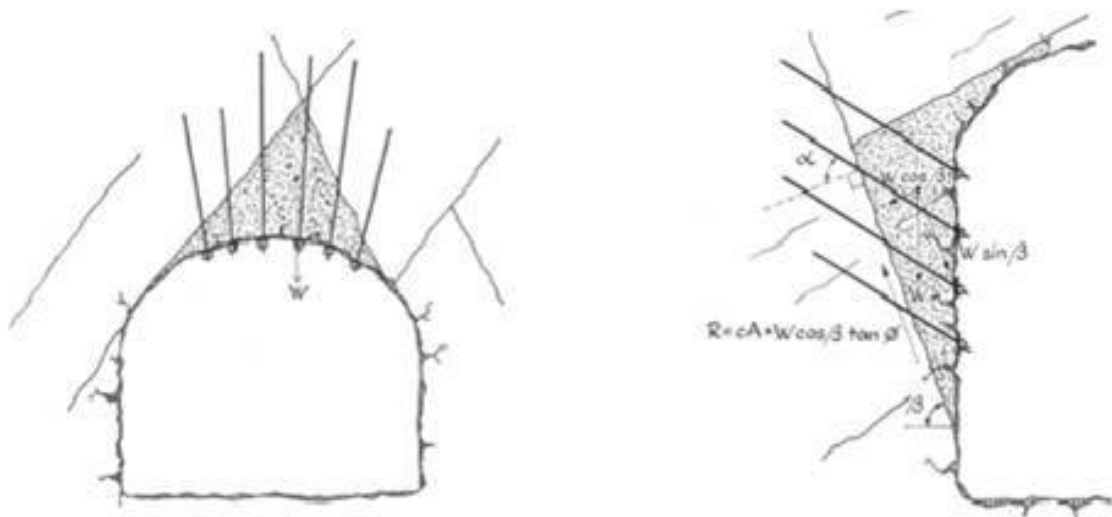
Boulon à ancrage ponctuel



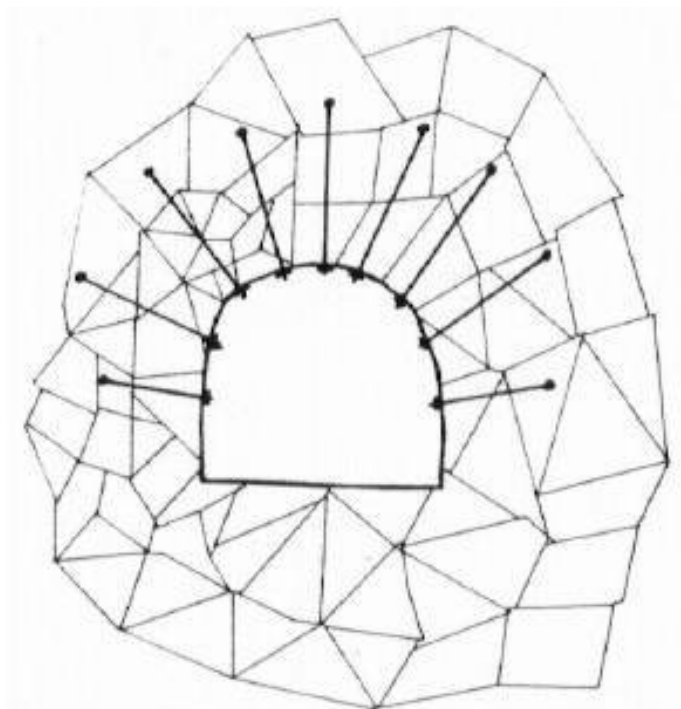
Boulonnage à ancrage réparti à la résine

A. Rôle porteur

Dans un massif fracturé discontinu à l'échelle de l'ouvrage, des blocs rocheux peuvent se détacher de la paroi et tomber sous l'effet de la gravité. Pour empêcher ces chutes, on utilise un boulonnage de "suspension" qui assure un rôle porteur à condition d'être ancré assez profondément dans la partie saine ou non fracturée du massif. Ces boulons doivent être à effet immédiat.

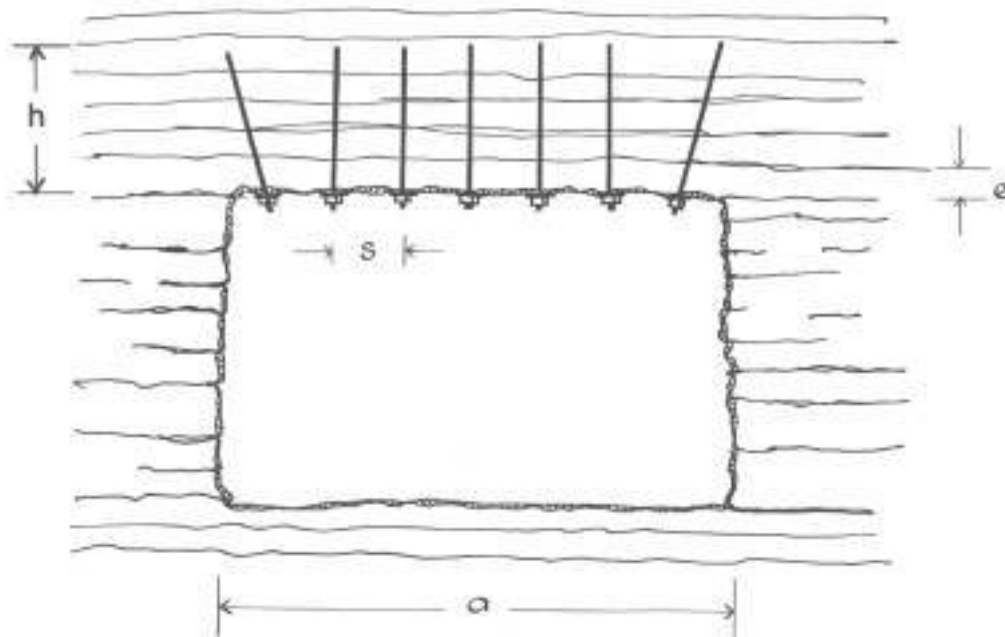


Renforcement de dièdres rocheux susceptible de tomber sous leurs poids-propres



Soutènement par boulonnage

Dans un massif stratifié, les boulons sont mis en place de façon à limiter les décollements et les glissements entre les bancs empilés. En épinglant les discontinuités naturelles, le but recherché est de solidariser les couches entre elles, afin de s'opposer aux déplacements différentiels et éviter une rupture par flambement ou fléchissement.



Renforcement d'une galerie dans un massif stratifié à pendage presque nul

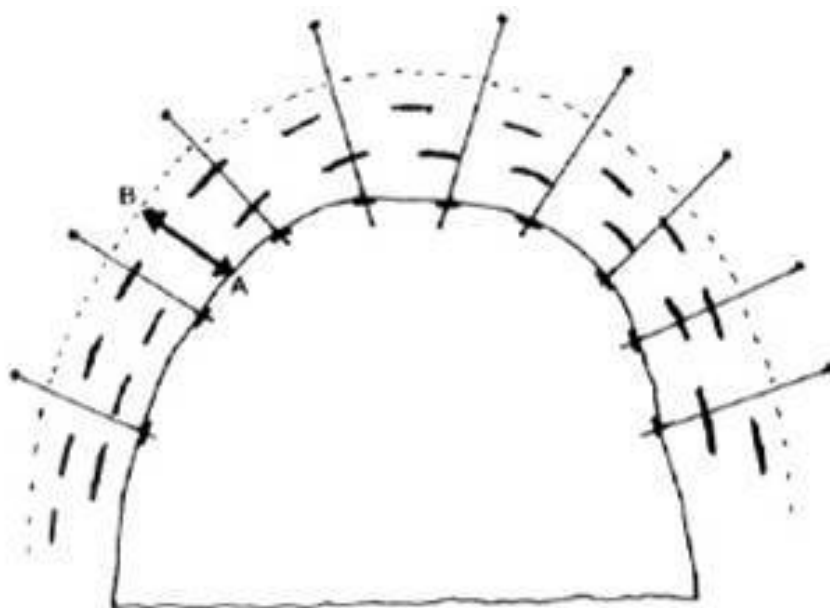




Rupture dans un massif stratifié

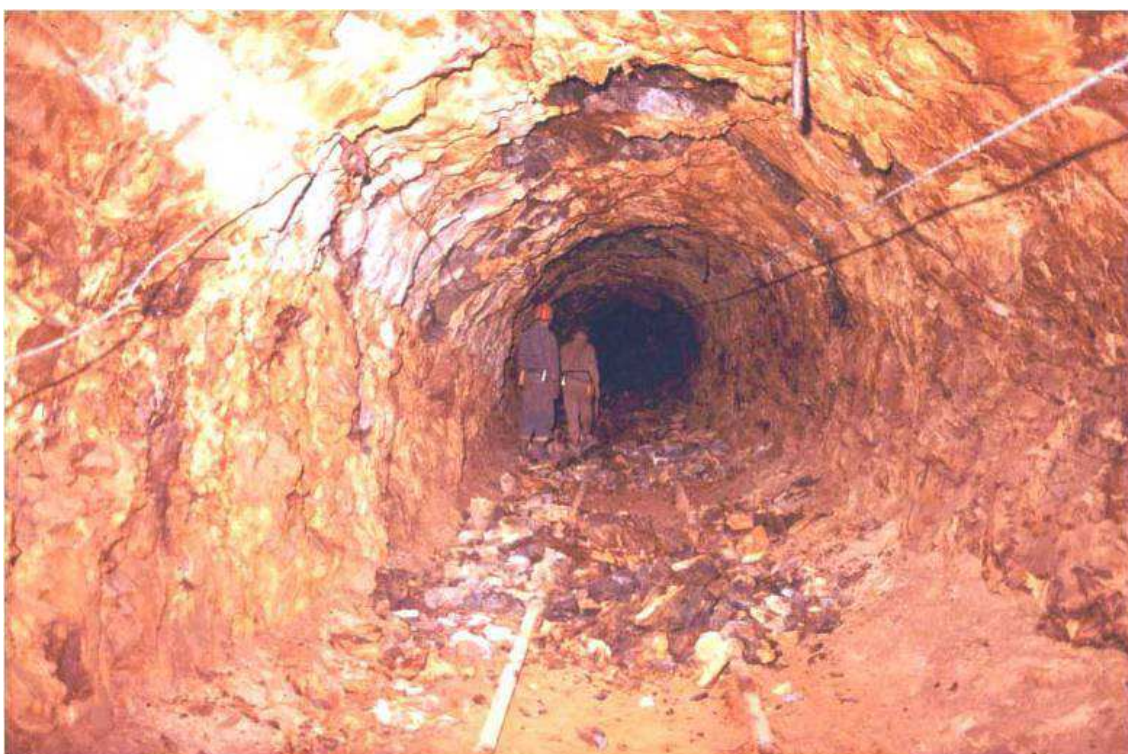
C. Rôle confinant

Dans un massif homogène, les boulons à ancrage réparti sont les mieux adaptés. Parallèlement à la convergence de la galerie, un anneau de terrain décomprimé apparaît autour de la cavité, où les caractéristiques mécaniques chutent rapidement et de façon irréversible. En ce sens, le boulonnage associé à une couche de béton projeté confine ces terrains sujets à décompression et dégradation : l'orientation radiale est la meilleure façon de limiter l'extension de la zone décomprimée et l'amplitude des déformations. La contrainte normale à la paroi qui en résulte confine la zone boulonnée, et confère à la roche un supplément de résistance au cisaillement, d'où la formation d'un anneau résistant qui constitue un véritable soutènement s'opposant aux poussées du terrain. C'est le principe de la NATM (New Austrian Tunneling Method).



Rôle confinant

Dans le cas de massif fortement fissuré, on peut utiliser le béton projeté tout seul.



massif fortement fissuré

Bibliographie



[**Mécanique des Roches et Travaux Souterrains (Cours et exercices corrigés)**] Huitième édition (2012), Mécanique des Roches et Travaux Souterrains (Cours et exercices corrigés)

Propriétés de la matrice rocheuse

Exercice 1

Le tableau suivant montre les résultats obtenus à partir d'un essai de compression triaxiale à une seule étape sur une éprouvette cylindrique de roche, à une pression de confinement de 10 MPa :

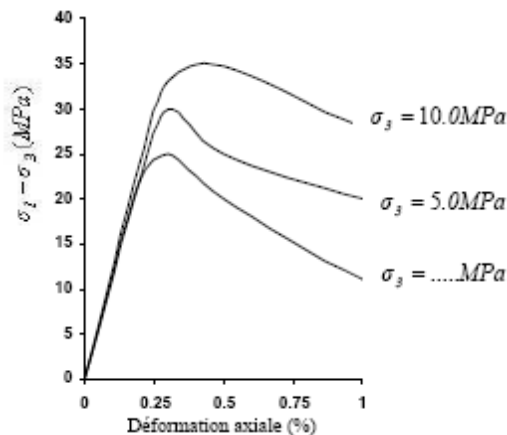
Charge axiale totale (kN)	Hauteur de l'éprouvette (mm)	Diamètre de l'éprouvette (mm)
0.00	100.84	50.20
19.89	100.80	50.20
39.60	100.77	50.20
63.40	100.74	50.20
88.67	100.71	50.21
116.18	100.68	50.21
144.68	100.65	50.22
162.38	100.63	50.22
185.23	100.58	50.24
190.62	100.56	50.25
191.99	100.54	50.25
180.22	100.52	50.26
137.56	100.49	50.26
115.79	100.46	50.27
101.93	100.43	50.28
97.97	100.40	50.28
96.98	100.37	50.28

- (a) Qu'est ce qui caractérise la courbe obtenue ?
- (b) De quel type de comportement s'agit t-il ? Dans quel cas a-t-on ce comportement ?
- (c) Déterminer les valeurs suivantes : (i) la limite élastique, (ii) la résistance au pic, (iii) la résistance résiduelle, (iv) le module de Young correspondant à 50% de la valeur de la contrainte axiale de pic, (v) le module de Poisson correspondant à 50% de la valeur de la contrainte axiale de pic

Exercice 2

Les résultats d'essais triaxiaux sur un calcaire sont présentés ci-dessous.

- a. Evaluer la cohésion et l'angle de frottement interne de la roche en utilisant le critère de Mohr- Coulomb.
- b. Trouver la valeur de σ_3 correspondant à la courbe inférieure.
- c. Prédire la résistance en compression axiale (σ_1) de l'échantillon, pour une contrainte de confinement (σ_3) de 12.0 MPa.



Exercice 3

Un laboratoire dont l'avis a été contesté auparavant a été chargé de l'essai de la résistance d'une roche dans un projet de reconnaissance in-situ. Durant le premier essai de compression uniaxiale, l'équipement n'a pas pu mesurer la charge axiale de pic. Cependant le technicien pu noter que l'éprouvette a subi une rupture par la formation d'une seule fracture inclinée de 20° par rapport à l'axe de chargement. Dans un essai triaxial ultérieur, durant l'augmentation de la pression de confinement avant application de la contrainte axiale, la rupture s'est produite prématurément quand la pression de confinement dans la cellule a atteint 85 MPa. En se basant sur ces résultats proposer un critère de rupture sous la forme : $\sigma_1 = a \sigma_3 + b$ pour la roche.

Exercice 4

Des essais de laboratoire sur des échantillons de calcaire intact ont produit des résistances à la compression non confinée et à la traction de 80 MPa et 10 MPa respectivement. En utilisant les critères de Hoek-Brown et Griffith déterminer la contrainte principale majeure à la rupture pour deux essais pour lesquels $\sigma_3 = 20$ MPa et $\sigma_3 = 40$ MPa. Lequel des deux critères permet de mieux prédire la résistance au pic dans ces conditions ?

Exercice 5

Les résultats suivants ont été obtenus à partir d'essais triaxiaux réalisés sur du quartzite:

$(\sigma_1 + \sigma_3)/2$ (MPa) -6.65 100 135 160 200 298 435

$(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ (MPa) 6.65 100 130 150 180 248 335

Lequel des critères de rupture de Mohr Coulomb, Hoek – Brown ou Griffith prédit le mieux la rupture de cette roche ?

On prendra $s = 1$ et $m = 15$.

Exercice 6

Un essai triaxial de compression au moyen d'une presse pilotée en déformation a été réalisée sur une éprouvette de roche de façon à ce que sa hauteur reste inchangée durant l'essai. Ceci se produit en augmentant la pression de confinement avec la pression axiale de manière à ce qu'il n'y ait aucune déformation axiale. Une représentation de la pression axiale (axe vertical) contre la pression de confinement (axe horizontal) a donné une droite initiale passant par l'origine. A une pression de confinement critique de 85 MPa (quand la pression axiale est de 39,1 MPa), la pente de la courbe change brusquement de pente et a alors un angle de 29° (par rapport à l'horizontal) et reste constante pour la suite de l'essai. Ce changement de pente peut être considéré comme coïncidant avec le début de la rupture.

- Déterminer un paramètre d'élasticité à partir de la pente de la portion initiale de la courbe.
- En supposant que le critère de Mohr-Coulomb est applicable, déterminer la résistance à la compression, la cohésion et l'angle de frottement interne.

On rappellera que la loi de Hooke en trois dimensions pour un matériau isotrope est donnée par :

$$\epsilon_1 = \frac{1}{E} [\sigma_1 - \nu(\sigma_2 + \sigma_3)]$$

Propriétés de discontinuité et massif rocheuse

Exercice 1

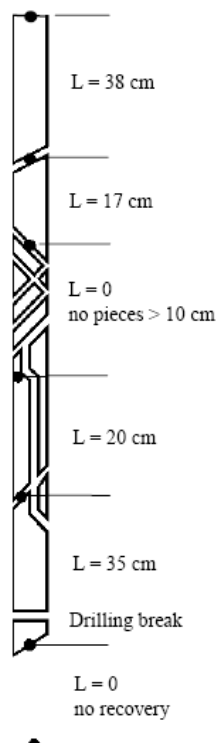
Les résultats suivants ont été obtenus à partir d'essais de cisaillement effectués sur des échantillons de granite de 100 mm^2 contenant des joints propres, rugueux et secs

Contrainte normale résiduelle (<i>MPa</i>)	Résistance au cisaillement de pic (<i>MPa</i>)	Résistance au cisaillement (<i>MPa</i>)
1.00	1.73	0.54
2.00	2.88	1.05
3.00	3.90	1.60

Estimer le coefficient de rugosité du joint (JRC) et la résistance en compression du joint (JCS) de ces échantillons.

Exercice 2

Un échantillon représentatif d'un massif rocheux de granite de 200cm de longueur est représenté sur la figure ci-dessous. Déterminer l'indice RQD.



Exercice 3

On projette de construire un tunnel situé à une profondeur de 80 m dans un massif rocheux. Le massif est fracturé par 3 ensembles de joints incluant de nombreuses fissures aléatoires. Le RQD moyen est de 78%. Les joints dont l'espacement moyen est de 0.12 m, sont généralement rugueux sans ondulations. Ils sont généralement en contact avec des ouvertures inférieures à 2 mm remplis d'un matériau très peu argileux. La résistance moyenne en compression uniaxiale de la roche vaut 75 MPa. La pression de l'eau mesurée dans le massif de grès est $3,5 \text{ kg/cm}^2$.

- Estimer la qualité du massif rocheux selon la classification Q.

Exercice 4

On projette de construire un tunnel de 8 m de diamètre situé à une profondeur de 100 m. Le tunnel traverse un massif de grès. Le massif est fracturé par 2 familles de joints incluant de nombreuses fractures aléatoires. Le RQD moyen est de 78%. Les joints dont l'espacement moyen est de 0.12 m, sont généralement rugueux avec des ondulations. Ils sont généralement en contact avec des ouvertures inférieures à 2 mm. Les surfaces des joints sont légèrement altérées avec des taches de forte altération. La résistance moyenne en compression uniaxiale vaut 61 MPa. La pression de l'eau mesurée dans le massif de grès est $4,5 \text{ kg/cm}^2$.

- a) En utilisant les systèmes de classifications RMR et Q déterminer la qualité du massif de grès.