

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche
Scientifique
Université de Saida Dr Moulay Tahar
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil et Hydraulique



Polycopié de cours
« Mécanique des roches »

HACHEMI. H

Mars 2021

Préambule

Le présent document, représente un support pédagogique du cours Mécanique des roches". Il est rédigé à l'intention des étudiants en 1 ère Année Master Géotechnique de la filière Génie civil. Mais peut aussi être considéré comme guide, pour les étudiants de 2ème Année Master Génie Civil pur les projet de fin cycle. Le cheminement de ce cours, est établi en conformité avec le programme officiel du ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique vulgarisé depuis 2016-2017.

Les grandes lignes de ce polycopié, permettent d'initier l'étudiant aux techniques d'identification des massifs rocheux. Depuis l'identification de la roche jusqu'aux calculs de stabilité des versant rocheux et des cavité : L'ouvrage comporte le nécessaire pour faire le calcul pratique en termes de principes, méthodes, formules, tables et abaqes. Dans ce contexte, il représente un aide mémoire couvrant les chapitres du programme officiel. L'intéressé est alors invité à approfondir les notions diverses à travers la consultation d'une liste bibliographique proposée à la fin de l'ouvrage.

Table des matières

Chapitre 1 Généralité sur les roches et les massifs rocheux

I.1. INTRODUCTION	1
I.2. DOMAINES D'APPLICATION DE LA MÉCANIQUE DES ROCHES	1
I.2.1.Principaux domaines d'application	2
I.3. MECANIQUE DES ROCHES ET MECANIQUE DES SOLS	3
I.4. LES PRINCIPALES CATÉGORIES DE ROCHES	3
I.4.1. Les roches magmatiques	3
I.4.2. Les roches sédimentaires	4
I.4.3. Les roches métamorphiques	5
I.4.4. Description pétrographique	6
I.5. PROPRIETES PHYSIQUES DES ROCHES	7
I.5.1. Masses volumiques	7
I.5.2. Poids volumiques	8
I.5.3. Teneur en eau	8
I.5.4. Porosité	8
I.5.5. Degré de saturation	9
I.5.6. Perméabilité	9
I.5.7. Vitesses de propagation des ondes ultrasoniques	9
I.6. PROPRIÉTÉS THERMIQUES	12
I.6.1. Caractéristiques thermiques	12
I.6.2. Paramètres intervenant sur les propriétés thermiques	13
I.6.3. Dilatation thermique	14
I.7.LES MASSIFS ROCHEUX	15
I.7.1. LES CARACTERISTIQUES DES DISCONTINUITES	15
I.7.2. <i>PARAMETRES D'IDENTIFICATION DES DISCONTINUITES</i>	15
I.7.2.1. Les types de discontinuités et origine	15
I.7.2.2. Description des discontinuités	18
I.7.3. CARACTERISATION DES SYSTEMES DE DISCONTINUITES	20
I.7.3.1. Organisation des discontinuités en familles directionnelles	20
I.7.3.2. Analyse statistique des paramètres géométriques de chaque famille	21
I.7.3.2.1. L'orientation des familles de discontinuités	22
I.7.3.2.2 . L'espacement de discontinuités de chaque famille	23
I.7.3.2.3 L'extension des familles de discontinuités	24

I.7.3.3. Indices globaux de densité de fracturation	24
I.7.3.3.1 . RQD (Rock Quality Désignation)	24
I.7.3.3.2 . Indice ID d'intervalle entre discontinuités	26

Chapitre 2 Comportement mécanique des roches et massifs rocheux

II.1. PARAMETRES MECANQUES DES ROCHES	28
II.1.1. Déformabilité	28
II.1.1.1. Module de Young	28
II.1.1.2. Coefficient de Poisson	30
II.1.2. Résistance mécanique	31
II.1.2. 1. Résistance en compression uniaxiale σ_c ou essai de compression simple	31
II.1.2. 2. Indice de fragilité FR	32
II.1.2. 3. Dureté et forabilité	32
II.1.2. 4. Abrasivité	35
II.1.2. 5. Autres essais	36
II.1.2. 5.1. Fragmentabilité & Dégradabilité	36
II.2. LES DISCONTINUITES	37
II.2.1. Morphologie d'une discontinuité	37
II.2.2. PARAMETRES MECANQUES DES DISCONTINUITES	38
II.2.2.1. Paramètres de déformabilité	39
II.2.2.2. Paramètres de résistance au cisaillement	41
II.2.2.3. Paramètres hydrauliques	47
II.3. LES CARACTERISTIQUES DU MASSIF ROCHEUX	47
II.3.1. PARAMETRES D'IDENTIFICATION	47
II.3.1.1. RQD	47
II.3.1.2. Degré d'altération	48
II.3.1.3. Indice de continuité du massif 1CM	49
II.3.2. CONDITIONS HYDROGEOLOGIQUES	49
II.4. METHODES DE CLASSIFICATION DES MASSIFS ROCHEUX	51
II.4.1. Le Rock Mass Rating (RMR)	51
II.4.2. L'indice Q de Barton	53
II.4.3. L'indice G.S.I. de Hoek	54

Chapitre 3 Stabilité des versants rocheux

III.1. INTRODUCTION	58
III.2. TYPOLOGIE DES MOUVEMENTS DE TERRAIN	58
III.2.2. CLASSIFICATION GEOLOGIQUE ET GEOMORPHOLOGIQUE	58
III.2.2.1. Typologie basée sur la dimension des masses en mouvement	58
III.2.2.2. Typologie basée sur la cinématique des mouvements	59
III.2.2.3. Typologie basée sur la morphologie de l'instabilité	59
III.2.2.4. Typologie basée sur la nature des matériaux rocheux	59
III.2.3. CLASSIFICATION BASEE SUR LES MODES DE RUPTURE	59
III.2.3.1. Dégradation superficielle (délitage, desquamation)	59
III.2.3.2. Glissement plan	60
III.2.3.3. Rupture de pied	60
III.2.3.4. Glissement de dièdre	61
III.2.3.5. Rupture de surplomb	62
III.2.3.6. Rupture par basculement	62
III.2.3.7. Fauchage	66
III.2.3.8. Flambement	67
III.2.3.9. Glissement pseudo-circulaire	68
III.3. LES MECANISMES D'INSTABILITES	68
III.3.1. Les facteurs intrinsèques	68
III.3.2. Les facteurs aggravants ou dégradants	69
III.4. STABILITE EN EQUILIBRE LIMITE	70
III.4.1. ANALYSE TRANSLATIONNELLE	71
III.4.1.1. Glissement plan	71
III.4.1.2. Glissement en coin	75
III.4.2. ANALYSE ROTATIONNELLE	76
III.4.2.1. Méthode de tranches de Bishop et Janbu	78
III.4.3. ANALYSE DE RENVERSEMENT	81
III.9.4.1 Géométrie du bloc	84
III.5. LES PARADES ET PROTECTION CONTRE DES INSTABILITES ROCHEUSES	85
III.5.1. LES PARADES ACTIVES	85
III.5.2. LES PARADES PASSIVES	88

Chapitre 4 Stabilité des cavités rocheuses

IV.1. EXCAVATION DE ROCHE	90
IV.2. ETAT DE CONTRAINTES ET DEFORMATIONS ELASTIQUES AUTOURS DES CAVITES	92
IV.2.1. Modèle du cylindre creux élastique	92
IV.2.1.1 - Hypothèses	92
IV.2.1.2 - Calcul des contraintes et des déplacements	92
IV.2.1.3 - Cas du cylindre plein	93
IV.2.1.4 - Cas du milieu infini	94
IV.2.1.5 - Variation uniforme de la pression à l'intérieur d'un cylindre creux en	94

déformations planes	
IV.2.1.5.1 - Cylindre fini	94
IV.3 . CREUSEMENT D'UNE CAVITE CYLINDRIQUE DE REVOLUTION	95
IV.3.1 - Champ de contraintes initial	95
IV.3.2 - Variation de contrainte à la paroi de la cavité	95
IV.3.4 - Champ de contraintes après le creusement de la cavité	96
IV.3.5 - Condition de rupture	97
IV.3.6 - Pression de soutènement	97
IV.3.7 - Déplacements élastiques	98
IV.4. CAVITES DANS UN MILIEU ELASTOPLASTIQUE	98
IV.4.1. Galerie circulaire avec état de contrainte initial isotrope	98
IV.4.1.1. Développement de la zone en rupture	98
IV.4.1.2.1. Comportement élastoplastique parfait	100
IV.5. MECANISMES D'INSTABILITE CONTROLES PAR LES CONTRAINTES	101
IV.5.1. Contraintes Loin de l'ouverture	103
IV.6. CONTRAINTES AUTOUR DES OUVERTURES ELLIPTIQUES	104
IV.7. CAVITES DANS UN MASSIF STRATIFIE	105
IV.7.1. Rupture par flambement	105
IV.7.2. Rupture du toit par flexion en terrain stratifié horizontalement	106
Annexe	107
Bibliographie	113

Chapitre 1

Généralité sur les roches et les massifs rocheux

Chapitre 1 Généralité sur les roches et les massifs rocheux

I.1. INTRODUCTION

Pendant des siècles, « construire sur le roc » a été considéré comme un gage de stabilité et de longévité pour l'ouvrage, le rocher étant très résistant, pratiquement indéformable, et, en rivière, non affouillable, à la différence des terrains meubles, que le géotechnicien appelle sols aujourd'hui. Cette 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.

Seuls **les mineurs** avaient affaire au rocher pour extraire des métaux, des minerais, et plus tard des combustibles minéraux. Leur expérience était transmise en vase clos, étroitement dépendante d'ailleurs du site où s'exerçait leur activité.

A la surface, le développement massif des infrastructures aux XIX et XXème siècles (routes et voies ferrées, ports et barrages, etc.) s'est traduit par la construction d'ouvrages de génie civil de plus en plus audacieux et quelques accidents dramatiques ont alors révélé les limites de cet optimisme. De même, l'occupation croissante des montagnes (stations touristiques et leurs routes d'accès) a mis en lumière des dangers d'abord sous-estimés, chutes de pierres, érosion par les cours d'eau, glissements de terrain, ceux-ci à toute échelle.

Les versants naturels, les excavations pour carrières et tranchées, les tunnels et cavernes des exploitations minières comme ceux du génie civil (ou militaire), tous ces ouvrages posent des problèmes de mécanique des roches (CFMR,2004).

I.2. DOMAINES D'APPLICATION DE LA MÉCANIQUE DES ROCHES

La mécanique des roches a pour objet la définition du comportement des roches sous l'effet de sollicitations mécaniques. Elle trouve son application dans des ouvrages de génie civil d'importance très variable : de la maison unifamiliale à la centrale nucléaire, en passant par les barrages, tunnels, etc....(SCHROEDER,1975) .

La mécanique des roches, comme son nom l'indique, revient à étudier les lois et paramètres mécaniques qui permettent de comprendre et de prédire le comportement des massifs rocheux (Muriel & Didier, 2019) .

Le Comité International des Grands Barrages, créé en 1927, fut le premier à réfléchir sur le problème, et son congrès de 1964 marque le début de ce que l'on appelle la mécanique des roches (François, 2012) .

I.2.1.Principaux domaines d'application

La mécanique des roches trouve ses applications dans divers domaines de l'ingénierie et de la recherche :

- ❖ **Géologie** : déformations tectoniques entraînant plissements, diaclases et failles ;
- ❖ **Physique du globe** : comportement sous haute pression et température, séismes ;
- ❖ **Mine** : stabilité des excavations, des tailles, galeries et puits ;
- ❖ **Pétrole** : extraction des fluides en milieu poreux, stabilité des forages profonds ;
- ❖ **Stockages souterrains** : stabilité, transport des polluants, perméabilité, couplages thermo-mécaniques ;
- ❖ **Géothermie** : échange de chaleur entre fluides et massif rocheux fracturé, durée de vie d'un pompage ;

- ❖ **Génie Civil** : Dans les travaux au rocher, l'ingénieur doit répondre à différentes questions :
 - **stabilité** : par exemple, évaluer le risque de chute de blocs à partir d'un talus ou d'une falaise, ou le facteur de sécurité vis-à-vis de la rupture d'une fondation en bordure de plateau ;
 - **déformation** : estimer le tassement sous une fondation, ou la convergence d'un tunnel ;
 - **extraction** (abattage) : définir les conditions d'une utilisation optimale de l'explosif, vis-à-vis du massif resté en place, qu'il faut endommager le moins possible, ou des vibrations causées sur les constructions voisines ;
 - **concassage** : choisir la technique permettant d'obtenir la granularité souhaitée, pour un coût minimal ;
 - **utilisation comme matériau** : s'assurer que la roche extraite possède certaines qualités, de résistance et de durabilité par exemple. 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, carrières), la production d'enrochements pour la protection des ouvrages à la mer (**DURVILLE, 1997**).

Même en *génie civil*, les spécialistes des routes, des chemins de fer, des égouts, des barrages, etc., ont des spécificités (usure des granulats de chaussées, attrition du ballast des voies ferrées et des enrochements, étanchéité, sous-pressions, etc.), sans oublier celles des ouvrages militaires

(résistance aux impacts). Le concassage et le broyage ont des objectifs différents dans la préparation des minerais, des pierres à ciment, et des granulats pour béton ; les talus des carrières et mines à ciel ouvert ne posent pas les mêmes problèmes de sécurité que les tranchées routières et les pentes naturelles. Tous ces domaines peuvent toutefois s'éclairer les uns les autres (CFMR,2004) .

I.3. MECANIQUE DES ROCHES ET MECANIQUE DES SOLS

La distinction entre roche et sol repose essentiellement sur la cohésion du matériau. Un sable sec et propre ne possède pas de cohésion, une argile ou un sable argileux possède une cohésion faible qui peut être détruite par agitation dans l'eau. Une roche possède une cohésion de cimentation qui lie fortement ses éléments entre eux.

La limite entre roche et sol peut aussi être définie conventionnellement par un seuil de résistance en compression uniaxiale : les roches se situeraient au-dessus de 1 MPa environ, les sols en dessous (DURVILLE, 1997) .

Il convient tout d'abord de bien différencier ce que nous appellerons par la suite roches et sols. Voici une définition d'origine mécanique :

- *Roches* : Géomatériaux possédant une cohésion ($C \neq 0$) et une résistance à la compression simple supérieure à 10 MPa.
- *Sols* : Géomatériaux pulvérulents ou cohésifs mais ne présentant pas ou pratiquement pas de résistance à la compression simple. La cohésion disparaît par dissolution (MARTIN, 2012).

I.4. LES PRINCIPALES CATÉGORIES DE ROCHES

Le nom d'une roche est donné en fonction de sa composition minéralogique, de sa texture et de son mode de formation. Ce dernier conduit à distinguer trois grandes familles de roches : sédimentaires, métamorphiques et magmatiques (CFMR,2000) .

I.4.1. Les roches magmatiques

résultent de la solidification de **magmas**. Ceux qui parviennent directement à la surface forment les roches volcaniques ou effusives, les **laves**, dans lesquelles on n'observe à l'œil nu que très peu de cristaux (en raison d'un refroidissement rapide). Au contraire la solidification en profondeur donne les roches plutoniques dont la lenteur du refroidissement permet la croissance des cristaux, bien visibles donc à l'œil nu. Les minéraux sont essentiellement des silicates : quartz, feldspaths alcalins et plagioclases, amphiboles, micas etc.. Les roches magmatiques, dont les plus répandues sont les **granites**, forment l'essentiel de la croûte terrestre continentale, bien qu'elles soient souvent cachées sous les roches sédimentaires.

Roche plutonique → intrusive, refroidissement à l'intérieur et en profondeur, dans une chambre magmatique.

Roche filonienne → intrusive, refroidissement à l'intérieur des conduits.

Roche volcanique → extrusive, refroidissement à la surface.

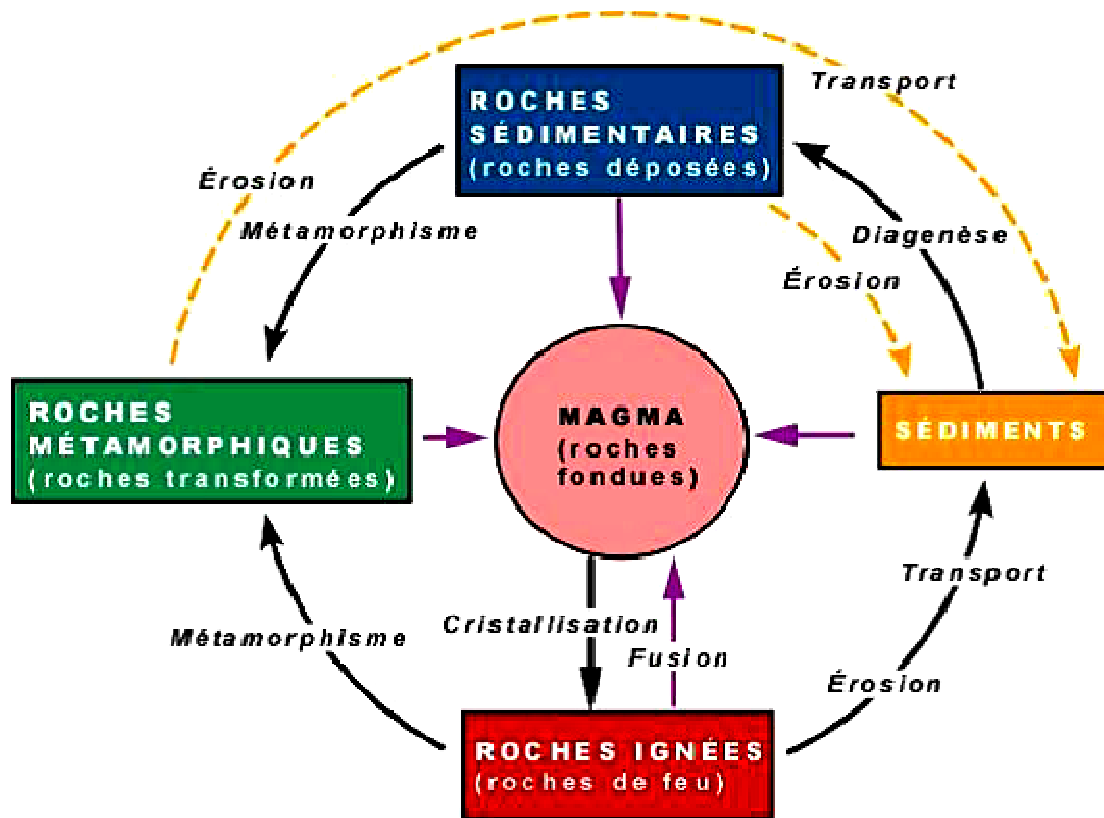


Figure I.1 : Le cycle des roches (les roches changent continuellement au cours du temps géologique). Les flèches indiquent les chemins que les roches peuvent suivre à mesure qu'elles changent (geowiki, Site internet)

I.4.2. Les roches sédimentaires

sont formées à la surface de la terre sur le sol ou au fond de l'eau. Elles résultent de la désagrégation des roches préexistantes. Leur dépôt en couches initialement proches de l'horizontale résulte :

- de l'action des agents d'érosion et de transport (eaux, crues, glaciers, vent) qui déposent finalement des roches détritiques ;
- de l'activité des êtres vivants (roches organogènes) ;
- de phénomènes physico-chimiques (roches hydrochimiques et salines formées essentiellement par précipitation).

Ces actions se combinent souvent et beaucoup de roches sédimentaires sont en fait d'origine mixte. Ces sédiments se consolident et se cimentent lorsqu'ils sont enfouis en profondeur (l'augmentation de la température et de la pression favorisant des réactions entre les minéraux et les fluides interstitiels). Les roches sédimentaires couvrent **75 %** de la surface des continents et la quasi totalité des fonds océaniques, mais leur épaisseur est limitée.

On se limite à citer les quatre groupes principaux : grès, calcaires, roches argileuses, évaporites, en laissant de côté les roches carbonées (pétroles, charbons et lignites).

Les **grès** sont essentiellement constitués de grains de quartz (99,5 % pour le grès très pur de Fontainebleau), ils contiennent souvent des feldspaths et des micas. conglomérats. Les **calcaires** sont constitués essentiellement de carbonates de calcium (calcite ou aragonite) et de carbonate de magnésium (dolomie). Leur origine est organique, par accumulation de débris d'organismes marins (craies), ou de précipitation chimique.

Les **roches argileuses** sont composées de minéraux argileux (illite, kaolinite, montmorillonite, interstratifiés), avec éventuellement des grains de petite dimension de quartz et carbonates. Le terme argilite désigne les roches argileuses au sens large. Les *shales* sont des argilites litées. Les **évaporites** sont des sels précipités lors de l'évaporation d'un liquide. A partir de l'eau de mer les principaux minéraux précipités sont le gypse, l'anhydrite, le sel gemme sous ses diverses formes dont la halite et la potasse (sylvinite).

Grés → essentiellement constitués de grains de quartz.

Calcaires → essentiellement constitués de carbonates de calcium.

Roches argileuses → composés de minéraux argileux.

Évaporites → sels précipités lors de l'évaporation d'un liquide

I.4.3. Les roches métamorphiques

résultent de la transformation profonde à l'état solide de roches sédimentaires ou magmatiques préexistantes sous l'effet d'une augmentation de la température et/ou de la pression. Il y a recristallisation complète des roches primitives. Les roches formées portent en général la trace de l'anisotropie du tenseur des contraintes sous lequel elles ont cristallisé, ce qui peut se traduire par une schistosité ou une foliation accompagnée de linéation. Les roches les plus communes sont les schistes, les micaschistes et les gneiss, beaucoup plus massifs, mais dans lesquels les minéraux apparaissent nettement orientés. Les marbres et les quartzites sont des roches

massives entièrement recristallisées dans lesquelles l'orientation des minéraux (calcite ou quartz) n'est que rarement visible à l'œil nu.

Métamorphisme de contact → zone de contact entre un encaissant et un magma

Métamorphisme régional → pendant la formation des montagnes

champs de contraintes → températures appliquées à l'échelle régionale

Métamorphisme dynamique → zones de faille

I.4.4. Description pétrographique

La description pétrographique consiste à déterminer la nature des différents minéraux, leur abondance relative, leur degré d'altération, leur taille et leur agencement, ainsi que l'existence éventuelle de pores (**DURVILLE , HÉRAUD, 1995**).

La description d'une roche comprend les observations suivantes, effectuées à l'œil nu ou de préférence à la loupe ou au microscope :

- identification des minéraux présents,
- taille, arrangement des minéraux et des vides associés (texture),
- proportion des différents constituants,
- vides et défauts : pores et fissures,
- état d'altération des minéraux.

L'analyse minéralogique des constituants contribue à une meilleure description de la roche et permet d'approcher son altérabilité, son potentiel de gonflement, son aptitude au « collage », éventuellement son abrasivité. L'analyse minéralogique s'effectue couramment par diffraction X. Cette analyse conduit à une identification des minéraux présents et après interprétation une composition quantitative peut être obtenue.

Pour les roches carbonatées argileuses, le dosage de la teneur en CaCO_3 précise l'identification de la roche. (**CFMR , 2000**).

Lorsqu'elle est présente, la fraction argileuse doit être caractérisée à partir des limites d'Atterberg. L'essai d'absorption au bleu de méthylène permet de qualifier l'activité de la fraction argileuse (norme NF P94-068) (**AFTES , 2003**) .

**Tableau I.1: DENOMINATIONS RECOMMANDEES DES ROCHES
ET DES PRINCIPALES FAMILLES PETROGRAPHIQUES (AFTES , 2003)**

ROCHES MAGMATIQUES	Famille des Granités	Granite, granodiorite, syénite, microgranite, rhyolite, rhyodacite, trachyte, etc
	Famille des Diorites	Diorite, diorite quartzique, microdiorite, andésite, dacite, trachyandésite, etc
	Famille des Basaltes et Gabbros	Gabbro, dolérite, péridotite, serpentinite, basalte, pouzzolane, etc.
ROCHES METAMORPHIQUES	Roches métamorphiques massives	Gneiss, amphibolite, cornéenne, quartzite, marbre, leptynite, etc.
	Roches métamorphiques schisteuses	Schiste, micaschiste, ardoise, calcschiste, etc
ROCHES SEDIMENTAIRES	Roches carbonatées	Calcaire, craie, dolomie, cargneule, travertin, marne, etc;
	Roches détritiques	Grès, arkose, argilite, pélite, conglomérat, etc;
	Roches salines	Sel gemme, gypse, anhydrite, potasse, etc.
	Roches carbonées	Charbon, lignite, etc

1.5. PROPRIETES PHYSIQUES DES ROCHES (AFTES , 2003 & CFMR , 2000.)

Les propriétés physico-mécaniques et technologiques des roches ont une grande influence sur la stabilité des terrains. Parmi les propriétés physiques, les plus importantes sont : la masse volumique, la porosité et l'humidité.

I.5.1. Masses volumiques

On définit différentes masses volumiques (dimensions $M.L^{-3}$) en fonction de l'état du matériau.

• Masse volumique naturelle

C'est le rapport de la masse "humide" ou "naturelle" m au volume total V de l'échantillon, en l'état à réception.

$$\rho = m/V$$

• Masse volumique sèche

C'est le rapport de la masse sèche m_d de l'échantillon, mesurée après passage à l'étuve, au volume V de l'échantillon, y compris l'air qu'il contient

$$\rho_d = m_d/V$$

• Masse volumique des grains

C'est le rapport de la masse sèche des grains m_s d'un échantillon broyé, au volume V_s des grains (mesure au pycnomètre).

$$\rho_s = m_s/V_s$$

Cette caractéristique de la phase solide de la matrice dépend directement de la composition minéralogique de la roche. On trouvera en tableau 3, les valeurs correspondant aux minéraux les plus courants.

I.5.2. Poids volumiques

Les poids volumiques (dimensions $M.L^{-2}.T^{-2}$) , γ, γ_d et γ_s correspondants aux masses volumiques précédentes sont obtenus par multiplication par l'accélération de la pesanteur $g = 9,81 \text{ m/s}^2$:

$$\gamma = \rho \times g$$

I.5.3. Teneur en eau (norme P 94-410-1)

La teneur en eau pondérale w , exprimée en %, est le rapport de la masse de l'eau m_w à la masse du matériau sec m_d :

$$w\% = (m_w/m_d) \times 100$$

I.5.4. Porosité (norme P 94-410-3)

La porosité n , exprimée en %, est le rapport du volume des vides V_v au volume total V d'un échantillon de roche :

$$n\% = (V_v/V) \times 100$$

La valeur de la porosité est surtout conditionnée par la présence de vides globuleux (pores), mais assez peu par les fissures (vides très aplatis et fins). Il peut exister des pores inaccessibles à l'eau de saturation (porosité occluse). Les classes de valeur de porosité sont définies dans le tableau I.2.

Tableau I.2 : Classes de porosité de la matrice rocheuse

CLASSES	VALEURS DE LA POROSITÉ n	TERMES DESCRIPTIFS DE POROSITE
P 1	$0\% < n < 1\%$	Porosité très faible
P 2	$1\% < n < 5\%$	Porosité faible
P 3	$5\% < n < 15\%$	Porosité moyenne
P 4	$15\% < n < 30\%$	Porosité forte
P 5	$n > 30\%$	Porosité très forte

Pour la majorité des roches sédimentaires, la masse volumique sèche ρ_d de l'ordre de 2,7 t/m³ est un bon indicateur de la porosité.

I.5.5. Degré de saturation

Le degré de saturation en eau **S_r**, exprimé en % est le rapport du volume de l'eau contenue dans l'échantillon **V_w** au volume des vides **V_v**.

C'est le pourcentage de l'espace poreux occupé par l'eau.

$$S_r = (V_w/V_v) \times 100$$

La roche est dite "sèche", lorsque $S_r = 0$. Elle est dite "saturée", lorsque $S_r = 100\%$

I.5.6. Perméabilité

La perméabilité **k** d'un échantillon de roche est définie par le coefficient liant le débit **Q** traversant une surface **S** au gradient de charge hydraulique **i** (loi de Darcy) :

$$Q/S = k \times i$$

La dimension de **k** est celle d'une vitesse (L.T). La perméabilité de la matrice est fortement influencée par la microfissuration (connexion des vides) et par voie de conséquence, varie avec l'état de contrainte. Le choix d'échantillons représentatifs ainsi que leur état initial est particulièrement important. La mesure en laboratoire s'effectue à l'aide de perméamètres spécifiques (longitudinal, radial,...) ou en cellule triaxiale. Une anisotropie de perméabilité peut être observée et des mesures suivant plusieurs directions sont recommandées.

La connaissance de la perméabilité de la matrice ne s'avère indispensable que pour certains projets d'ouvrages souterrains (réservoirs, confinement de déchets, ...).

I.5.7. Vitesses de propagation des ondes ultrasoniques (norme P 94-411)

- Indice de continuité

Les vitesses de propagation des ondes ultrasoniques renseignent sur l'état d'altération, et/ou la fissuration et la porosité.

La mesure des vitesses des ondes dans plusieurs directions peut permettre de mettre en évidence une éventuelle anisotropie, due à une orientation préférentielle des microfissures ou à la structure de la roche. On distingue :

- les ondes de compression, ou ondes longitudinales, ou ondes P, dont la vitesse est désignée par **V_p**;

- les ondes de cisaillement, ou ondes transversales, ou ondes S, dont la vitesse (plus rarement mesurée) est désignée par V_s

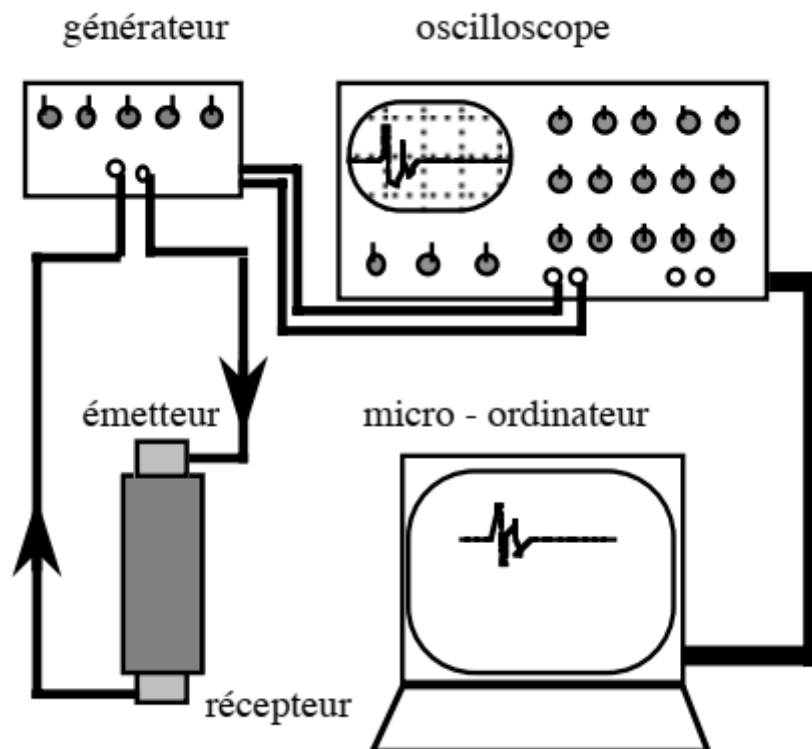


Figure I.2 : Mesure des vitesses des ondes ultrasonores

L'indice de continuité IC de la roche est défini comme étant le rapport de la vitesse V_p mesurée dans l'échantillon, à la valeur théorique V_p^* calculée à partir de la composition minéralogique de l'échantillon :

$$IC = 100 \times (V_p / V_p^*)$$

V_p^* est obtenu en faisant la moyenne harmonique des produits des vitesses des ondes V_{pi} dans les divers minéraux constitutifs de la roche (Tableau I.3 & I.4) par leur teneur volumique C_i :

$$\frac{1}{V_p^*} = \sum \frac{C_i}{V_{pi}}$$

C_i : concentration volumique en minéral i

V_{pi} : vitesse dans le minéral i

VP: vitesse mesurée dans l'échantillon (entre 2 céramiques piézoélectriques)

$$V_p = \frac{L}{t}$$

L : longueur de l'échantillon

T : temps de parcours

Tableau I.3 : MASSE VOLUMIQUE ET VITESSE THEORIQUE VP DES ONDES P DANS LES MINERAUX (AFTES , 2003)

Minéraux	Masse volumique ρ_s (g/cm ³)	Vp (m/s)*
Amphiboles	2,98 - 3,20	7200
Augite	3,2 - 3,4	7200
Biotite	2,90	5130
Calcite	2,71	6660
Dolomite	2,87	7900
Magnétite	5,17 - 5,18	7410
Muscovite	2,83	5810
Oligoclase	2,64 - 2,67	6260
Olivine	3,25 - 3,40	8400
Orthose	2,57	5690
Quartz	2,65	6050

* d'après la norme NF P18-556

Une approximation, généralement possible, consiste à estimer la vitesse théorique V_p^* à partir du tableaux I.3 & 4, qui donne les vitesses maximales théoriques pour les principales roches supposées parfaites, sans pores ni fissures.

Tableau I.4: ORDRE DE GRANDEUR DE LA VITESSE THEORIQUE VP* DES ONDES P DANS QUELQUES ROCHES SUPPOSEES SAINES ET NON POREUSES (AFTES , 2003)

Roches	Vp*(m/s)
Granités et rhyolites	6000
Diorites	6500
Gneiss	6000
Amphibolites	6500
Calcaires	6500
Roches siliceuses	6000

* A utiliser au besoin dans la détermination de l'indice de continuité I_c

A pétrographie identique, l'indice de continuité diminue avec l'augmentation de la porosité de pores et plus fortement encore, avec celle de la porosité de microfissures. Les classes de continuité en fonction des valeurs de **IC** sont définies dans le tableau I.5

Tableau I.5: Gosses de continuité de la matrice rocheuse (AFTES , 2003)

CLASSES	VALEURS DE L'INDICE DE CONTINUITE IC	TERMES DESCRIPTIFS DE CONTINUITE IC
IC 1	IC > 90%	Continuité très forte
IC 2	75% < IC < 90%	Continuité forte
IC 3	50% < IC < 75%	Continuité moyenne
IC 4	25% < IC < 50%	Continuité faible
IC 5	IC < 25%	Continuité très faible

On peut écrire en fonction de la porosité de pores n_p et de la porosité de fissures n_f :

$$IC = 100(1 - A n_p - B n_f)$$

avec $n_f + n_p = n_{total}$ et $n_f \ll n_p$

Dans le cas des roches exclusivement poreuses ($n_{total} = n_p$) , il y a une relation expérimentale entre l'indice de continuité $IC = IC_p$ et la porosité n :

$$IC_p = 100(1 - 1,4 n_p)$$

La différence entre la valeur de l'indice de continuité mesuré **IC** et cette valeur IC_p correspond à l'existence des fissures; elle est exprimée de manière relative par le Degré de Fissuration **DF** :

$$DF = 1 - \frac{IC}{IC_p}$$

I.6. PROPRIÉTÉS THERMIQUES (CFMR , 2000)

I.6.1. Caractéristiques thermiques

La loi de Fourier et l'équation de la chaleur font intervenir des propriétés thermiques des roches : la conductivité thermique λ et la chaleur spécifique **C**. La diffusivité thermique est définie comme le rapport :

$$a = \frac{\lambda}{\rho C}$$

La mesure de la diffusivité α , de la masse volumique ρ et de la chaleur spécifique C permet la détermination de la conductivité thermique (qui peut aussi être mesurée directement).

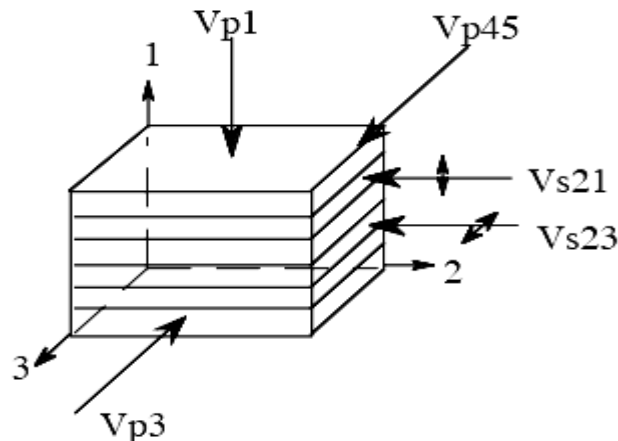


Figure I.3 : Directions de propagation et correspondances avec les éléments C_{ij} de la matrice de raideur (symétrie hexagonale ou isotrope transverse) (CFMR , 2000)

La conductivité est un scalaire pour un corps thermiquement isotrope. Pour un corps anisotrope la conductivité thermique est représentée par un tenseur d'ordre 2 symétrique, soit une matrice 3x3.

Un milieu isotrope transverse comme celui de la figure I.3 est caractérisé par deux valeurs de conductivité thermique (ou de diffusivité thermique) λ_{11} , et $\lambda_{22} = \lambda_{33}$.

I.6.2. Paramètres intervenant sur les propriétés thermiques

Les principaux facteurs qui influencent les propriétés thermiques des roches sont :

la variation de composition minérale et chimique ;

- la structure ;
- la température et les contraintes ;
- la porosité et la teneur en fluide.

Les roches sont formées de **minéraux** ayant des propriétés thermiques qui varient aussi bien avec la température qu'avec la direction du flux de chaleur. Le quartz a la conductivité moyenne la plus élevée ($\lambda_{moy} = 7,7 \text{ W/m/K}$) . La conductivité thermique d'une roche dépend largement du minéral principal. Elle augmente avec la masse volumique. Le tableau I.6 donne les conductivités thermiques de quelques roches à l'état sec (CFMR, 2000).

La plage de 1 à 6 W/m/K de la conductivité est relativement limitée alors que la perméabilité varie de 7 à 8 ordres de grandeurs. L'anisotropie des minéraux et des structures des roches influence la conductivité thermique.

Tableau I.6: VALEURS DE CONDUCTIVITÉ THERMIQUE DES ROCHES (CFMR,2000)

<i>Roches</i>	<i>Origine</i>	<i>Masse Volumique kg/m3</i>	<i>Chaleur spécifique J/kg.K</i>	<i>Conductivité thermique W/m.K</i>
Grès	Vosges	2 650		2,7
Granite	Limousin	2 600	700	2,8
Ardoise	Angers	2 800	740	1,2 & 4,5
Argilite	Tournemire	2 340	815	0,7 & 2
Marne	Alsace	2 300	826	1,04 & 1,4
Argilite	Aisne	2 220	845	0,75 & 1,4
Calcaire	Euville	2 310	846	3,5
Sel		2160	870	6

I.6.3. Dilatation thermique

Un solide homogène et isotrope, libre de toute liaison, soumis à une variation uniforme de température T subit une déformation isotrope proportionnelle à T . L'effet de la température se traduit par une dilatation ou une contraction. Si l est la distance séparant deux points du solide, après échauffement (ou refroidissement), cette distance subit une variation relative de longueur égale à

$$\frac{\Delta l}{l} = \alpha T$$

avec α , coefficient de dilatation linéaire du solide. En d'autres termes, la variation uniforme de température détermine sur une roche homogène isotrope et libre de toute liaison, un tenseur de déformation uniforme :

$$\varepsilon_{ij} = \alpha T \delta_{ij}$$

La variation de volume associée est $\Delta V/V = \varepsilon_{ij} = 3\alpha T$. La quantité $\alpha_v = 3\alpha$ est appelée coefficient de dilatation thermique volumique. Si la roche est anisotrope, il est nécessaire de déterminer le coefficient de dilatation thermique suivant les directions principales d'anisotropie.

Le coefficient de dilatation linéaire des roches varie en fonction de la minéralogie, la texture, la porosité et la microfissuration. Il varie entre $5 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$ et $25 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$ pour la plupart des roches. Il est de $40 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$ pour le sel gemme. Pour l'ardoise perpendiculairement à la schistosité il est de $24 \cdot 10^{-6}$

K^{-1} alors que suivant les deux autres directions principales il n'est que de $17 \cdot 10^{-6} K^{-1}$ (CFMR, 2000).

I.7.LES MASSIFS ROCHEUX

Les massifs rocheux, structures très complexes, sont formés d'une juxtaposition de matériaux hétérogènes. Ils sont assimilés à un assemblage de blocs appelés *matrice rocheuse* qui sont délimités par des *discontinuités* constituées de fissures, de fractures ou de failles ou encore de limites stratigraphiques (Chalhoub, 2006).

I.7.1. LES CARACTERISTIQUES DES DISCONTINUITES

Les systèmes de discontinuités présents dans le massif doivent être étudiés en détail **à l'échelle de l'ouvrage**, en particulier au moyen d'analyses statistiques pour prendre en compte la variabilité naturelle de leurs paramètres géométriques et mécaniques (AFTES , 2003) .

Les méthodes d'acquisition varient selon l'échelle d'observation :

- photos aériennes et géophysique de surface à l'échelle régionale ;
- relevés sur affleurements et en sondages à l'échelle locale.

I.7.2. PARAMETRES D'IDENTIFICATION DES DISCONTINUITES

I.7.2.1. Les types de discontinuités et origine

Le terme de discontinuité est utilisé pour désigner toute surface qui interrompt physiquement la continuité de la matrice rocheuse et de ses propriétés mécaniques, hydrauliques et thermiques. Cette surface est en général assimilable, sur une certaine étendue, à un plan et sa résistance à la traction est souvent faible, voire nulle (AFTES , 2003) .

Tout massif rocheux, quel que soit son histoire et sa localisation, possède des discontinuités. Celles ci peuvent être prononcées, invisibles, cimentées ou bien ouvertes, mais elles existent. Elles possèdent en commun les caractéristiques suivantes : faible résistance au cisaillement, résistance à la traction négligeable et grande conductivité hydraulique, tout ceci en comparaison de la matrice rocheuse environnante. En géologie on les regroupe par catégories (MARTIN, 2012) :

– **Les diaclases** : 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 .

Les diaclases représentent une fracture de la roche qui n'est pas accompagnée du glissement des blocs, il y a seulement une ouverture du massif rocheux (figure I.4).

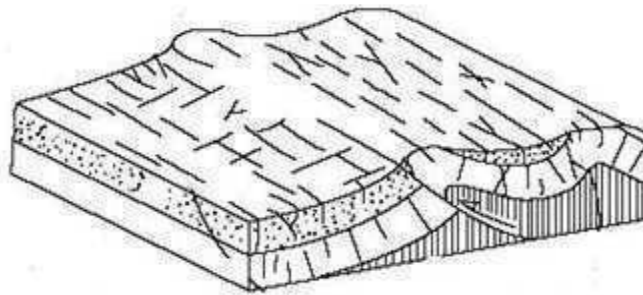


Figure I.4 : Schéma d'une diaclase (Accensi, 2011)

– **Les failles** : ce sont des fractures identiques aux diaclases mais qui ont entraîné un mouvement relatif des deux parties de la roche encaissante. Un glissement a donc eu lieu le long de cette faille. Leur longueur varie d'une dizaine de centimètres à plusieurs centaines de kilomètres. Les failles séparent le volume rocheux en deux blocs, le toit est le bloc situé au-dessus du plan de faille et le mur est situé sous le plan de faille (figure I.5).

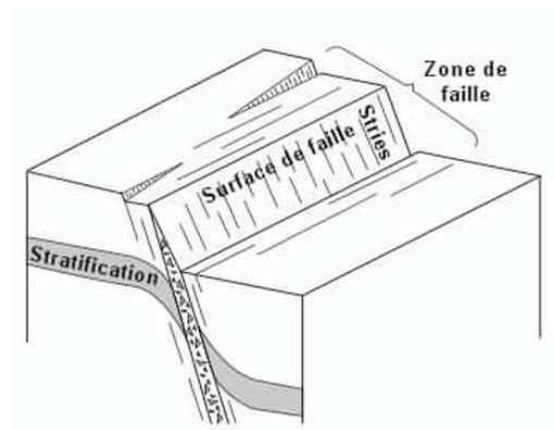


Figure I.5 : Schéma basique des différents parts d'une faille (Accensi, 2011).

Normales : ce sont les failles formées par traction. Le mouvement est vertical et respecte le plan de faille. L'angle est souvent de l'ordre de 60° par rapport à l'horizontale (figure I.6).

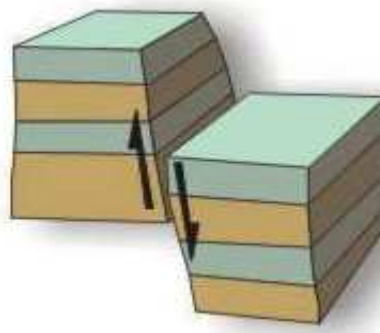


Figure I.6 : Schéma d'une faille normale (Accensi, 2011).

Inverses : ce sont les failles qui ont été formées par la compression. Le mouvement est horizontale et l'angle est normalement de 30° par rapport à l'horizontale. Si l'angle du berne est inférieur à 45° il se produit un chevauchement (figure I.7).

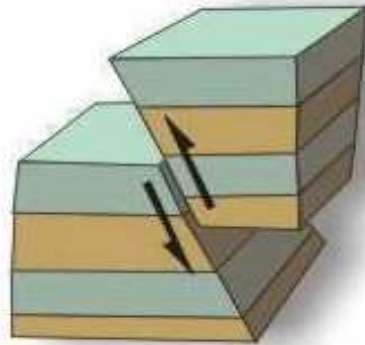


Figure I.7 : Schéma d'une faille inverse (Accensi, 2011).

Décrochement : ces failles se sont formées par glissement horizontal du mur suivant une direction parallèle à la faille. Il y a deux types de failles dans cette formation (figure I.8) : les dextres (quand le bloc opposé à l'observateur glisse vers la droite) et les senestres (si le bloc glisse vers la gauche) .

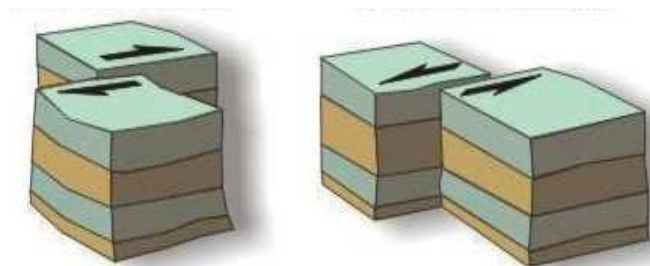


Figure I.8 : Schéma de failles de décrochement, la faille située à gauche est dextre, et la faille située à droite est senestre (Accensi, 2011).

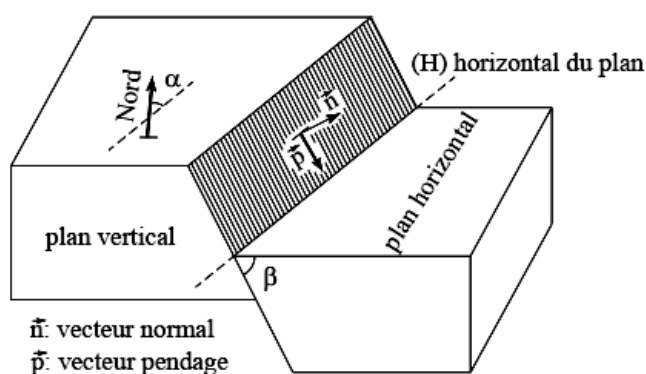
- **Les joints sédimentaires (les plans de stratification)** : dans les roches sédimentaires, ce sont les joints séparant deux couches d'époques et de conditions de dépôt différentes. Chaque couche – ou strate – constitue une "dalle" susceptible de se séparer de ses voisines ;
- **La schistosité** : 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. Les discontinuités sont généralement des lieux de grande déformabilité, où la rupture est plus facile et où l'eau circule plus facilement. Elles transforment l'état de contrainte du massif à leur proximité.

1.7.2.2. Description des discontinuités

La modélisation de la distribution spatiale et de l'emplacement des familles de fractures dans un massif rocheux fracturé est fondée principalement sur la connaissance des paramètres géométriques des discontinuités. Chacun de ces derniers est associé à une variable aléatoire dont les lois de distribution sont déduites des données acquises sur le terrain. Dans ce qui suit nous définissons sommairement chacun de ces paramètres (Chalhoub, 2006) .

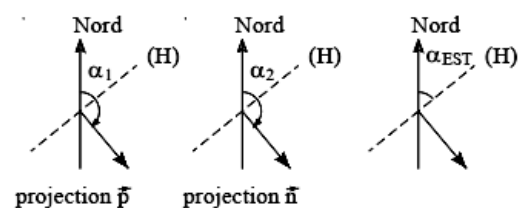
a) Orientation

Les orientations des discontinuités déterminent la forme de blocs individuels existant dans un massif rocheux et par suite elles sont responsables de leur anisotropie qui gouverne leur comportement hydraulique et mécanique. Une première hypothèse simplificatrice sur la géométrie des discontinuités consiste à supposer que ces surfaces sont des plans. La représentation d'un plan dans l'espace peut se faire de diverses manières à partir du vecteur pendage ou de la normale orientée (Figure I.9). Le pendage est l'angle que fait la ligne de plus grande pente avec l'horizontale. La direction, ou azimuth, est l'angle que fait l'horizontale du plan de la discontinuité avec le Nord magnétique.



	vecteur pendage	vecteur pendage	horizontale
Azimuth	$0^\circ \leq \alpha_1 < 360^\circ$	$0^\circ \leq \alpha_2 < 360^\circ$	$0^\circ \leq \alpha < 180^\circ$
Pendage	$0^\circ \leq \beta_1 < 90^\circ$	$0^\circ \leq \beta_2 < 90^\circ$	$0^\circ \leq \beta < 90^\circ$
Direction	—	—	2 possibilités

DANS LE PLAN HORIZONTAL



DANS LE PLAN VERTICAL contenant la ligne de plus grande pente

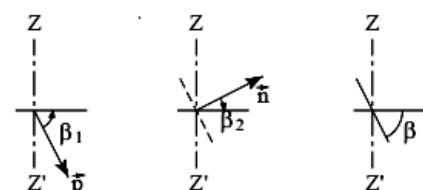


Figure I.9: Mesures de l'orientation du plan de discontinuité, différents types de repérage (Chalhoub, 2006)

b) Extension

La taille des fractures conditionne, avec leur orientation et leur espacement, leur probabilité d'intersection. Par conséquent, elle joue un rôle essentiel dans la connectivité des blocs. Une fracture est souvent assimilée à une forme géométrique simple dont une dimension particulière définit son extension (exemple : diamètre d'un disque dans l'espace, longueur d'un segment dans

un plan). Cette dimension n'est pas accessible directement ; il faut la déduire de la continuité des traces observées sur l'affleurement. Les diamètres peuvent suivre une loi exponentielle décroissante ou log-normale.

c) Espacement

C'est la distance moyenne qui sépare deux intersections successives d'une ligne droite, appelée également ligne d'échantillonnage, avec les traces de fractures d'un affleurement. Cette grandeur dépend de la ligne de levé et de l'extension des discontinuités. En effet, pour un nombre constant de traces sur une surface, les traces longues ont plus de chances d'être intersectées par la ligne de levé et paraissent plus rapprochées.

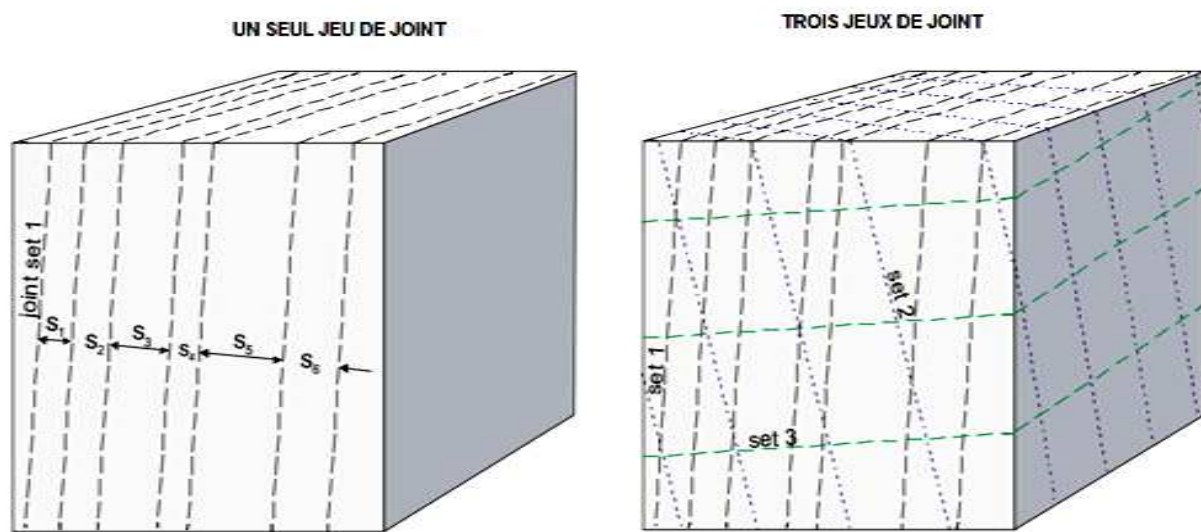


Figure I.10: Jeux de joints et espacement des jeux de joints (Palmstrom, 2005)

d) Densité

Cette grandeur est en relation directe avec l'espacement. Les modèles géométriques des discontinuités décrivent leur position dans l'espace en précisant la localisation d'un point représentatif, par exemple, le centre d'un disque ou d'un segment qui est souvent ajusté par une loi uniforme. Le nombre de centres considérés dans un volume ou sur une surface définit, respectivement, la densité volumique et la densité surfacique des fractures. Quant à la densité linéique, elle est définie comme étant l'inverse de l'espacement ou le nombre d'intersections entre les discontinuités et la ligne d'échantillonnage.

e) Ouverture

Ce paramètre affecte largement la perméabilité des discontinuités et par suite leur comportement hydraulique. Il est défini comme étant la distance entre les deux épontes d'une discontinuité

mesurée perpendiculairement à son plan moyen et il suit généralement une loi exponentielle décroissante ou log-normale. La détermination de l'ouverture est limitée souvent aux relevés examinés directement sur un affleurement ou sur des carottes de sondages.

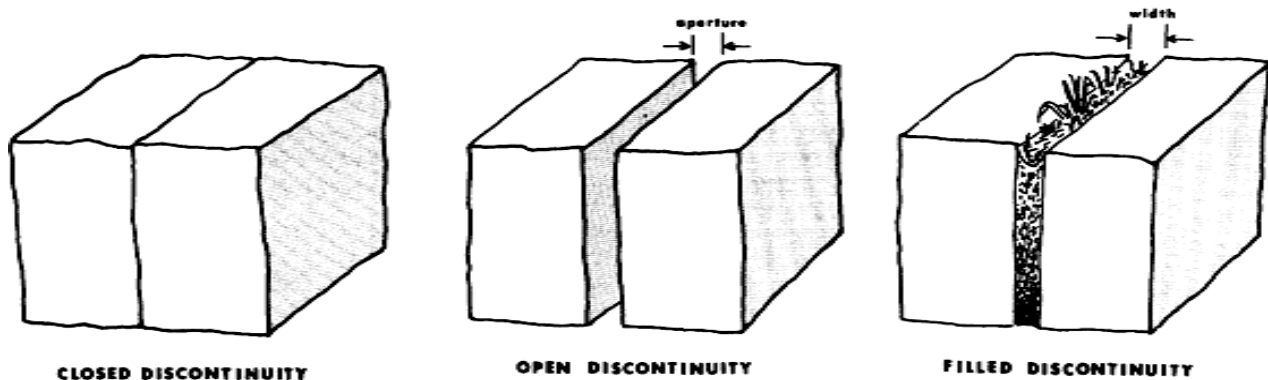


Figure I.11: Ouverture des joints (ISRM, 1978)

I.7.3. CARACTERISATION DES SYSTEMES DE DISCONTINUITES

I.7.3.1. Organisation des discontinuités en familles directionnelles

Les discontinuités d'un massif rocheux n'ont pas une orientation arbitraire, mais sont souvent organisées en familles dont le nombre est lié aux phénomènes géologiques et mécaniques intervenant lors de la formation et de l'histoire tectonique du massif. L'étude de la répartition d'une population de discontinuités en familles directionnelles se fait sur la base du traitement des paramètres azimut et pendage, mais d'autres paramètres géométriques, en particulier l'extension et l'ouverture, peuvent également intervenir dans l'identification de familles (AFTES , 2003).

Tableau I.7: Classes et description suivant le nombre de familles de discontinuités (AFTES , 2003)

CLASSES		TERMES DESCRIPTIFS DU NOMBRE DE FAMILLES DE DISCONTINUITES
N1		Peu de discontinuité ou quelques discontinuités diffuses
N2	a	Une famille principale
	b	Une famille principale et des discontinuités diffuses
N3	a	Deux familles principales
	b	Deux familles principales et des discontinuités diffuses
N4	a	Trois (et plus) familles principales
	b	Trois (et plus) familles principales et des discontinuités diffuses
N5		Nombreuses discontinuités sans organisation

I.7.3.2. Analyse statistique des paramètres géométriques de chaque famille

L'identification de familles directionnelles étant réalisée (quand elles existent), l'étude peut être complétée par l'analyse statistique de chaque famille à partir de la réalisation d'histogrammes de distribution de paramètres géométriques tels que orientation, extension et espacement. Il est alors possible de calculer les moyennes et écart-types de chaque paramètre, et, le cas échéant, de caler des lois de distributions (AFTES , 2003).

Donc, pour ajuster les lois de distribution d'une famille, il faut distinguer cette famille dans l'ensemble des discontinuités. La méthode classique de classification est celle de la projection stéréographique (Chalhoub,2006).

L'objectif principal d'une étude géométrique des discontinuités est de déterminer :

- Si elles sont classables en familles (orientations voisines)
- Si elles structurent le massif rocheux en blocs (continuité et connectivité importantes).

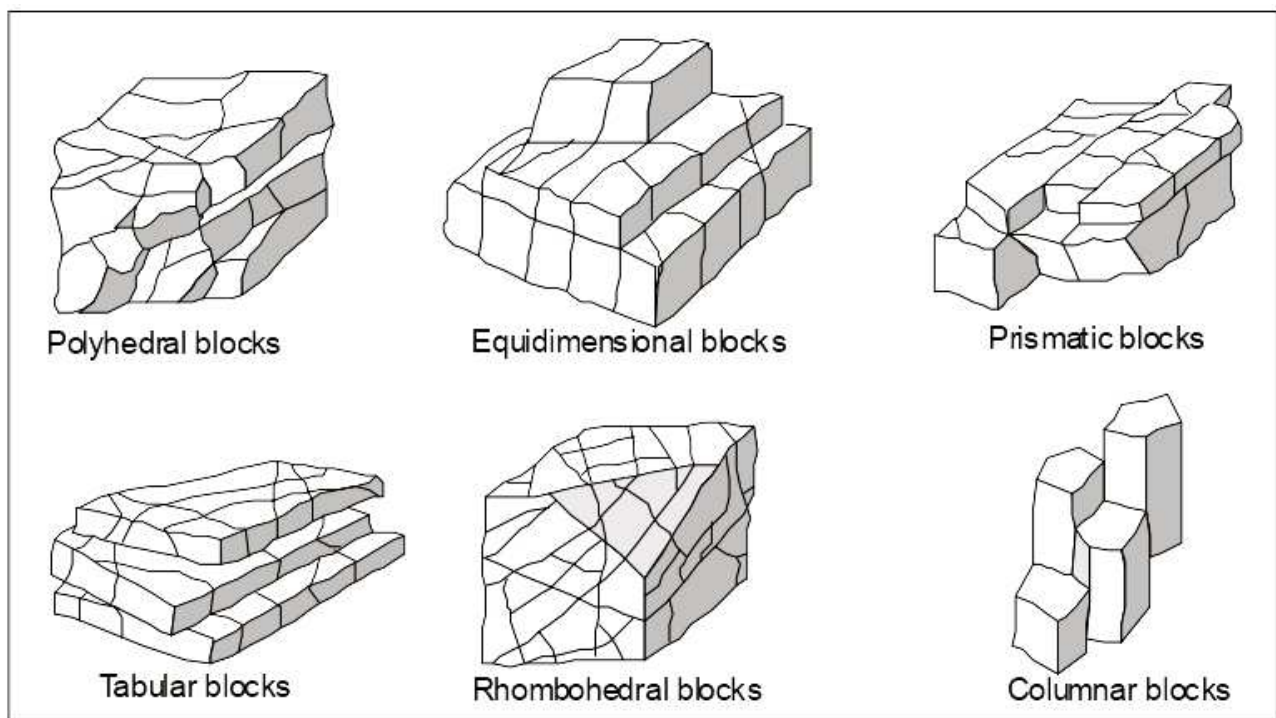


Figure I.12: Exemples de certaines formes de blocs définis (Palmstrom , 2005)

Le premier classement des discontinuités observées sur le terrain consiste à les grouper en populations homogènes du point de vue structural ; il faut donc préciser la nature géologique et tectonique de tous les éléments structuraux relevés. La figure I.9 illustre une série de massifs rocheux citée par Palmström. Nous distinguons les massifs à blocs polyédriques, equidimensionnels, prismatiques ou en colonnes, les massifs à bancs minces dont l'épaisseur est moins épaisse que leur longueur et les massifs comprenant plusieurs familles de fractures.

I.7.3.2.1. L'orientation des familles de discontinuités

L'orientation de chaque famille doit être considérée par rapport à la direction d'avancement de l'excavation. Le pendage β et l'angle δ entre l'azimut du vecteur pendage α_p et celui de l'axe d'avancement de l'excavation A déterminent, pour chaque famille, les conditions de creusement décrites dans le tableau I.8. Le stéréogramme de la figure I.13 situe graphiquement les différentes classes, dont des exemples sont illustrés par la figure I.14 de façon explicite. Dans le cas où sont présentes plusieurs familles de discontinuités il conviendra d'établir une hiérarchisation de celles-ci, et d'appliquer les définitions du tableau I.8 en premier lieu à la famille dont la fréquence est la plus élevée ou la famille de moindre résistance ; on précisera la hiérarchisation si on fait référence à d'autres familles moins représentées.

Tableau I.8: Classes d'orientation des discontinuités par rapport à l'ouvrage (AFTES , 2003)

CLASSES		ORIENTATION DES DISCONTINUITÉS		TERMES DESCRIPTIFS DBCONDITIONS DU CREUSEMENT	
		Angle δ entre la direction du vecteur pendage α_p et l'axe d'avancement du creusement A	Pendage β		
OR1		Quelconque	0° à 20°	En bancs subhorizontaux	
OR 2	a	0° à 30°	20° à 90°	En travers banc	(a) avec le pendage
	b				(b) contre le pendage
OR 3		30° à 65°	20° à 90°	Conditions intermédiaires	
OR 4	a	65° à 90°	20° à 60°	En direction	(a) pendage moyen
	b		60° à 90°		(b) pendage fort

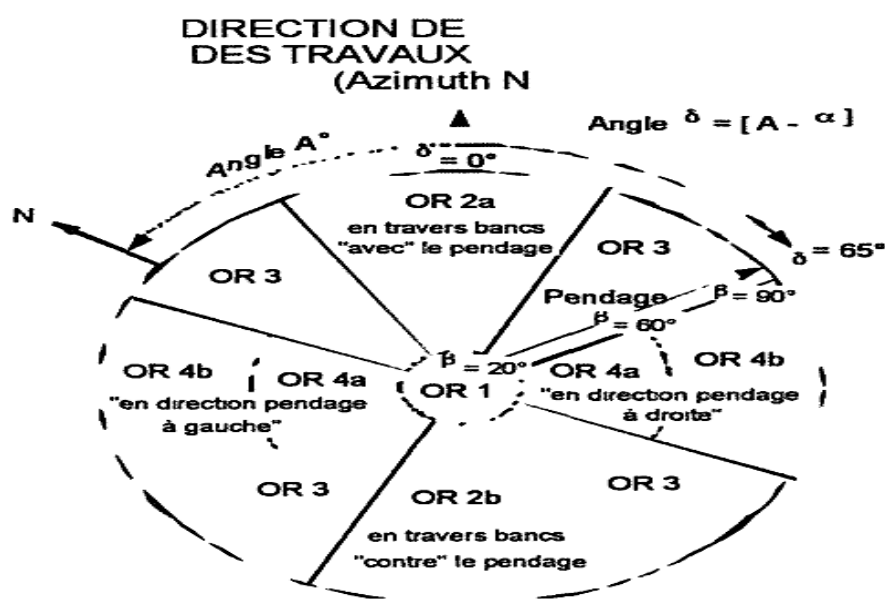


figure I.13 : Orientation des discontinuités - Stéréogramme et représentation polaire du plan de la famille de discontinuités considérée (AFTES , 2003).

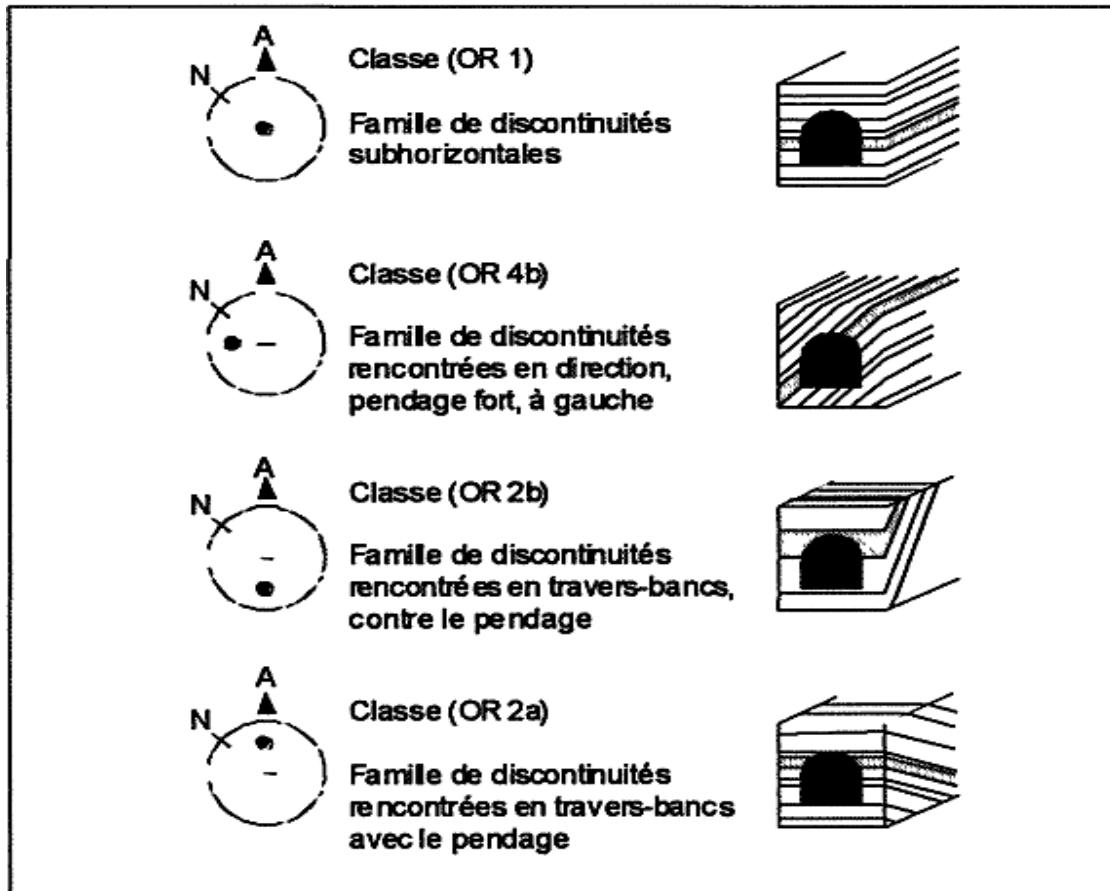


Figure I.14: Illustration schématique de quelques classes d'orientation OR du Tableau I.8 (AFTES, 2003).

I.7.3.2.2 . L'espacement de discontinuités de chaque famille

L'histogramme des espacements e , entre discontinuités d'une même famille peut être facilement obtenu à partir des distances d , entre discontinuités d'une même famille interceptant les lignes de mesure en tenant compte de l'angle θ entre la ligne de mesure et la normale au plan moyen de la famille ($e_i = d_i \cdot \cos \theta$). On peut alors calculer l'espacement moyen ES, l'écart-type, et différentes valeurs modales si elles apparaissent nettement sur l'histogramme.

Dans le cas de massifs stratifiés l'espacement correspond à l'épaisseur des bancs. Les classes d'espacement sont indiquées dans le tableau I.9:

Tableau I.9: *Classes d'espacement des discontinuités (AFTES , 2003)*

CLASSES	VALEURS D'ESPACEMENT cm	TERMES DESCRIPTIFS D'ESPACEMENT DES DISCONTINUITES D'UNE MEME FAMILLE
ES 1	> 200	Discontinuités très espacées
ES 2	60 à 200	Discontinuités espacées
ES 3	20 à 60	Discontinuités moyennement espacées
ES 4	6 à 20	Discontinuités rapprochées
ES 5	< 6	Discontinuités très rapprochées

I.7.3.2.3 L'extension des familles de discontinuités

L'extension des discontinuités doit être analysée avec prudence. En effet, elle ne peut être estimée qu'à partir de mesures de longueurs des traces effectuées à 2D sur des surfaces (affleurements, parois de galerie), mais qui sont souvent biaisées. De plus, le passage du relevé des traces à 2D à l'extension réelle des discontinuités à 3D nécessite de faire appel à la modélisation.

I.7.3.3. Indices globaux de densité de fracturation

La densité volumique d'une population de discontinuités est définie par la surface moyenne de discontinuités par unité de volume de massif rocheux. Cette quantité, qui intègre à la fois l'espacement des discontinuités et leur extension, n'est pas accessible directement. En général, il faut se contenter d'évaluer la densité de discontinuités à partir d'un relevé le long d'une ligne de mesure en sondage ou sur une surface (affleurement, paroi de galerie), en comptant les longueurs des parties massives de la roche d'une discontinuité à la suivante.

L'exploitation de l'ensemble des données de fracturation, sans distinction morpho-génétique, se fait au moyen de différents indices et de traitements statistiques.

I.7.3.3.1 . RQD (Rock Quality Désignation)

L'indice RQD a été défini par D. Deere (1963) comme "le pourcentage de la longueur cumulée des éléments de carottes de longueur unitaire supérieure à 4 pouces par rapport à la longueur de la passe forée inférieure ou égale à 1.50 m. Les carottes devaient avoir un diamètre supérieur ou égal à NX (carottes de 2"1/8) et avoir été prélevées à l'aide d'un carottier double avec un taux de récupération de l'ordre de 100% (AFTES , 2003).

Afin de ne pas pénaliser les terrains dont la récupération n'est pas exactement de 100% et en vue de systématiser les levés de RQD pour les rendre comparables, l'AFTES recommande le calcul du RQD par passes forées de 1 mètre :

Le RQD, exprimé en % (Tableau I.10), est la somme, comptée sur une longueur de passe de 1 m, des longueurs des carottes supérieures à 10 cm, rapportée à la longueur de la passe (figure I.15).

$$RQD (\%) = \frac{\sum \text{Longueurs de pièces} > 100\text{mm}}{\text{Longueur totale de la course (carote)}} \times 100$$

Tableau I.10: Classes de qualité globale du massif rocheux estimée à partir du RQD (d'après D. Deere, 1968) (AFTES , 2003)

CLASSES	VALEURS DE RQD %	TERMES DESCRIPTIFS DE QUALITE GLOBALE DU MASSIF ROCHEUX (D'après D. Deere)
RQD 1	90 à 100	Excellente (excellent)
RQD 2	75 à 90	Bonne (good)
RQD 3	50 à 75	Moyenne (fair)
RQD 4	25 à 50	Mauvaise (poor)
RQD 5	0 à 25	Très mauvaise (very poor)

Proposé par (**Palmström ,1982**), l'indice RQD peut être indirectement déterminé par le nombre de joints/discontinuités par unité de volume pour définir la *somme volumétrique des joints* (J_v) caractérisant la surface du massif rocheux :

$$RQD = 115 - 3,3j_v$$

pour $J_v < 4,5$ le $RQD = 100$.

où J_v est la densité volumique des joints, c'est-à-dire la somme du nombre de joints par m^3 , pour toutes les familles de discontinuités présentes (**ISRM, 1978**). Ce paramètre permet de déterminer les dimensions des blocs dans un système rocheux fracturé (Tableau I.11).

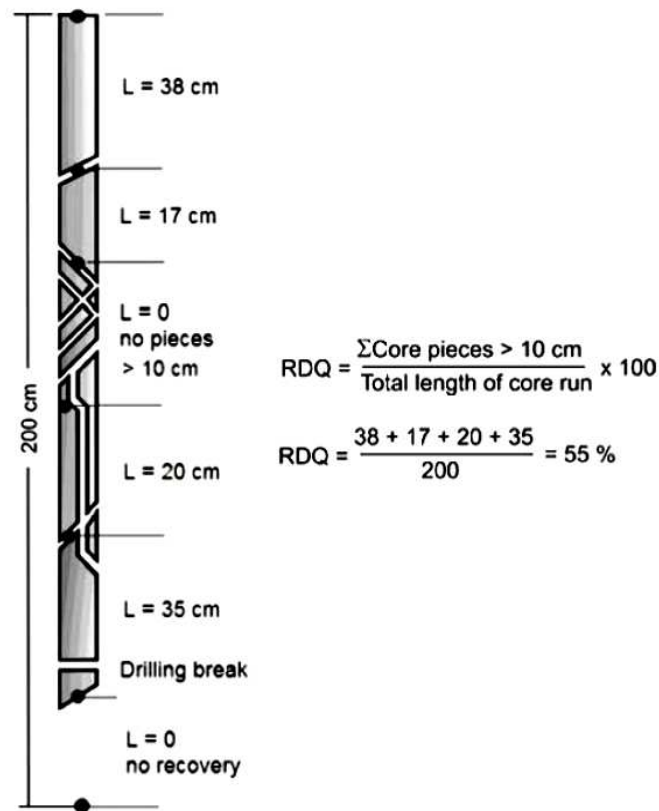


Figure I.15: Procédure de mesure et de calcul du RQD (d'après Deere, 1989) (**Hoek, 2006**)

Tableau I.11: Taille des blocs exprimée en termes de J_v (Joints / m³) (d'après Barton, 1978) (**Hoek, 2006**)

J_v (Joints/m ³)	Descriptive Terms
<1	Very Large blocks (Très gros blocs)
1-3	Large Blocks (Grands blocs)
3-10	Medium -sized blocks (Blocs de taille moyenne)
10-30	Small Blocks (Petits blocs)
>30	Very Small Blocks (Très petits blocs)

I.7.3.3.2 . Indice ID d'intervalle entre discontinuités

L'indice ID est défini comme la moyenne des intervalles découpés par les discontinuités successives le long d'une ligne de mesure dont il convient de préciser la longueur et l'orientation, il est donc nécessaire de réaliser des mesures dans plusieurs directions à choisir judicieusement en fonction des

directions caractéristiques des discontinuités et de l'orientation de l'ouvrage (cette remarque est aussi valable pour le RQD).

Les classes de densité de discontinuité définies à partir des valeurs de l'indice ID sont présentées dans le tableau I.12.

Tableau I.12: *Casses de densité de discontinuités le long d'une ligne de mesure (AFTES , 2003)*

CLASSES	VALEURS DE L'INDICE ID cm	TERMES DESCRIPTIFS DE LA DENSITE DE DISCONTINUITE
ID 1	> 200	Densité de discontinuités très faible
ID 2	60 - 200	Densité de discontinuités faible
ID 3	20 - 60	Densité de discontinuités moyenne
ID 4	6 - 20	Densité de discontinuités forte
ID 5	< 6	Densité de discontinuités très forte

On peut également définir la fréquence de discontinuités FD (tableau I.13) qui représente le nombre de discontinuités par mètre foré, inverse de l'indice ID.

Tableau I.13: *Classes de fréquence de discontinuités le long d'une ligne de mesure (AFTES , 2003)*

CLASSES	VALEURS DE L'INDICE FD	TERMES DESCRIPTIFS DE LA FREQUENCE DE DISCONTINUITES
FD 1	FD <1	Fréquence de discontinuités très faible
FD 2	1 < FD < 2	Fréquence de discontinuités faible
FD 3	2 < FD < 5	Fréquence de discontinuités moyenne
FD 4	5 < FD < 15	Fréquence de discontinuités forte
FD 5	FD >15	Fréquence de discontinuités très forte

Chapitre 2

Comportement mécanique des roches et massifs rocheux

Chapitre 2 Comportement mécanique des roches et massifs rocheux

II.1. PARAMETRES MECANQUES DES ROCHES

Les paramètres mécaniques, utiles dans les classifications géotechniques classiques ainsi que dans le choix et l'optimisation des techniques et moyens de creusement, sont déterminés au laboratoire sur des échantillons représentatifs.

Il est souhaitable de procéder à des essais mécaniques dans plusieurs directions ; cela devient indispensable dans le cas des roches métamorphiques.

II.1.1. Déformabilité

II.1.1.1. Module de Young

Le module d'élasticité (également appelé module de Young) est un paramètre important pour décrire la relation de contrainte et de déformation. Pour la plupart des roches, la courbe contrainte-déformation uniaxiale avant rupture prend approximativement la forme linéaire (Fig.II.1). Ceci peut être présenté par (Jaeger & Cook ,2007):

$$\sigma = E\varepsilon$$

II. 1

où σ est la contrainte; ε est la déformation; la constante, E , est appelée module d'élasticité. Un matériau est linéairement élastique si la relation ci-dessus est exacte.

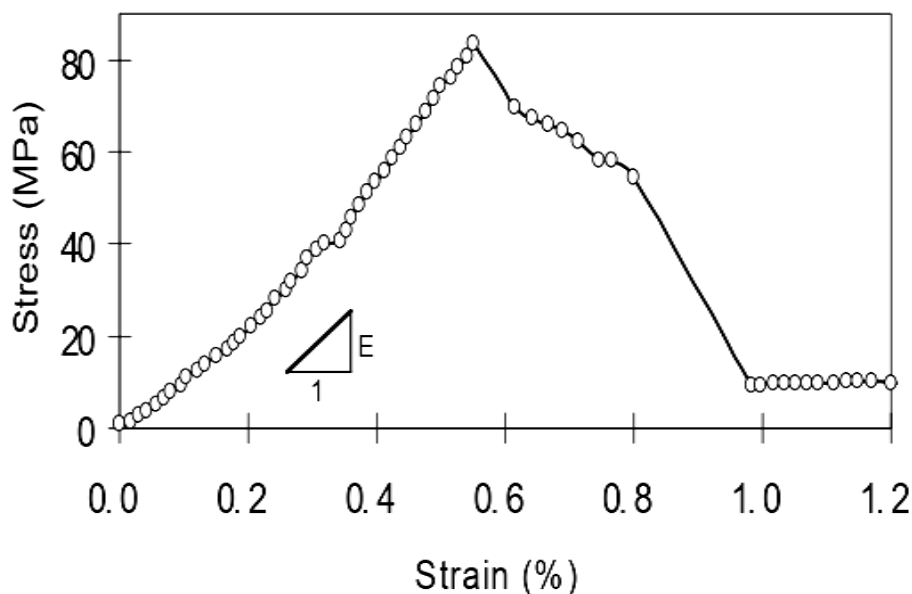


Figure II.1: Module d'élasticité et relation contrainte-déformation pour un grès à grain moyen soumis à un essai de compression uniaxiale (Suping & Jincai , 2007).

Les classes de valeur de raideur (inverse de la déformabilité) sont données dans le tableau II.1.

Tableau II.1: Gosses de raideur (inverse de la déformabilité) de la matrice rocheuse (AFTES , 2003)

CLASSES	VALEURS DU MODULE DE YOUNG	TERMES DESCRIPTIFS DE RAIDEUR
DE1	$E > 50 \text{ GPa}$	Matrice extrêmement raide
DE2	$20 \text{ GPa} < E < 50 \text{ GPa}$	Matrice très raide
DE3	$5 \text{ GPa} < E < 20 \text{ GPa}$	Matrice raide
DE4	$1 \text{ GPa} < E < 5 \text{ GPa}$	Matrice moyennement raide
DE5	$0,1 \text{ GPa} < E < 1 \text{ GPa}$	Matrice peu raide
DE6	$E < 0,1 \text{ GPa}$	Matrice très peu raide

Le module élastique décrit la capacité de déformation de la roche, ou la rigidité d'une roche. Pour une roche à module d'élasticité élevé, elle est moins déformable (c'est-à-dire rigide). La partie initiale de la courbe contrainte-déformation complète sera abrupte. Pour une roche à faible module élastique (tendre), elle est plus déformable et la partie initiale de la courbe contrainte-déformation complète sera douce.

Le module d'élasticité statique de la roche peut être obtenu à partir d'essais en laboratoire sur une expérience de compression uniaxiale ou triaxiale. Le module d'élasticité dynamique de la roche (E_d) peut être résolu à partir des équations suivantes en connaissant les vitesses de compression élastique et de cisaillement de la roche (Suping & Jincai , 2007) :

$$V_p = \sqrt{\frac{E_d}{\rho} \frac{(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)}} \quad \text{II. 2}$$

$$V_s = \sqrt{\frac{E_d}{\rho} \frac{1}{2(1+\nu)}} \quad \text{II. 3}$$

où V_p et V_s sont les vitesses des ondes de compression et de cisaillement de la roche, respectivement; ρ est la densité apparente de la roche; ν est le coefficient de Poisson de la roche. Les vitesses élastiques des roches peuvent être obtenues par levé sismique ou par diaggraphie de puits sonore.

II.1.1.2. Coefficient de Poisson

Au cours de l'essai de compression uniaxiaie, le coefficient de Poisson ν est défini comme le rapport des pentes des courbes $\sigma_1 = f(\varepsilon_3)$ et $\sigma_1 = f(\varepsilon_1)$ dans leur partie linéaire.

$$\nu = d\varepsilon_3/d\varepsilon_1 \quad \text{II. 4}$$

ε_1 :déformation axiale

ε_3 :déformation transversale.

Les valeurs du coefficient de Poisson des diverses roches sont généralement comprises entre 0,15 et 0,40 (voir Tableau II.2).

Les résultats expérimentaux montrent que le coefficient de Poisson dans une roche dépend de la lithologie, de la contrainte de confinement, de la pression interstitielle et de la porosité de la roche. Normalement, le coefficient de Poisson est d'environ 0,2 pour les grès, d'environ 0,3 pour les roches carbonatées et de plus de 0,3 pour les schistes (Suping & Jincai , 2007).

Le coefficient de Poisson peut également être calculé à partir des vitesses de l'onde élastique:

$$\nu = \frac{\frac{1}{2}(V_p/V_s)^2 - 1}{(V_p/V_s)^2 - 1} \quad \text{II. 5}$$

où V_p et V_s sont respectivement les vitesses de compression et de cisaillement.

Tableau II.2: : Module d'Young et coefficient de Poisson pour quelques roches (Chalhoub , 2006)

Matériau	Module de Young E (GPa)	Coefficient de Poisson ν
Granite	10 – 80	0.25 – 0.35
Basalte	20 – 70	0.25 – 0.35
Quartzite	30 – 90	0.12 – 0.15
Gneiss	10 – 60	0.25 – 0.35
Schiste	7 – 50	0.15 – 0.20
Calcaire très compact	60 – 80	0.25 – 0.35
Calcaire compact	30 – 60	0.25 – 0.35
Calcaire peu compact	10 – 30	0.25 – 0.35
Calcaire tendre	2 – 10	0.25 – 0.35
Marne	0.05 – 1	0.25 – 0.35
Grés	5 – 60	0.25 – 0.35
Molasse	1.5 – 5	0.25 – 0.35
Marbre	80 – 110	0.27 – 0.3
Gypse	2 – 6.5	0.27 – 0.3

II.1.2. Résistance mécanique

II.1.2. 1. Résistance en compression uniaxiale σ_c ou essai de compression simple

La contrainte de rupture en compression uniaxiale σ_c est définie par:

$$\sigma_c = F_{max}/A \quad \text{II. 6}$$

F_{max} : force axiale maximale atteinte au cours de l'essai

A : aire de la section transversale circulaire initiale de l'éprouvette

Les classes de résistance de la roche de la présente recommandation (*AFTES*, 2003), en accord avec celles de la **ISRM**, sont données dans le tableau II.3.

Les classes RC6 et RC7 correspondent souvent à des roches tendres ou des sols raides. La contrainte de résistance à la traction de la roche σ_{tb} est déterminée suivant la méthode indirecte par l'essai brésilien (Figure II.1), conformément à la norme NF P 94-422. L'essai consiste à obtenir la rupture par fendage d'un échantillon cylindrique de diamètre D et hauteur H soumis à une charge de compression F appliquée sur deux génératrices opposées. La contrainte de rupture en traction brésilienne σ_{tb} est donnée par la formule:

$$\sigma_{tb} = 2 F_{max}/\pi \times D \times H \quad \text{II. 7}$$

F_{max} : charge de rupture,

H : hauteur,

D : diamètre.

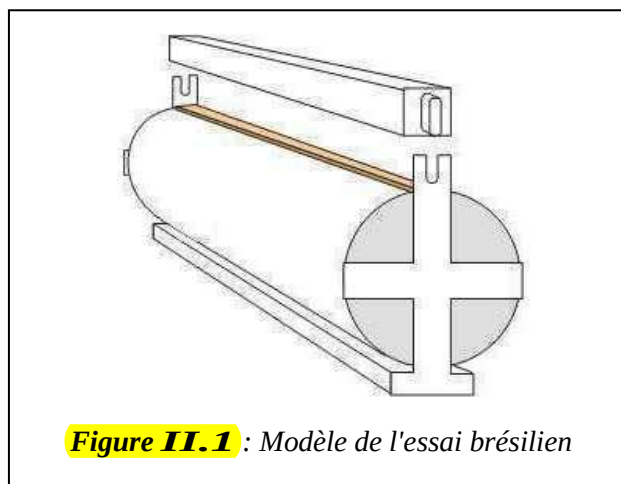


Figure II.1 : Modèle de l'essai brésilien

Tableau II.3: Classes de résistance en compression uniaxiale (AFTES , 2003)

CLASSES	VALEURS DE RESISTANCE EN COMPRESSION UNIAXIALE σ_c	TERMES DESCRIPTIFS DE RESISTANCE
RC1	$\sigma_c > 200MPa$	Résistance extrêmement élevée
RC2	$100MPa < \sigma_c < 200MPa$	Résistance très élevée
RC3	$50MPa < \sigma_c < 100MPa$	Résistance élevée
RC4	$25MPa < \sigma_c < 50MPa$	Résistance moyenne
RC5	$5MPa < \sigma_c < 25MPa$	Résistance faible
RC6	$1MPa < \sigma_c < 5MPa$	Résistance très faible
RC7	$\sigma_c < 1MPa$	Résistance extrêmement faible

II.1.2. 2. Indice de fragilité FR

L'indice de fragilité FR est défini par le rapport σ_c/σ_{tb} . Cet indice est intéressant pour caractériser la forabilité et le comportement à la rupture des roches dures ($\sigma_c > 25 MPa$).

FR varie usuellement entre 5 et 30. Les classes de fragilité sont données dans le tableau II.4

Tableau II.4: Classes de fragilité de la matrice rocheuse (AFTES , 2003)

CLASSES	VALEURS DE L'INDICE DE FRAGILITE FR	TERMES DESCRIPTIFS DE FRAGILITE
FR1	FR>25	Très fragile
FR2	$15 < FR < 25$	Fragile
FR3	$10 < FR < 15$	Moyennement fragile
FR4	FR< 10	Peu fragile

II.1.2. 3. Dureté et forabilité

Les essais de dureté et forabilité peuvent être regroupés en trois familles :

1. les essais consistant à évaluer la pénétration en rotation de forets ou de taillants, parmi lesquels les essais CERCHAR, Siever, etc.
2. les essais d'indentation statique, consistant à évaluer l'empreinte laissée par un poinçon sur la roche, parmi lesquels le punch test, les essais Vickers, Knoop, Schreiner, de micro-indentation, etc.
3. les essais de rebond, consistant à évaluer le rebond d'une masse calibrée sur la roche (scléromètre).

L'essai le plus couramment employé est l'essai de pénétration dérivé de l'essai défini initialement par le CERCHAR : "**Indice de résistance à la pénétration d'un foret**" - Norme XP 94-412. La dureté de la roche y est caractérisée par la résistance à la pénétration d'un foret dans des

conditions normalisées. L'essai de dureté est bien adapté pour les roches à grains fins et de résistance moyenne à faible. Les classes de dureté des roches établies suivant les règles appliquées par CERCHAR-INNERIS sont données dans le tableau II.5.

Tableau II.5: Classes de dureté de la matrice rocheuse suivant les résultats de l'essai CERCHAR-INNERIS
(AFTES , 2003)

CLASSES	VALEURS DE DURETE	TERMES DESCRIPTIFS DE DURETE
DU1	>120	Roche extrêmement dure
DU2	80-120	Roche très dure
DU3	40-80	Roche dure
DU4	20-40	Roche moyennement dure
DU5	5-20	Roche tendre
DU6	<5	Roche très tendre

a. Scléromètre ou marteau de Schmidt

Le scléromètre s'utilise pour estimer de forme approximative la résistance à la compression simple d'une roche (voir figure II.2). Il contient un ressort intérieur et une pointe rétractile. Le fonctionnement est facile, on doit mettre en pression la pointe du scléromètre à contre la surface de la matrice rocheuse que nous voulons examiner, et le scléromètre doit être orienté perpendiculairement à la matrice rocheuse. Une fois que nous avons le marteau perpendiculaire à la surface, nous pouvons lancer le mécanisme du ressort. En fonction de la résistance de la roche, le ressort enregistre plus ou moins de rebond et l'appareil enregistre cette valeur. Pour obtenir une valeur adéquate nous devons réaliser **10** fois la mesure sur le même point. On doit écarter les 5 valeurs les plus basses et avec les autres valeurs on doit faire la moyenne.

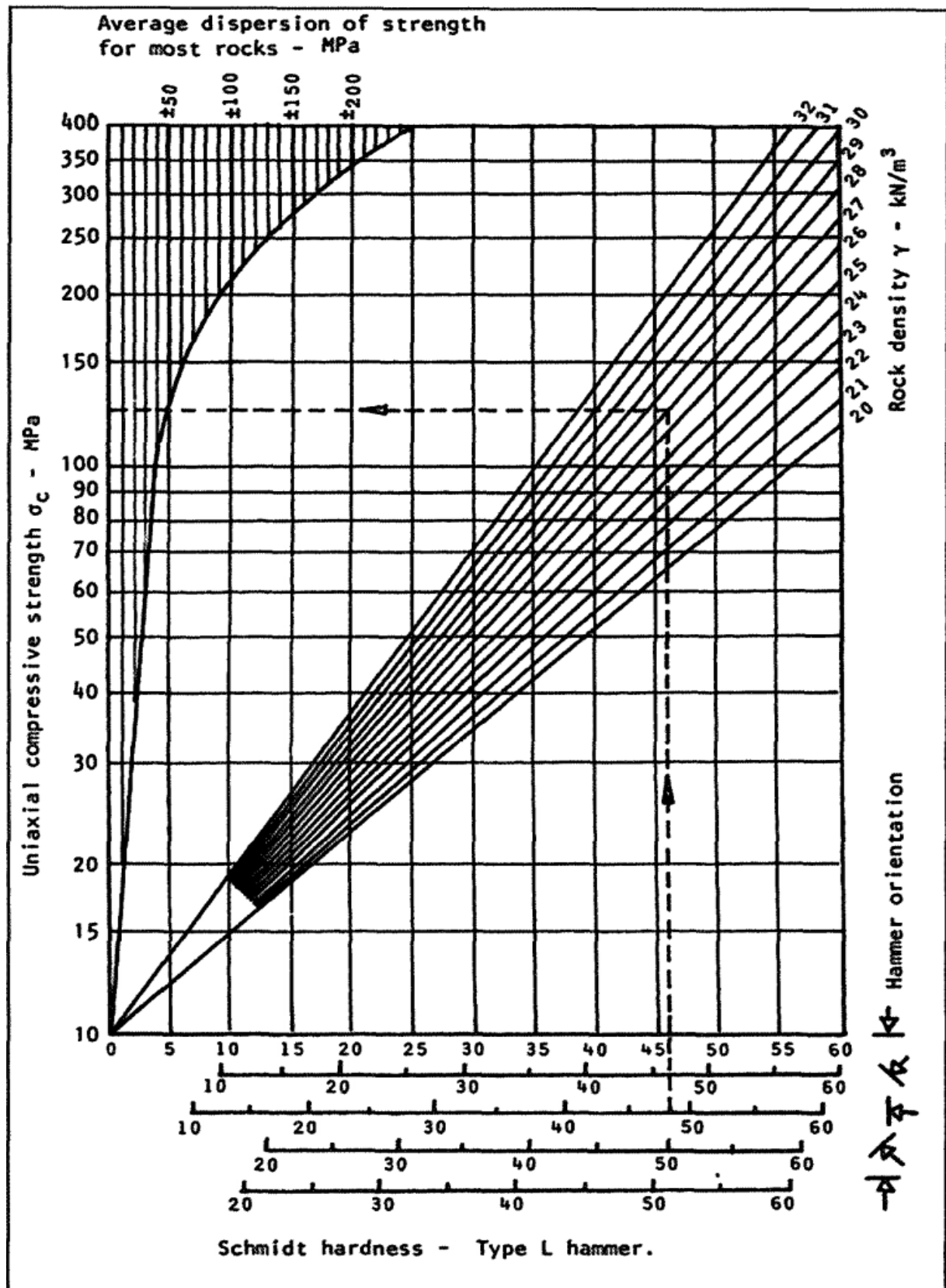


Figure II.2 : Relation entre indice de rebond au marteau de Schmidt et résistance à la compression simple JCS (d'après Deere et Miller) (AFTES , 2003)

Le modèle « roche » dit « scléromètre de type L ». Ce modèle est utilisé sur des éprouvettes de roche qui peuvent être sensibles à l'énergie de percussion du marteau du modèle classique. Il a une énergie de percussion plus faible : 0,735 N m (0,075 kg m).

II.1.2. 4. Abrasivité

L'abrasivité d'une roche résulte de sa nature minéralogique, notamment du pourcentage en quartz, mais aussi de la cohésion entre grains et de leurs dimensions. L'abrasivité peut être caractérisée par deux indices conventionnels normalisés (A_{IN} , A_{BR}) ; il convient de noter qu'il n'a pas été établi de correspondance entre ces deux indices.

a. Essai de rayure avec une pointe

Le premier indice A_{IN} est issu de l'essai CERCHAR-INERIS de rayure avec une pointe. Le résultat est exprimé par un indice d'abrasivité caractérisant l'aptitude d'une roche à user un outil qui la désagrège. Les classes d'abrasivité de roche définies à partir de cet indice sont données dans le tableau II.6.

Tableau II.6: Classes d'abrasivité de la matrice rocheuse suivant les résultats de l'essai CERCHAR-INERIS
(AFTES , 2003)

CLASSES	VALEURS DE L'INDICE D'ABRASIVITE A_{IN}	TERMES DESCRIPTIFS D'ABRASIVITE
$A_{IN} 1$	>4,0*	Roche extrêmement abrasive
$A_{IN} 2$	2,0-4,0	Roche très abrasive
$A_{IN} 3$	1,0-2,0	Roche abrasive
$A_{IN} 4$	0,5-1,0	Roche peu abrasive
$A_{IN} 5$	<0,5	Roche très peu abrasive

(* : le quartz et les pierres précieuses présentent des valeurs supérieures à 6)

b. Essai avec un outil en rotation

Le deuxième indice est issu de l'essai d'abrasivité LCPC. Cet essai est adapté aux roches dont la résistance à la traction est supérieure à 1 MPa. Le résultat est exprimé par l'indice d'abrasivité A_{BR} calculé à partir de l'usure d'un outil mis en rotation au sein d'une masse de granulats 4/6,3 constitués à partir de la roche testée. Les classes d'abrasivité des roches établies à partir de l'essai LCPC sont données dans le tableau II.7.

Tableau II.7: Classes de d'abrasivité de la matrice rocheuse suivant les résultats de Fessai LCPC
(AFTES , 2003)

CLASSES	VALEURS DE L'INDICE D'ABRASIVITE ABR	TERMES DESCRIPTIFS D'ABRASIVITE
$A_{BR} 1$	$ABR > 2000$	Abrasivité très forte
$A_{BR} 2$	$1500 < ABR < 2000$	Abrasivité forte
$A_{BR} 3$	$1000 < ABR < 1500$	Abrasivité moyenne
$A_{BR} 4$	$500 < ABR < 1000$	Abrasivité faible
$A_{BR} 5$	$0 < ABR < 500$	Abrasivité très faible

II.1.2. 5. Autres essais

II.1.2. 5.1. Fragmentabilité & Dégradabilité

Ces essais normalisés permettent de caractériser l'aptitude des roches à se fragmenter et à se dégrader sous l'effet des engins. Ils sont utilisés principalement en vue du réemploi des matériaux rocheux abattus dans les terrassements à l'air libre. Néanmoins, ils présentent aussi un intérêt certain en travaux souterrains pour la caractérisation des marins.

a. Essai Los Angeles

Cet essai a pour but d'évaluer la résistance à la fragmentation par chocs. Les gravillons testés sont en général de granularité 6-10, 10-14 ou 25-50 mm. Un broyeur cylindrique à boulets fragmente les gravillons, pendant 500 ou 1 000 révolutions suivant la granularité, puis on tamise à 1,6 mm. Le coefficient Los Angeles est défini par (DURVILLE & HÉRAUD, 1995) :

$$L_A = 100 \frac{m}{M} \quad \text{II. 8}$$

avec m (g) masse du passant au tamis de 1,6 mm, M (g) masse initiale de granulats.

b. Essais Deval et micro-Deval

La production de fines par frottement des granulats entre eux ou au contact d'outils métalliques est liée aux propriétés d'usure ou d'attrition de la roche. On distingue en général l'essai à sec et l'essai en présence d'eau, ce qui permet de mettre en évidence les roches sensibles à l'eau. L'essai Deval porte sur 7 kg de granulats 25-50 mm. Il est aujourd'hui souvent remplacé par l'essai micro-Deval décrit sommairement ci-après (DURVILLE & HÉRAUD, 1995).

Le principe est analogue à celui de l'essai Los Angeles, avec une charge plus légère (billes) et une durée de rotation plus longue : il n'y a pas de fragmentation, mais seulement une usure. Le coefficient M_{DE} (essai micro-Deval effectué en présence d'eau) est défini par :

$$M_{DE} = 100 \frac{m}{M} \quad \text{II. 9}$$

avec m (g) masse du passant au tamis de 1,6 mm, M (g) masse initiale de granulats.

II.2. LES DISCONTINUITES

Nous désignons par le mot discontinuité toute interruption physique de la matrice rocheuse. Elles englobent tous les autres termes tels que les fractures, les joints, les contacts géologiques, les diaclases, les failles, les clivages, les plans de stratification, de litage, de foliation et de schistosité, etc... Les caractéristiques mécaniques d'une discontinuité dépendent de sa morphologie de son matériau de remplissage que nous allons décrire ci-dessous (**Chalhoub , 2006**).

II.2.1. Morphologie d'une discontinuité

Plusieurs paramètres caractérisent la morphologie d'une discontinuité. Nous présentons leur définition de la façon suivante :

- **Profil** : il est défini comme étant la trace de l'intersection de la surface tridimensionnelle d'une fracture et d'un plan perpendiculaire à sa surface moyenne.
- **Aspérité** : c'est la partie superficielle constituant la limite avec le matériau de remplissage.
- **Épontes** : une fracture se situe entre deux surfaces de contact appelées épontes qui résultent de la fissuration d'une matrice rocheuse initiale (massif granitique) ou de l'effet de sédimentation (massif de calcaire).
- **Rugosité** : elle définit tout écart entre un plan de référence et la surface d'une fracture.
- **Remplissage** : suivant leur type, on distingue les fractures colmatées et celles remplies par un matériau de remplissage qui se caractérise par sa nature et son épaisseur.
- **Emboîtement** : il est défini par la condition d'assemblage des deux épontes. Du point de vue géométrique, la surface d'une fracture est souvent idéalisée par un modèle mathématique relativement simple. Il se présente sous diverses formes telles qu'une chaîne de segments ou de fonctions non linéaires formant les aspérités de la discontinuité (Fig. II.3).

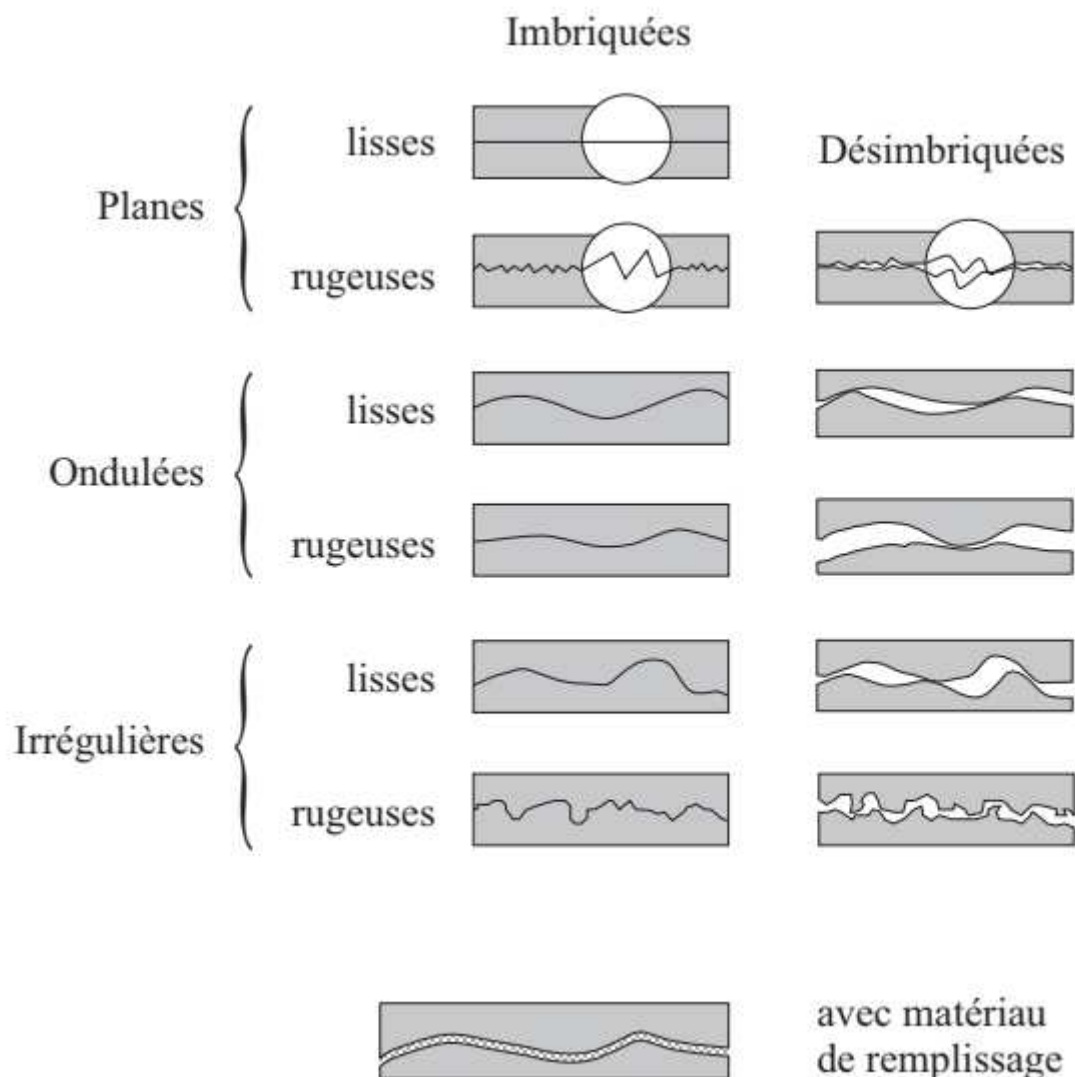


Figure II.3 : Définition de la rugosité à différentes échelles (Hoek, 2006)

II.2.2. PARAMETRES MECANQUES DES DISCONTINUITES

On s'intéresse ici à des discontinuités sans matériau de remplissage. Dans le cas contraire, le comportement mécanique de la discontinuité dépendra de celui du matériau de remplissage qui devra être étudié spécifiquement. Les caractéristiques mécaniques sont généralement obtenues par des essais en laboratoire, les essais in situ étant beaucoup plus rares pour des raisons de mise en œuvre et de coût. Les essais de compression simple et de cisaillement sous contrainte normale (norme XP94-424) permettent de caractériser le comportement des discontinuités. Les paramètres essentiels suivants, caractérisant le comportement mécanique des discontinuités, peuvent être tirés de l'analyse de ces essais (AFTES, 2003):

- des paramètres de déformabilité : les raideurs normales et tangentielles ;

- la résistance au cisaillement définie par les angles de frottement de pic et résiduel et la cohésion apparente ;
- un paramètre géométrique, la dilatance qui représente la déformation normale qui accompagne la déformation tangentielle lors d'un cisaillement

II.2.2.1. Paramètres de déformabilité

a. Raideur normale

Les essais en compression simple réalisés sur des discontinuités orientées perpendiculairement à la sollicitation mécanique montrent toujours une courbe contrainte normale σ_n en fonction du déplacement normal U_n d'allure hyperbolique présentant une asymptote traduisant la limite de fermeture du joint U_{max} . L'ouverture totale du joint peut s'obtenir pour une contrainte de traction non nulle σ_t , si le joint présente des ponts de matière ou du remplissage (Figure II.4). La pente de cette courbe donne la raideur normale K_n , qui est définie par la relation :

$$K_n = \frac{\delta \sigma_n}{\delta U_n} \quad \text{II. 10}$$

La valeur de K_n dépend de la contrainte normale, et peut s'exprimer en fonction des paramètres α , U_{max} et K_{ni} (raideur normale initiale) qui caractérisent le comportement mécanique du joint en compression simple, dans le tableau II.8 on peut évaluer quelques valeurs de K_n pour des roches sédimentaires.

b. Raideur tangentielle

De la même manière, lors d'un essai de cisaillement, on définit la raideur tangentielle K_s comme la pente de la courbe contrainte tangentielle τ en fonction du déplacement tangentiel U_s avant la rupture (Figure II.5), soit :

$$K_s = \frac{\delta \tau}{\delta U_s} \quad \text{II. 11}$$

Des valeurs de la raideur tangentielle K_s pour des roches d'origine sédimentaires sont présentées dans le tableau II.8.

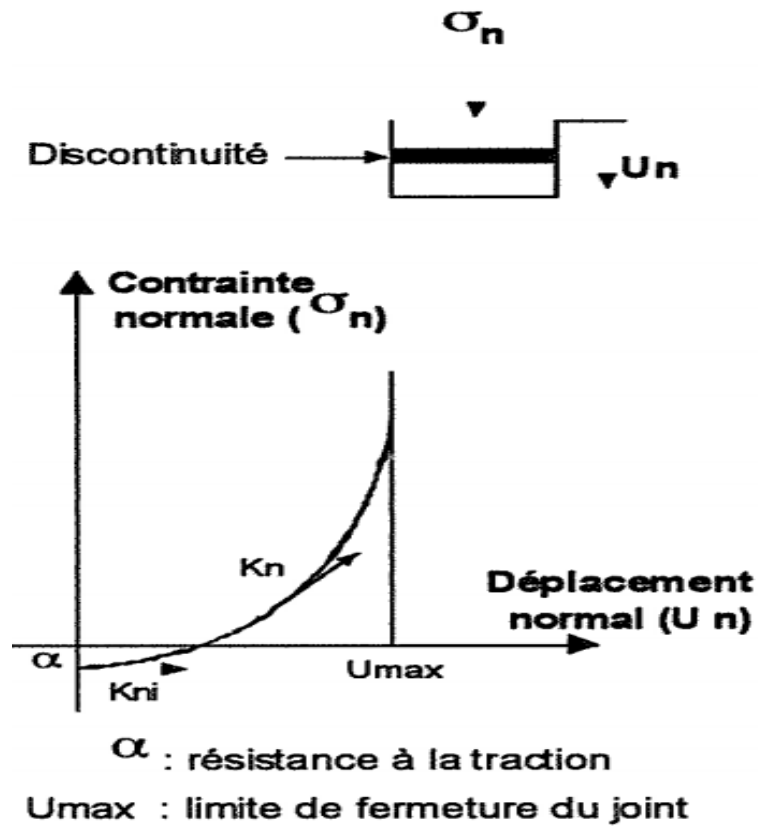


Figure II.4 : Paramètres de déformabilité d'une discontinuité : raideur normale K_n (AFTES , 2003)

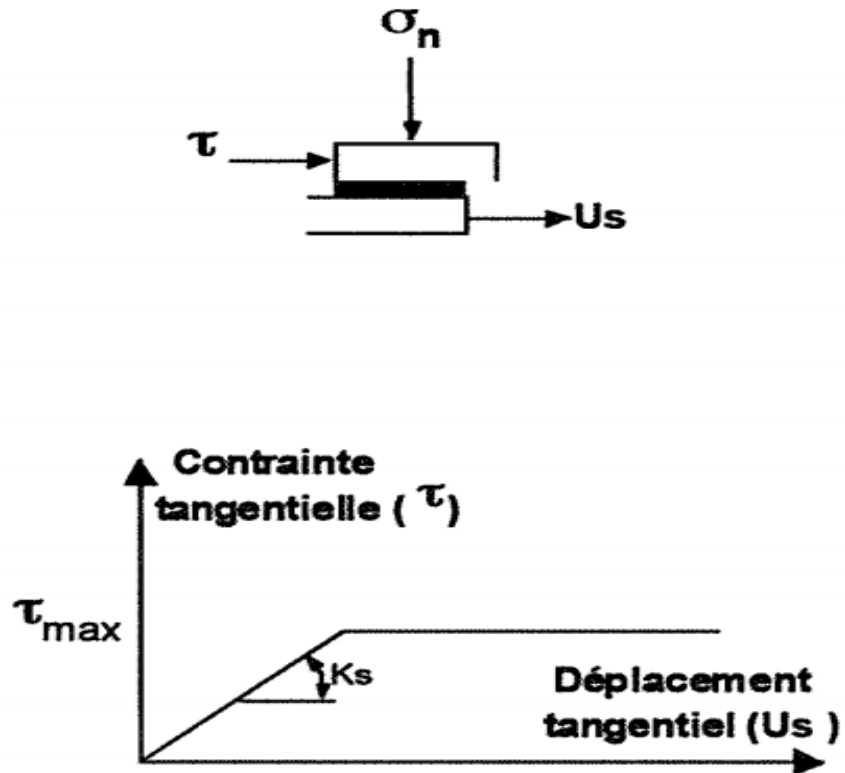


Figure II.5 : Paramètres de déformabilité d'une discontinuité : raideur tangentielle K_s (AFTES , 2003)

Tableau II.8 : Ordre de grandeur des caractéristiques des discontinuités naturelles (Chalhoub, 2006)

Roches sédimentaires	ϕ_r (°)	d (°)	K_n MPa/mm	K_s (MPa/mm) σ_n (MPa) K_s	
Calcaire d'Ottawa (Hungr, 78)			11-46	0,5-2,2	3-17
Calcaire (Bandis et al., 1983)					
Calcaire très légèrement altéré			7,9-30,6	0,2-1,8	1,7-6,9
Calcaire altéré			3,8-12,9	0,3-1,5	0,7-1,9
Barrage de Aslantas (Turquie) (Muralha & Cunha, 1990)					
Grès et mudstone sans remplissage	26	11	$2K_s$	?	0,5-2
remplissage de 1-3 mm d'argile	18	9	$<K_n<$		
remplissage de 10-20 mm d'argile	14	6	$4K_s$		
Grès de Nepean (Hungr & al, 78)	32	7	13-25	0,5-2,2	5-20
Roches métamorphiques	ϕ_r (°)	d (°)	K_n MPa/mm	K_s (MPa/mm) σ_n (MPa) K_s	
Interface (Lo & al., 91) Gneiss / béton				0,35-1,4	1,8-4
Schiste (Muralha & Cunha, 90)	ϕ_{pic} (°)				
Schiste vert	26-47				1-12
aire comprise entre 20 et 40 cm ²					2-4
aire compr. entre 220 et 240 cm ²					
Schiste argileux	25-43				1-7
aire comprise entre 20 et 40 cm ²					2-3
aire compr. entre 180 et 220 cm ²					
Ardoise (Bandis et al., 1983)					
Ardoise saine			24,1-46,5	0,5-2,3	5,6-12,6
Ardoise altérée			11,6-13,8	0,4-1,5	0,6-1,3
Roches magmatiques	ϕ_r (°)	d (°)	K_n MPa/mm	K_s (MPa/mm) σ_n (MPa) K_s	
Dolérite (Bandis et al., 1983)					
Dolérite très légèrement altérée			21,7-26,7	0,3-2,1	1,8-5
Dolérite altérée			8,1-13,4	0,3-1,1	0,9-2,2
Granite (Muralha & Cunha, 90)	ϕ_{pic} (°)	c (kPa)			
discontinuité horizontale	38-46	60-160			2-7
fractures verticales	23-42	20-150			

avec:

ϕ_r : l'angle de frottement résiduel;

d: l'angle de dilatance à la rupture.

II.2.2.2. Paramètres de résistance au cisaillement

Le comportement d'une discontinuité soumise à un essai de cisaillement (Norme XP P 94-424) est contrôlé par la nature des épontes mais surtout par leur état de surface. En particulier, la rugosité des épontes, leur degré d'imbrication et leur degré d'altération jouent un rôle primordial. Dans le cas particulier d'une discontinuité plane et lisse, c'est à dire dépourvue d'aspérités, le comportement au

cisaillement est uniquement régi par le frottement des épontes. La résistance au cisaillement est habituellement exprimée par le critère de Coulomb :

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi_b \quad \text{II. 12}$$

où ϕ_b est l'angle de **frottement du joint** plan ou angle de frottement de base, qui dépend principalement de la nature pétrographique et du degré d'altération des épontes, σ_n la contrainte normale appliquée sur l'interface et c la cohésion initiale de l'interface.

Leur comportement au cisaillement met en évidence trois paramètres fondamentaux:

- **la résistance de pic**, définie par la contrainte de cisaillement maximum τ_p , correspond au cisaillement des aspérités ;
- **la résistance résiduelle** τ_r , caractéristique du frottement des épontes en contact après rupture des aspérités ;

La figure II.6 illustre la définition de la résistance résiduelle et au pic d'une discontinuité. Cet essai s'effectue en laboratoire sur des petits échantillons rendant ainsi difficile l'extrapolation des résultats à l'échelle du massif rocheux.

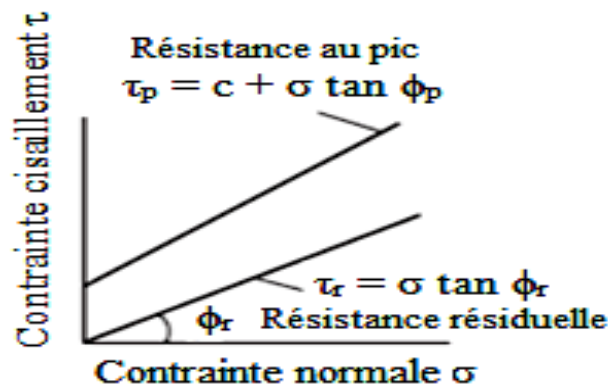


Figure II.6: Résistance de cisaillement d'un joint (Wyllie & Mah, 2004)

La résistance au pic en cisaillement d'une discontinuité s'exprime par :

$$\tau_p = c + \sigma_n \tan \phi_p \quad \text{II. 13}$$

τ_p : la résistance au pic; c : la cohésion sur la discontinuité; σ_n : la contrainte normale; ϕ_p : l'angle de friction de la discontinuité.

- **la dilataance** représentée par un déplacement des épontes dans la direction normale au plan de la discontinuité. Elle est caractérisée par l'angle de dilataance i (angle de la pente de la courbe de dilataance donnant le déplacement normal U_n en fonction du déplacement tangentiel U_s). Cet angle présente un maximum I_p au point d'inflexion de la courbe de dilataance. Ce point correspondant au pic de la courbe contrainte de cisaillement τ en fonction du déplacement tangentiel U_s , qui

représente, pour un niveau de contrainte normale donné, la rupture des aspérités les plus aiguës (Figure II.7).

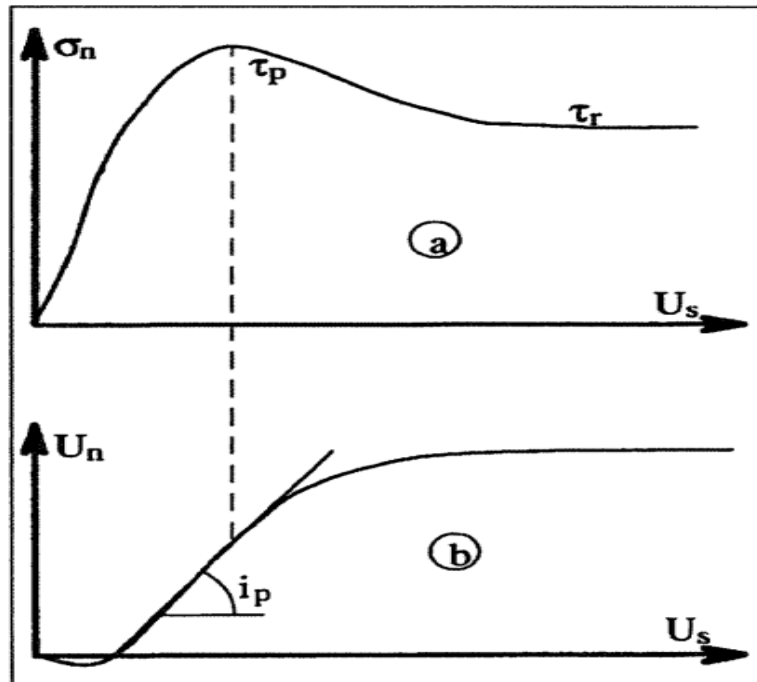


Figure II.7 : Cisaillement d'une discontinuité naturelle

a) courbe contrainte tangentielle τ - déplacement tangentiel U_s

b) courbe déplacement normal U_n - déplacement tangentiel U_s (AFTES , 2003)

Par rapport à une discontinuité plane et lisse, la dilatance induit une augmentation de la résistance de pic. Elle est fonction de la rugosité des épontes, de leur degré d'altération mais aussi de leur degré d'imbrication et de la direction du cisaillement. Le critère de rupture en cisaillement d'une discontinuité se représente par deux courbes caractérisant la résistance de pic et la résistance résiduelle (voir Figure II.8).

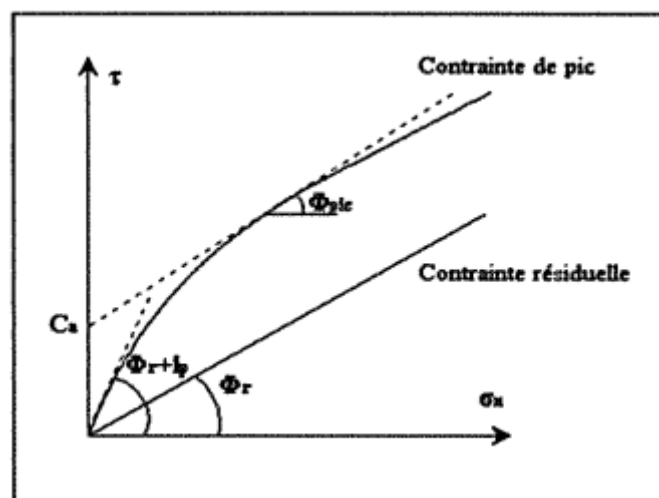


Figure II.8 : Critère de rupture d'une discontinuité naturelle(AFTES , 2003)

La **résistance résiduelle** des discontinuités est peu sensible à l'effet d'échelle, et le critère de rupture peut s'obtenir facilement par des essais de laboratoire sous la forme d'une loi de Coulomb classique caractérisée par un angle de frottement résiduel ϕ_r , qui diffère au plus de quelques degrés de l'angle de frottement de base ϕ_b , et une cohésion résiduelle, en général faible ou nulle, que l'on prendra toujours égale à 0 :

$$\tau_r = \sigma_n \tan \phi_r \quad \text{II. 14}$$

La courbe correspondant à la **résistance de pic** montre par contre, une courbure progressive qui traduit une relation non linéaire entre la résistance au cisaillement τ et la contrainte normale σ_n . La forte pente de la courbe pour les faibles valeurs de contraintes normales traduit l'influence des aspérités les plus inclinées, à l'origine d'une forte dilatance. Au fur et à mesure que la contrainte normale augmente, les aspérités se rompent en nombre de plus en plus important ; la dilatance est moins importante, et la courbe (τ, σ_n) s'infléchit et devient progressivement linéaire. Dans une gamme de valeurs de contrainte normale pas trop étendue, cette courbe peut être approchée par une droite d'équation :

$$\tau_{pic} = C_a + \sigma_n \times \tan \phi_{pic} \quad \text{II. 15}$$

C_a est une cohésion apparente qui n'exprime pas une propriété intrinsèque du matériau des épontes, mais l'influence des irrégularités des épontes sur le comportement en cisaillement. Pour les très faibles valeurs de contrainte normale, la cohésion apparente C_a est voisine de zéro, et ϕ_{pic} est proche de $\phi_r + I_p$.

Pour les fortes valeurs de contrainte, la cohésion apparente C_a est élevée et l'angle de frottement de pic ϕ_{pic} tend progressivement vers ϕ_r .

Sur la base de travaux expérimentaux, Barton a proposé un critère de rupture semi empirique dans lequel la résistance de pic dépend d'un angle de dilatance i qui rend compte du degré de rugosité des épontes (JRC), de leur résistance (JCS) et de la contrainte normale σ_n appliquée sur la discontinuité (AFTES, 2003):

$$\tau_{pic} = \sigma_n \times \tan(\phi_b + i) = \sigma_n \times \tan\left(\phi_b + JRC \times \log_{10} \frac{JCS}{\sigma_n}\right) \quad \text{II. 16}$$

ϕ_b : angle de frottement de base, qui diffère de quelques degrés de l'angle de frottement résiduel ϕ_r , dans le tableau II.9 on trouve des valeurs de ϕ_b différents types de roches.

JRC : "Joint Roughness Coefficient", coefficient sans dimension relié à la rugosité et à la taille des épontes ; il peut être estimé en comparant le profil de rugosité de la discontinuité, réalisés dans la direction du cisaillement, à ceux établis par Barton et classés par rugosité croissante de 0 pour une discontinuité plane et lisse, à 20 pour une discontinuité ondulée et rugueuse (figure II.9). La valeur de JRC varie également en fonction de la déformation de la discontinuité : plus les aspérités sont cisailées, plus la valeur de JRC est faible.

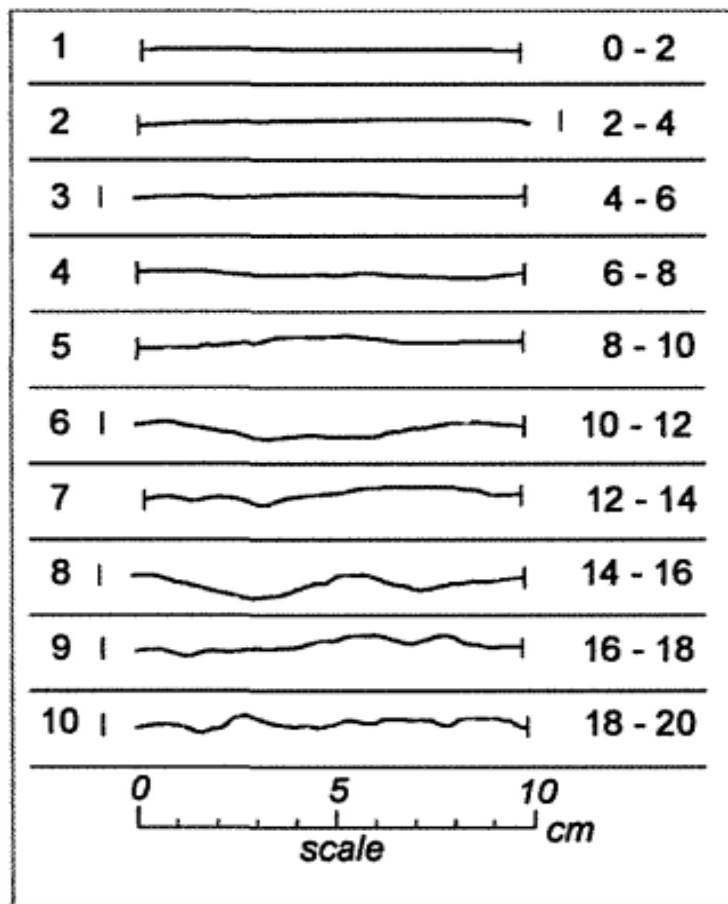


Figure II.9: Profils de rugosité standard pour des surfaces de discontinuité
(d'après Barton et Choubey, 1977) (AFTES , 2003).

JCS : "Joint Compressive Strength" : résistance en compression simple des épontes ; elle est souvent estimée indirectement in situ au moyen d'un scléromètre σ_n : contrainte normale appliquée sur la discontinuité.

Pour des valeurs très faibles de la contrainte normale ($JCS/\sigma_n > 100$) , la relation conduit à des valeurs non réalistes, et Barton suggère l'utilisation de l'équation simplifiée:

$$\tau = \sigma_n \times \tan 70^\circ \quad \text{II. 17}$$

Tableau II.9 : Angle de frottement interne de base $\phi_b(^{\circ})$ pour divers joints lisses non-altérés
(Chalhoub , 2006)

Rock type	Moisture Condition	Basic friction angle $\phi_b(^{\circ})$
A. <u>Sedimentary Rocks</u>		
Sandstone	Dry	26-35
Sandstone	Wet	25-33
Sandstone	Wet	29
Sandstone	Dry	31-33
Sandstone	Dry	32-34
Sandstone	Wet	31-34
Sandstone	Wet	33
Shale	Wet	27
Siltstone	Wet	31
Siltstone	Dry	31-33
Siltstone	Wet	27- 31
Conglomerate	Dry	35
Chalk	Wet	30
Limestone	Dry	31-37
Limestone	Wet	27-35
B. <u>Igneous Rocks</u>		
Basalt	Dry	35-38
Basalt	Wet	31-36
Fine-grained granite	Dry	31-35
Fine-grained granite	Wet	29-31
Coarse-grained granite	Dry	31-35
Coarse-grained granite	Wet	31-33
Porphyry	Dry	31
Porphyry	Wet	31
Dolerite	Dry	36
Dolerite	Wet	32
C. <u>Metamorphic Rocks</u>		
Amphibolite	Dry	32
Gneiss	Dry	26-29
Gneiss	Wet	23-26
Slate	Dry	25-30
Slate	Dry	30
Slate	Wet	21

II.2.2.3. Paramètres hydrauliques

Si le comportement mécanique des discontinuités est principalement contrôlé par la nature et le degré d'altération des épontes, leur rugosité et le niveau de contrainte normale, d'autres facteurs extérieurs interviennent également pour moduler ce comportement : l'épaisseur, la nature et la teneur en eau du matériau de remplissage, la présence d'eau dans les discontinuités qui modifie le niveau de contrainte normale par l'intermédiaire des pressions interstitielles, et les conditions aux limites qui conditionnent l'amplitude des déplacements.

L'écoulement d'un fluide dans une discontinuité est un problème très complexe. Des essais expérimentaux ont en effet montré qu'il n'est pas isotrope, mais qu'il s'effectue en particulier selon des chenaux dont la géométrie dépend certes de l'ouverture de la discontinuité, mais aussi de la rugosité des épontes et de leur surface de contact, du niveau des contraintes normale et tangentielle appliquées, ainsi que du déplacement tangentiel des épontes, sans oublier la présence éventuelle d'un matériau de remplissage.

II.3. LES CARACTERISTIQUES DU MASSIF ROCHEUX

II.3.1. PARAMETRES D'IDENTIFICATION

II.3.1.1. RQD

Le RQD, défini à partir de l'analyse des discontinuités (voir chapitre1), a été considéré dès son origine comme un indice de qualité du massif rocheux déterminé à partir du comptage des discontinuités sur les carottes provenant de sondages.

Dans le cas où les orientations des diverses discontinuités sont réparties de manière à peu près homogène dans toutes les directions de l'espace ("isotropie" de la fracturation), on peut considérer que le RQD est indépendant de la direction du forage et peut être effectivement considéré comme un indice global de qualité du massif rocheux.

Dans le cas où la distribution des discontinuités est fortement polarisée (roches finement stratifiées, schistes, ardoises, etc.) la valeur du RQD sera très différente selon la direction du forage (Figure II.13). Le RQD déterminé sur un forage ne fournit plus alors qu'une image ponctuelle de la fracturation dans une direction donnée et non plus une représentation de la fracturation globale du massif rocheux.

Dans ces conditions, l'AFTES recommande de déterminer le RQD sur plusieurs sondages réalisés dans différentes directions, de façon à recouper toutes les familles de discontinuités et particulièrement celles qui peuvent être défavorables pour l'ouvrage.

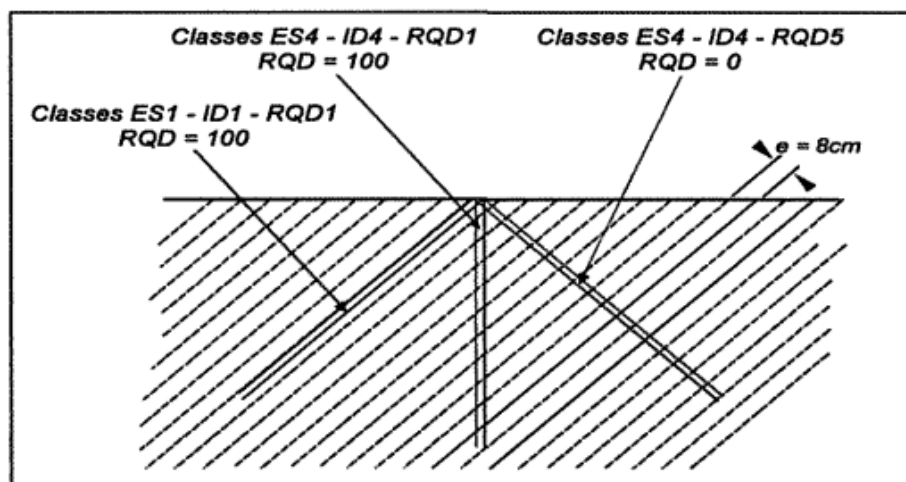


figure II.10: Influence de la direction sur la caractérisation des discontinuités dans les massifs finement stratifiés (AFTES , 2003)

II.3.1.2. Degré d'altération

L'état d'altération d'un massif se décrit en établissant un zonage de l'altération pour les différentes formations qui le constituent. La superposition de l'état d'altération de la matrice avec celui des discontinuités principales permet de classer l'état d'altération du massif rocheux (tableau II.10).

Tableau II.10 : Description et classes d'état d'altération météorique des massifs rocheux (AFTES , 2003)

CLASSES AFTES	TERMES DESCRIPTIFS DU DEGRE D'ALTERATION DU MASSIF ROCHEUX
AM1a	Rocher sain
AM1b	Rocher faiblement altéré Altération limitée aux surfaces de discontinuités principales ; rocher sain dans la masse
AM2	Rocher légèrement altéré Altération faible dans la masse rocheuse mais bien développée sur les discontinuités
AM3	Rocher modérément altéré Altération bien visible dans toute la masse rocheuse mais matériau non friable
AM4	Rocher très altéré Forte altération dans toute la masse rocheuse
AM5	Rocher complètement altéré La texture et les fissures importantes sont toujours visibles
AM6	Rocher complètement décomposé Texture et fissuration non reconnaissables Sol résiduel- Pas de remaniement

II.3.1.3. Indice de continuité du massif 1CM

Suivant une démarche similaire à celle qui a été définie au chapitre 1 pour la matrice rocheuse, on définit un indice de continuité (ou de qualité) du massif rocheux IC_M par le rapport de la vitesse V_{pm} des ondes P mesurée sur une base de longueur L, à la vitesse V_p mesurée sur un échantillon.

$$IC_M = V_{pm}/V_p \quad \text{II. 18}$$

La notion d'indice de continuité du massif rocheux IC_M permet une appréciation de l'effet d'échelle et de la dégradation des propriétés mécaniques entre l'échantillon de laboratoire (matrice) et le massif.

. **Tableau II.11:** Classes de continuité du massif rocheux à l'échelle de mesure L (AFTES , 2003)

CLASSES	VALEURS DE ICM	TERMES DESCRIPTIFS DE LA CONTINUITE DU MASSIF
$IC_M 1$	>90%	Continuité du massif très forte
$IC_M 2$	90% à 75%	Continuité du massif forte
$IC_M 3$	75% à 50%	Continuité du massif moyenne
$IC_M 4$	50% à 25%	Continuité du massif faible
$IC_M 5$	<25%	Continuité du massif très faible

II.3.2. CONDITIONS HYDROGEOLOGIQUES

L'eau souterraine est à l'origine d'un grand nombre de difficultés rencontrées en génie civil souterrain :

- par son débit, qui gêne la progression des travaux ;
- par les forces d'écoulement, qui peuvent déstabiliser la paroi excavée ou provoquer de redoutables déboulements ;
- par les conséquences de l'exhaure sur l'environnement : tarissement de sources ou de puits, tassements dus au rabattement de la nappe.

On rappelle que le débit Q traversant une section S de massif est lié à la perméabilité K et au gradient hydraulique i par la loi de Darcy:

$$Q = k \cdot S \cdot i \quad \text{II. 19}$$

L'écoulement génère des forces de volume proportionnelles au gradient hydraulique i.

Les classes de charge hydraulique sont définies dans le tableau II.12

$$\frac{Q}{S} = k \frac{\Delta h}{\Delta x} \quad \text{II. 20}$$

Q : débit volumique

S : section transversale à l'écoulement

h : charge hydraulique ($h = z + p/\gamma_w$)

x : direction de l'écoulement

k : conductivité hydraulique (m/s) ou coefficient de perméabilité de Darcy

p : pression interstitielle en un point du système

z : cote altimétrique (élévation par rapport à une référence à tout le système)

γ_w : poids volumique de l'eau

Tableau II.12: Classes de charge hydraulique (AFTES , 2003)

CLASSES	VALEURS DE LA CHARGE HYDRAULIQUE INITIALE H (comptée en mitres au dessus du radier du tunnel)	TERMES DESCRIPTIFS DE LA CHARGE HYDRAULIQUE
H0	Niveau situé en dessous du radier	Charge nulle
H1	<5	Charge faible
H2	5 à 20	Charge moyenne
H3	20 à 100	Charge forte
H4	>100	Charge très forte

Les classes de perméabilités du massif sont données dans le tableau II.13.

Tableau II.13: Classes de perméabilité du massif (AFTES , 2003)

CLASSES	VALEURS DE LA PERMEABILITE DU MASSIF KM (m/s)	TERMES DESCRIPTIFS DE LA PERMEABILITE DU MASSIF
K1	$<10^{-8}$	Perméabilité faible
K2	10^{-8} à 10^{-6}	Perméabilité moyenne
K3	10^{-6} à 10^{-4}	Perméabilité forte
K4	$>10^{-4}$	Perméabilité très forte
K5	Pratiquement infinie	De type karstique

II.4. METHODES DE CLASSIFICATION DES MASSIFS ROCHEUX

Les systèmes de classification prennent en considération plusieurs facteurs affectant la stabilité des massifs rocheux. Ces facteurs sont reliés notamment à la résistance de la matrice rocheuse, la présence de l'eau et la description des discontinuités (nombre de familles, espacement, rugosité, altération des épontes, matériau de remplissage...).

Nous nous intéressons, dans ce qui suit, aux systèmes de classifications quantitatives, nommés également classifications *géomécaniques* (**Chalhoub , 2006**).

La classification géomécanique consiste à quantifier un massif rocheux par une *note empirique* décrivant sa *qualité* par une série de termes allant d'un très bon rocher à un rocher très médiocre.

Les buts principaux de ces classifications se résument comme suit :

- Estimer indirectement les propriétés mécaniques à grande échelle d'un massif fracturé, en particulier son module de déformation, sa résistance à la compression simple, sa cohésion et son angle de frottement interne.
- Estimer le temps durant lequel le massif rocheux peut tenir sans soutènement (*stand-up time*).

C'est un indice très essentiel dans la détermination de la portée d'excavation.

- Donner des recommandations de soutènement des ouvrages.

II.4.1. Le Rock Mass Rating (RMR)

Cette classification a été développée par Bieniawski au South African Council of Scientific and Industrial Research (SACSIR). Elle est basée sur l'étude de quelques centaines de tunnels creusés principalement dans des roches sédimentaires à profondeur modérée. L'utilisation de cette classification nécessite de diviser au préalable le site en régions homogènes d'un point de vue de structures géologiques. Chaque région est classifiée séparément (**AFTES , 2003**) .

Le système initial a reçu de nombreuses modifications et extensions depuis. Ce système repose sur l'attribution d'une note à 6 paramètres :

1. La résistance à la compression simple de la roche saine σ_c ;
2. L'indice RQD du massif rocheux ;
3. L'espacement moyen des discontinuités ;
4. L'état général des discontinuités (ouverture, persistance, rugosité...) ;
5. Les conditions hydrogéologiques du massif rocheux ;
6. L'orientation des discontinuités par rapport aux directions représentatives du problème traité.

Après la première version largement diffusée en 1976, Bieniawski a modifié les paramètres d'estimation du RMR à différentes reprises. La version actuellement utilisée et décrite ici est le RMR89 (**Bieniawski, 1989**).

Les notes R1, R2 et R5 correspondant aux paramètres 1, 2 et 5 sont établies pour l'ensemble du massif rocheux, alors que R3, R4 et R6 sont évaluées pour chaque famille de discontinuités. A partir de ces 6 notes, 3 Indices RMR peuvent être calculés (**Véronique & Yann, 2002**) :

$$RMR_{sec} = A1 + A2 + A3 + A4 \quad \text{II. 21}$$

$$RMR_{base} = RMR_{sec} + A5 \quad \text{II. 22}$$

$$RMR_{modifié} = RMR_{base} + A6 \quad \text{II. 23}$$

L'indice RMR est la somme de cinq notes représentant la quantification de cinq paramètres caractérisant le massif et d'une note d'ajustement dépendant de l'orientation des discontinuités (azimut et pendage). Le RMR a été calculé pour varier dans la gamme 0 à 100.

Tableau II.14 : Qualité du massif rocheux selon Bieniawski (Bieniawski, 1989)

N° de classe	RMR	Description
1	81 - 100	Très bonne qualité
2	61 - 80	Bonne qualité
3	41 - 60	Moyenne qualité
4	21 - 40	Mauvaise qualité
5	< 20	Très mauvaise qualité

Les cinq notes de caractérisation A1 à A5, ainsi que la note d'ajustement A6, sont définies (voir annexe 1) comme suit :

- A1 : *Strength of intact rock material* : note de 0 à 15, établie à partir de la résistance de la matrice (contrainte de rupture en compression uniaxiale ou résistance à la compression entre pointes I_s) ;
- A2: *Drill core quality* : note de 3 à 20, sur la qualité du rocher sur carottes, d'après le RQD ;
- A3 : *Spacing of discontinuities*: note de 5 à 20, sur l'espacement des discontinuités (minimum des notes de chaque famille de discontinuités);
- A4: *Conditions of discontinuities* : note de 0 à 30, sur l'état des discontinuités (extension, ouverture, rugosité, remplissage et altération des épontes);

- A5 : Ground water *conditions* : note de 0 à 15, sur les conditions hydrogéologiques (débit et/ou pression des venues d'eau);
- B : Adjustment for joint orientation : note de -12 à 0, sur l'effet de l'azimut et du pendage des discontinuités par rapport au sens de creusement de l'ouvrage souterrain.

II.4.2. L'indice Q de Barton

L'indice Q est le paramètre central d'une méthode développée par le NGI (Norwegian Geotechnical Institute) en 1974, à partir des données issues de la réalisation de plus de 200 tunnels, majoritairement situés dans le cristallin du bouclier Scandinave à contraintes horizontales élevées (**Barton et al, 1974**). Cette méthode a été réactualisée en 1993 par la prise en compte de plus de 1000 cas de tunnels. La méthode appelée Q-System permet l'estimation quantitative des soutènements nécessaires à la stabilité d'une excavation à partir des éléments suivants (**AFTES , 2003**):

- la dimension principale (diamètre) de l'excavation à réaliser ;
- l'utilisation projetée du futur ouvrage (implicitement du niveau de risque accepté) ;
- la valeur de l'indice Q du massif rocheux .

Les valeurs numériques de l'indice Q varient sur une base logarithmique de 0,001 à 1 000 (Tableau II.15), Q est donné par la formule suivante :

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \quad \text{II. 24}$$

où *RQD* est le *Rock Quality Designation index*,

J_n est un nombre caractérisant l'ensemble formé par les familles de joints,

J_r caractérise la rugosité des joints,

J_a caractérise l'altération des joints,

J_w est le facteur de réduction hydraulique des joints,

SRF est le facteur de réduction des contraintes (*Stress Reduction Factor*)

La valeur Q de l'équation ci-dessus est le produit de trois termes représentant :

- la taille des blocs (*RQD / J_n*) ;
- la résistance au cisaillement entre les blocs (*J_r / J_a*) ;
- l'influence de l'état de contrainte (*J_w / SRF*).

Chacun de ces paramètres peut être estimé à partir des annexe 2

Tableau II.15 : Évaluation de la cote Q et de la qualité du massif (Barton et al, 1974)

Indice Q	Qualité de la masse rocheuse
0,001 - 0,01	Exceptionnellement mauvaise
0,01 - 0,1	Extrêmement mauvaise
0,1 – 1	Très mauvaise
1 – 4	mauvaise
4 – 10	Moyenne
10 – 40	Bonne
40 – 100	Très bonne
100 – 400	Extrêmement bonne
400 – 1000	Exceptionnellement bonne

II.4.3. L'indice G.S.I. de Hoek

Le G.S.I. n'est pas directement un système de classification, mais constitue une étape intermédiaire pour la détermination des propriétés mécaniques du massif rocheux, utilisant les formules empiriques proposées par Hoek et Brown (AFTES , 2003). Le G.S.I. ou **Geological Strength Index** a été introduit en 1995 par Hoek ("Strength of rock and rock masses", ISRM News Journal, 1994, vol. 2). Il est déduit de variantes du RMR et/ou du coefficient Q notée **RMR'** et/ou **Q'**.

RMR' est calculé comme RMR de base, en se limitant aux 4 premiers critères (Résistance, RQD, Espacements des joints, conditions de discontinuités) et en retenant systématiquement une valeur de 15 pour le cinquième critère relatif à l'eau (c'est le comportement du massif hors d'eau qui est considéré) et une valeur de 0 pour la note d'ajustement relative à l'orientation des discontinuités.

Suivant une démarche analogue, **Q'** ne tient pas compte du 3' ratio faisant intervenir les cinquième et sixième paramètres (eau et "contrainte active").

$$Q' = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \quad \text{II. 25}$$

Suivant les valeurs du **RMR'**₈₉ la détermination du GSI est la suivante :

- pour les valeurs de $RMR'_{89} > 23$

$$GSI = RMR'_{89} - 5 \quad \text{II. 26}$$

- pour les valeurs de $RMR'_{89} < 23$

$$GSI = 9(LogQ' + 44) \quad \text{II. 27}$$

Introduit par (Hoek ,1994) et (Hoek, Kaiser et Bawden 1995), le *GSI* est un nombre sans dimension, déterminé empiriquement, qui varie entre 5 et 85, et qui peut être estimé à partir d'un examen de la qualité de la masse rocheuse in situ. La méthode *GSI* s'appuie donc sur une observation directe de la structure du massif rocheux.

La Figure II.11 (Hoek & Brown ,1997) présente les 20 codes qui permettent d'identifier chaque catégorie de masses rocheuses, et d'estimer la valeur du *GSI* à partir des conditions de surface des discontinuités et de leur structure.

(Sonmez et Ulusay ,2002) ont proposé des perfectionnements à la classification *GSI* qu'ils estiment trop approximative. A leur avis, le manque de paramètres permettant de décrire les conditions de surface des discontinuités et la structure de la masse rocheuse empêche d'obtenir des valeurs plus précises du *GSI*. Pour ces raisons, ils ont suggéré l'introduction de deux paramètres additionnels :

➤ *le Surface Condition Rating SCR :*

Cet indice s'obtient par sommation de 3 coefficients décrivant la rugosité, l'altération et le remplissage des joints :

$$SCR = R_r + R_w + R_r \quad \text{II. 28}$$

R_r , R_w et R_r peuvent être estimés à partir du tableau situé en haut à droite de la Figure II.12. La valeur maximale pouvant être atteinte par le *SCR* étant 18, l'axe horizontal de la classification *GSI* a été divisé en 18 intervalles de même longueur.

➤ *le Structure Rating SR :*

La dimension des blocs peut être un indicateur très important du comportement mécanique de la roche : de grands blocs sont en général moins déformables, et moins sujets à des rotations que des blocs plus petits.

La courbe semi-logarithmique située en haut à gauche de la Figure II.12 permet de déduire une valeur du *SR*, à partir de la mesure de la densité volumique des joints (J_v).

A l'aide de ces deux paramètres supplémentaires, Sonmez et Ulusay estiment que l'apport d'informations concernant les propriétés structurales de la roche permettent de déterminer une valeur plus précise pour le *GSI*.

CARACTERISTIQUES DE LA MASSE ROCHEUSE POUR L'ESTIMATION DE LA RESISTANCE 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.		CONDITIONS DE SURFACE TRES BONNES Surfaces fraîches, non-altérées, très rugueuses BONNES Surfaces couleur de fer, rugueuses et légèrement altérées MOYENNES Surfaces lisses, altérées ou moyennement altérées PAUVRES Surfaces aux contours lisses, fortement altérées avec enduit ou remplissage compact de fragments anguleux TRES PAUVRES Surfaces aux contours lisses, fortement altérées avec enduit ou remplissage d'argile plastique				
STRUCTURE		QUALITÉ DÉCROISSANTE				
 FRACTURÉE – masse rocheuse non perturbée, très bien assemblée, constituée de blocs cubiques formés par trois familles de discontinuités orthogonales	AGENCEMENT DES BLOCS ROCHEUX DÉCROISSANT	80				
 TRÈS FRACTURÉE – masse rocheuse partiellement perturbée, bien assemblée, constituée de blocs anguleux à plusieurs facettes formés par au moins quatre familles de discontinuités orthogonales		70	60			
 FRACTURÉE/DESTRUCTURÉE – blocs anguleux formés par plusieurs familles de discontinuités entrecoupées, avec pliures et/ou failles		50	40	30		
 DÉSINTÉGRÉE – masse rocheuse fortement broyée, mal assemblée, avec un mélange de blocs rocheux anguleux et arrondis		20	10			

Figure II-11 : Estimation du GSI à partir d'une description géologique de la masse rocheuse, d'après (Hoek & Brown, 1997).

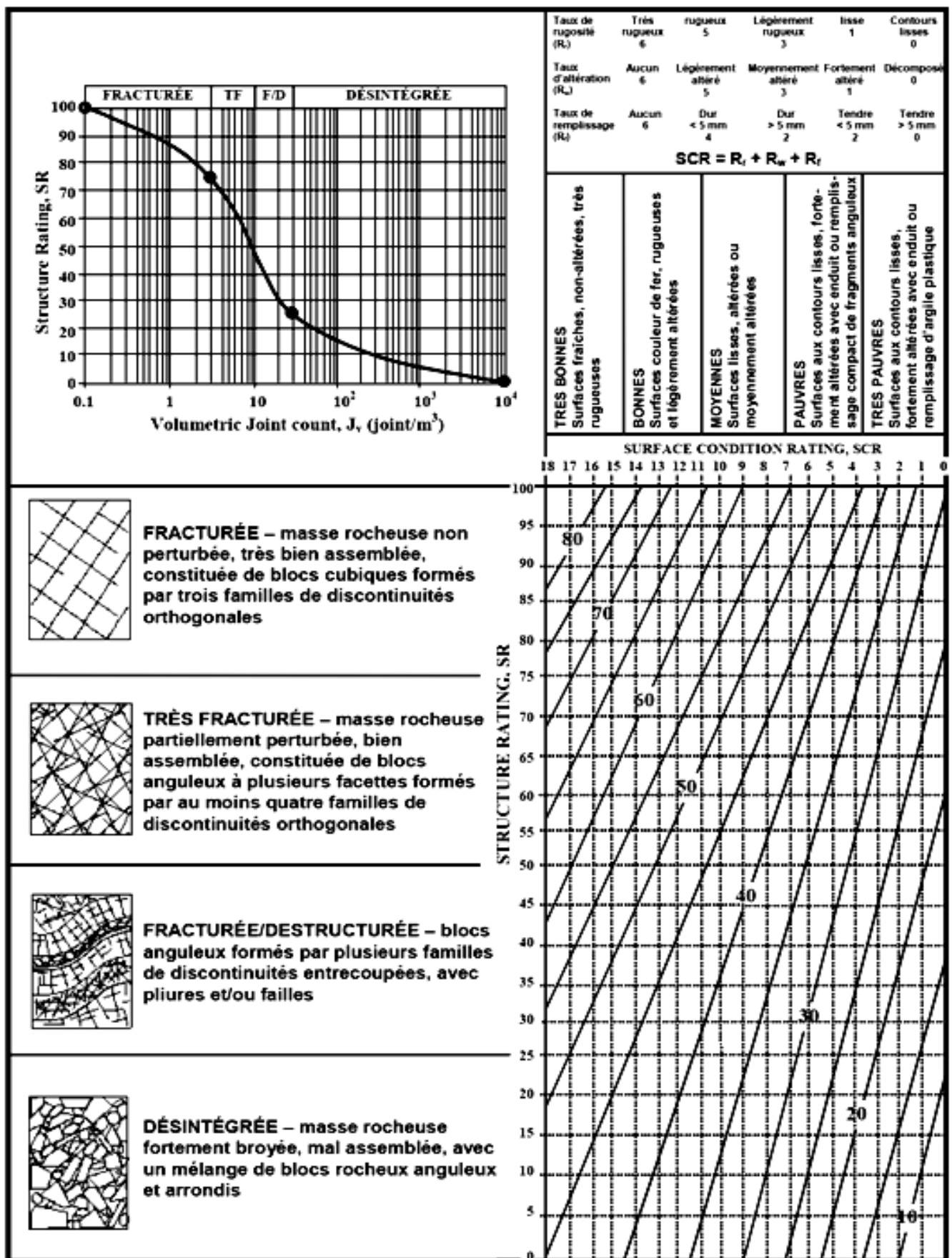


Figure II-12 : Classification GSI modifiée, d'après (Sonmez & Ulusay 2002).

Chapitre 3

Stabilité des versants rocheux

Chapitre 3 Stabilité des versants rocheux

III.1. INTRODUCTION

Les instabilités de falaises rocheuses constituent l'un des risques naturels majeurs en région de montagne. Elles se manifestent généralement de façon brutale sous forme de glissements ou de basculements de masses rocheuses qui entraînent des chutes de blocs et des éboulements à grande énergie cinétique. Les impacts sur le terrain et les constructions peuvent être destructeurs si l'on ne limite pas les risques par des ouvrages de protection judicieusement implantés, conçus et dimensionnés pour dévier ou arrêter les masses en mouvement.

III.2. TYPOLOGIE DES MOUVEMENTS DE TERRAIN

Contrairement aux mouvements de terrains en milieu meuble, les instabilités rocheuses se révèlent être très variées du fait essentiellement du très large éventail de rigidité des matériaux rocheux, mais également de la variété de classes de pentes affectant les massifs, et de l'influence fondamentale des discontinuités.

Selon l'approche qui est menée, la typologie des instabilités rocheuses est très variable d'un auteur à l'autre. Ainsi, on pourra distinguer deux grandes catégories de classification :

- l'approche géologique et géomorphologique ;
- l'approche mécanique.

III.2.2. CLASSIFICATION GEOLOGIQUE ET GEOMORPHOLOGIQUE

Les instabilités rocheuses sont classées selon divers critères.

III.2.2.1. Typologie basée sur la dimension des masses en mouvement

On pourra individualiser les éléments éboulés de la masse totale effondrée (Nédellec & Cruchet, 2003):

a) éléments :

pierres : $V < 1 \text{ dm}^3$

blocs : $0,1 \text{ m}^3 < V < 1 \text{ m}^3$

gros blocs : $V > 1 \text{ m}^3$

b) volume global éboulé :

chute de pierre ou de blocs : $V < 100 \text{ m}^3$

éboulements en masse ou éboulement majeur : $100 \text{ m}^3 < V < 1 000 000 \text{ m}^3$

éboulement en grande masse ou éboulement catastrophique : $V > 1 000 000 \text{ m}^3$

III.2.2.2. Typologie basée sur la cinématique des mouvements

L'échelle suivante est généralement admise :

Très lent : 1 mm/an à 12 mm/an

Lent : 1 mm/mois à 50 mm/mois

Moyen : 1,5 mm/jour à 100 mm/jour

Rapide: 4 mm/h à 10 000 mm/h

Très rapide : 2 500 mm/s à 10 000 mm/s (et plus)

III.2.2.3. Typologie basée sur la morphologie de l'instabilité

Ce mode de classement se rapproche de celui basé sur des fondements mécaniques.

Selon la morphologie de la surface de rupture, divers types d'instabilité seront distingués :

- rupture circulaire ;
- rupture sigmoïde;
- rupture plane ;
- rupture à morphologie mixte ;
- surface de rupture en relation directe avec la structure du massif rocheux.

III.2.2.4. Typologie basée sur la nature des matériaux rocheux

Ces classifications, rarement employées, font généralement la distinction entre roches dures (éboulements en blocs) et roches tendres (phénomènes plus proches des glissements en terrain meuble).

III.2.3. CLASSIFICATION BASEE SUR LES MODES DE RUPTURE

Bien que l'on trouve quelques légères distinctions entre auteurs, les catégories suivantes sont très largement admises:

III.2.3.1. Dégradation superficielle (délitage, desquamation)

il s'agit de décollements superficiels de petits fragments de roche, se traduisant généralement par des chutes de pierres (Figure III.1). Ce délitage est essentiellement lié à l'altération du rocher par la pluie, le gel ou les venues d'eau. Ce phénomène n'est pas toujours anodin vis à vis des mouvements de grande ampleur dans la mesure où le départ de petits blocs peut parfois suffire à déstabiliser des masses beaucoup plus importantes.



Figure III.1: Écroulement rocheux par dislocation interne (Colas & Mogier,1976)

III.2.3.2. Glissement plan

Ce type d'instabilité correspond à un mouvement gravitaire de translation d'un pan de rocher sur une discontinuité plane du massif (fracture, discontinuité stratigraphique, banc sur banc (Figure III.2). Le plan de rupture doit impérativement résurger dans le versant avec un plongement important vers l'aval, pour que le glissement puisse se produire. Les conditions de rupture, qui peuvent être assimilées à un problème en 2 dimensions, sont atteintes lorsque la résistance au frottement sur le plan de rupture est plus faible que les efforts déstabilisateurs.

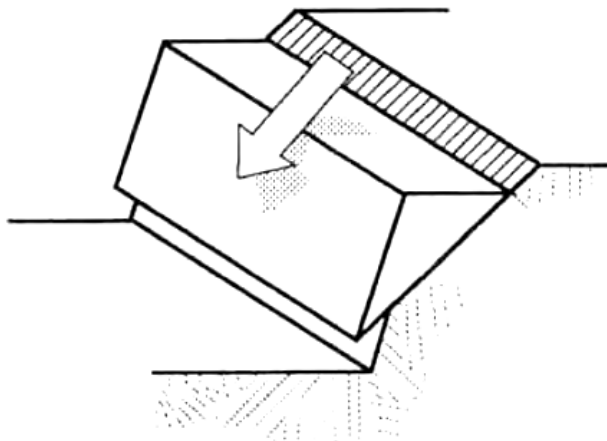


Figure III.2 : Glissement plan (Norrish & Willy,1999)

III.2.3.3. Rupture de pied

Ce type de rupture, généralement assimilée au glissement plan par de nombreux auteurs, est individualisé par (Calvino et al.,2001) dans le guide de conception des parades contre les instabilités rocheuses. Il s'agit alors d'une rupture avec glissement vers l'extérieur de la base d'une écaille ou d'une colonne (Figure III.3).

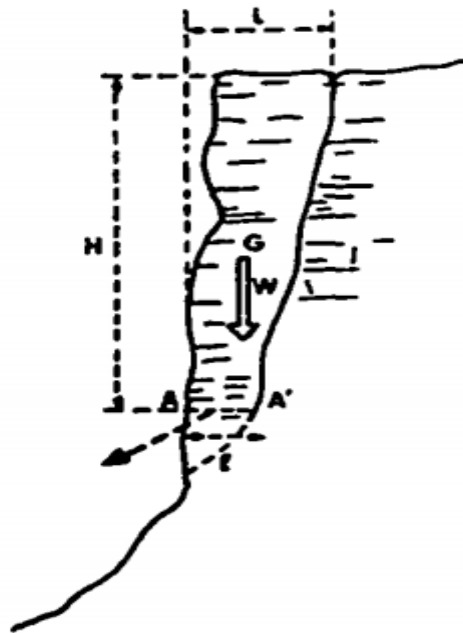


Figure III.3 : Rupture de pied (Homand,1983)

III.2.3.4. Glissement de dièdre (ou en coin) :

Ce type de configuration correspond à une translation d'un compartiment rocheux sur 2 discontinuités planes formant un dièdre (Figure III.4). Comme pour le glissement plan, le dièdre doit recouper le versant avec un plongement aval suffisant. Les efforts déstabilisateurs doivent excéder la résistance au cisaillement sur les plans de glissement pour conduire à une rupture. Ce type de configuration est généralement étudié à l'aide de formules analytiques assez simples.

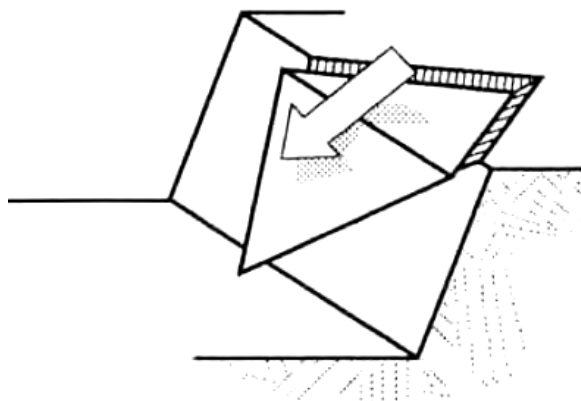


Figure III.4 : Rupture en dièdre (Norrish & Willy, 1999)

III.2.3.5. Rupture de surplomb

Le massif rocheux devient instable lorsque les efforts de traction, de flexion et de cisaillement ne peuvent plus être compensés par la résistance du matériaux (cf. Figure III.5). Une approche purement analytique peut être adoptée pour analyser les mécanismes de rupture.

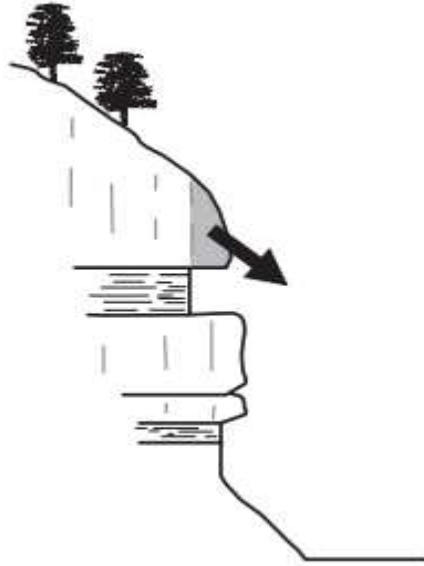


Figure III.5 : Rupture de surplomb (Duncan & Christopher, 2004)

III.2.3.6. Rupture par basculement

Ce type de phénomène se produit lorsque le massif rocheux est découpé par des discontinuités très redressées (schistosités, stratifications, diaclases, failles, fissures de traction, prismes de refroidissement...) et profondes, le structurant en grandes écailles ou colonnes. Ces colonnes présentent donc une géométrie très favorable au basculement. En effet, du fait de leur élancement, un relativement faible effort ou mouvement vers l'aval suffit à les déstabiliser. Le basculement se produit lorsque la projection du centre de gravité de la colonne rocheuse sort du polygone de base.

1) chute de résistance du pied (par présence d'un terrain moins compétent sous le massif rocheux, par fatigue, par fluage, par érosion), ou défaut d'assise (cf Figure III.6). Le terrain à la base de la colonne a tendance à légèrement s'affaisser ce qui favorise le décollement et le basculement du pan de rocher ;

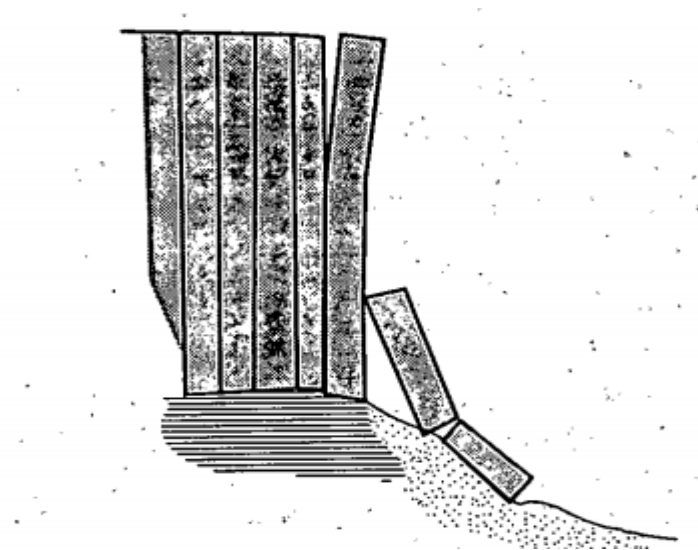


Figure III.6 : Basculement par défaut d'assise (Norrish & Willy,1999)

2) décompression du massif, accompagnée de fissures de traction subverticales, surtout au niveau de la tête de paroi qui n'est pas confinée, ce qui favorise le léger déplacement du massif vers le vide (Figure III.7). Dans certains cas (parois très raides), cela peut suffire à provoquer le basculement d'écaillés ;

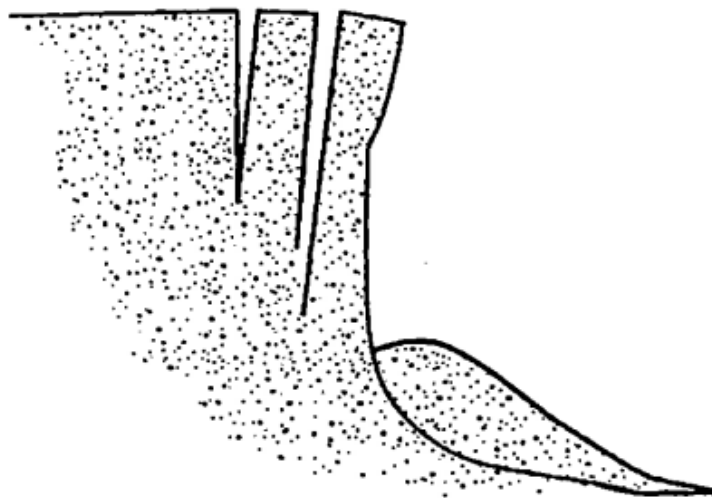


Figure III.7 : Fissures de décompression du massif et basculement (Norrish & Willy,1999)

3) rupture par flexion d'écaillés (Figure III.8) découpées par des discontinuités très redressées entrant dans le massif (très fort pendage vers l'amont) ;

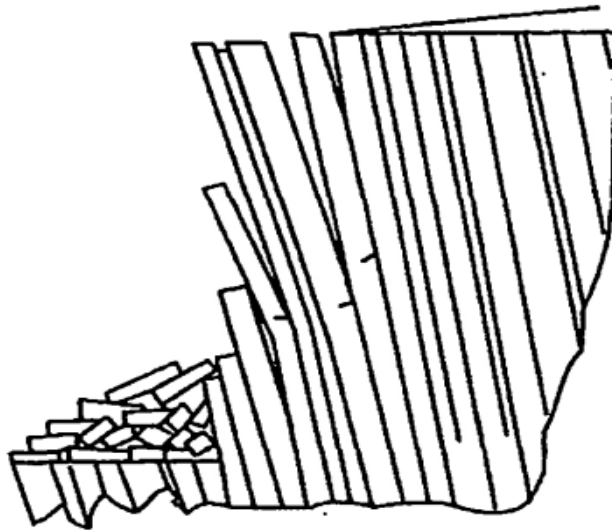


Figure III.8: Basculement par flexion (Norrish & Willy,1999)

4) Développement de surpressions (eau ou glace, voire végétaux) dans les discontinuités à l'arrière du pan de rocher (Figure III.9);

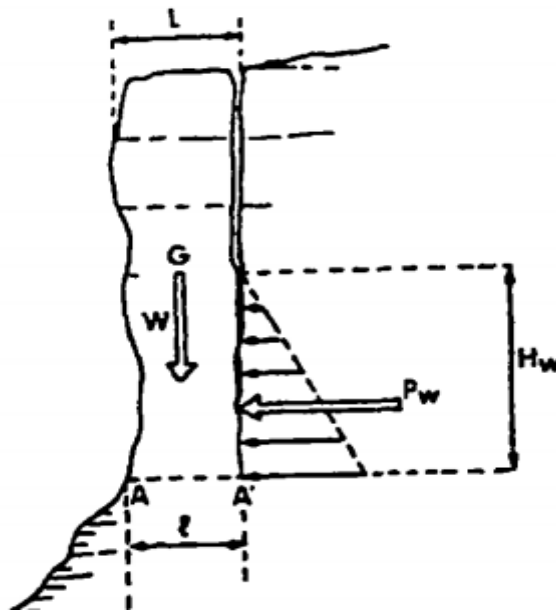


Figure III.9: Basculement par développement de pressions en arrière d'écaillés (Homand,1983)

5) basculement par développement de dévers liés à l'érosion différentielle (cf. Figure III.10);

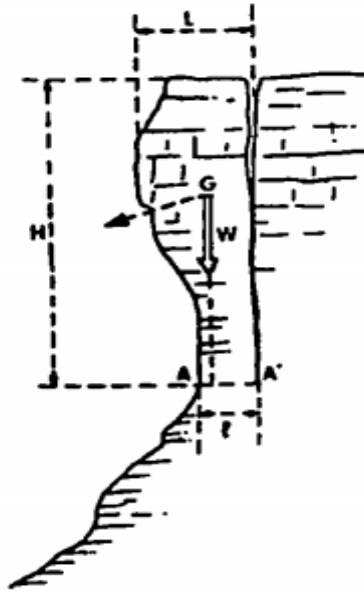


Figure III.10: basculement par développement de dévers (Homand,1983)

6) basculement secondaire par le pied de paroi lorsque le massif rocheux est chargé latéralement par une instabilité plus en amont (Figure III.11);

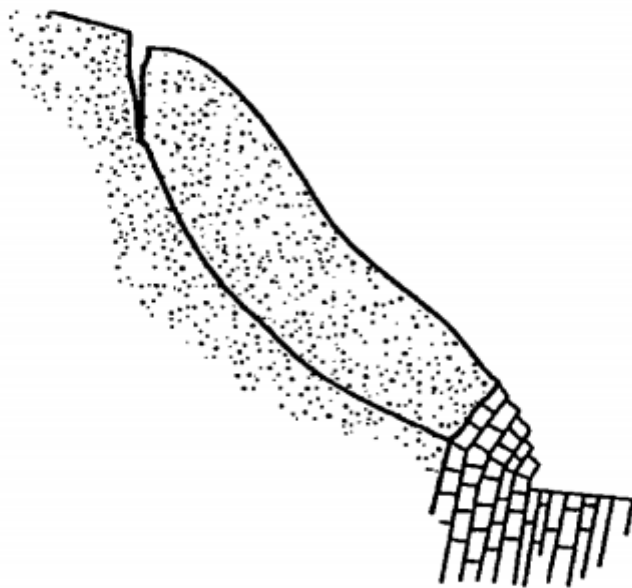


Figure III.11: Basculement secondaire par le pied (Norrish & Willy,1999)

7) basculement secondaire par la tête de paroi lorsque des instabilités amont la recourent (Figure III.12);

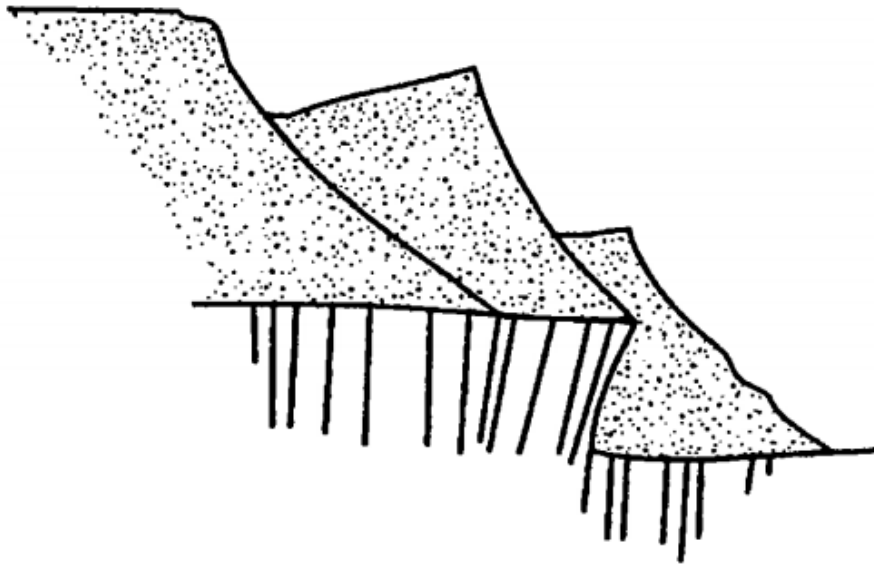


Figure III.12: Basculement secondaire par la tête (Norrish & Willy,1999)

8) Des compartiments rocheux moins élancés peuvent également subir un basculement (Figure III.13). Dans ce cas, la rupture est souvent initiée par un déchaussement aval de ces blocs.

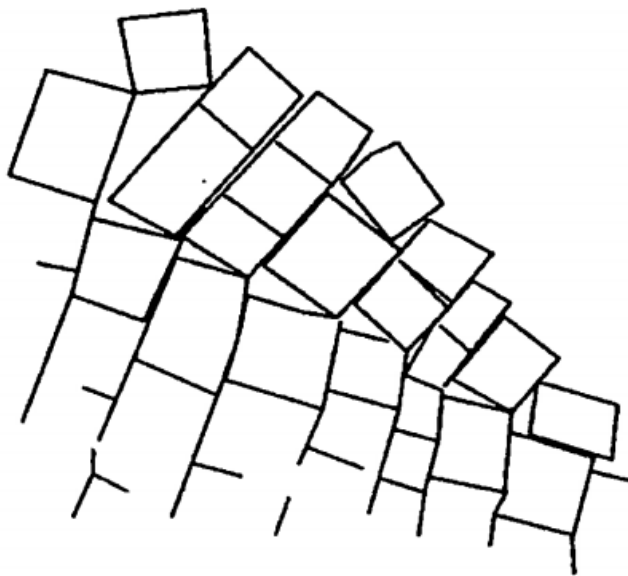


Figure III.13: Basculement de blocs (Norrish & Willy,1999)

III.2.3.7. Fauchage

La plupart des auteurs assimilent le fauchage au basculement. Cependant, mais il y a des auteurs qui font cette distinction. Il s'agit d'un basculement, en direction de la vallée, d'un ensemble d'écaillés séparées par des discontinuités à fort pendage, s'amortissent avec la profondeur (Figure III.14).

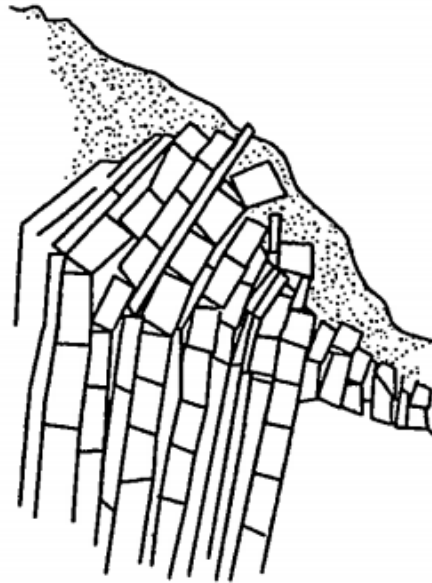


Figure III.14 : Fauchage (Norrish & Willy,1999)

III.2.3.8. Flambement

Ce phénomène est trop souvent confondu avec le basculement. Le flambement est un phénomène purement gravitaire, la rupture étant provoquée généralement en pied de colonne par le seul effet du poids de l'écaillé rocheuse (Figure III.15).

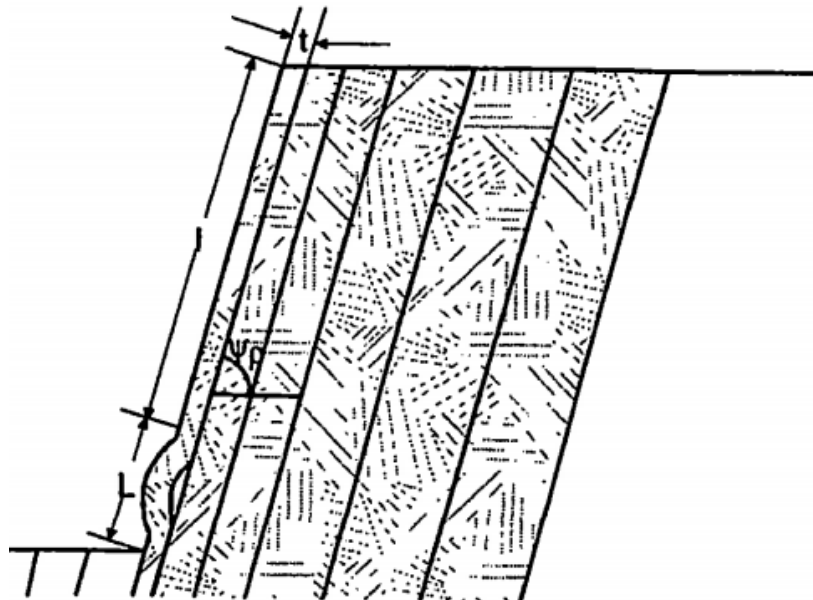


Figure III.15: Flambement (Norrish & Willy,1999)

III.2.3.9. Glissement pseudo-circulaire

Ce type de rupture affecte généralement les roches tendres ou très altérées se rapprochant du comportement des terrains meubles (Figure III.16).

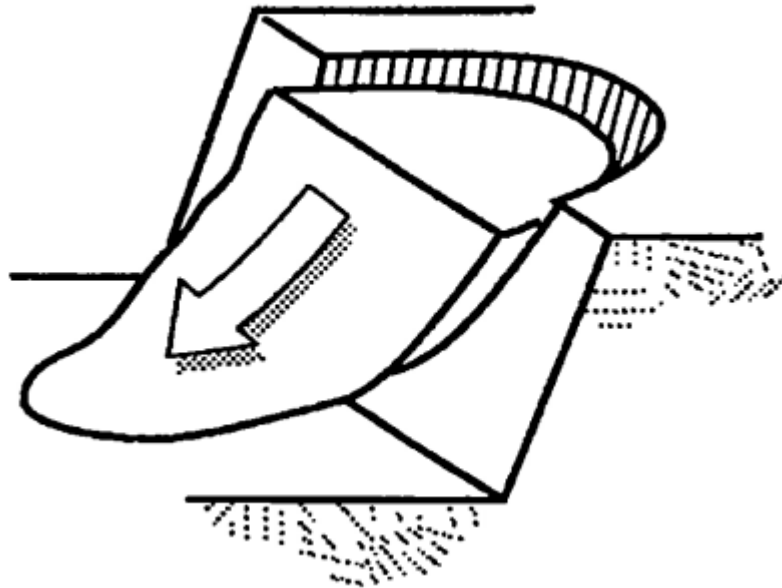


Figure III.16: Glissement pseudo-circulaire (Norrish & Willy, 1999)

III.3. LES MECANISMES D'INSTABILITES

Les principaux facteurs responsables de l'instabilité sont répertoriés en deux catégories. On distingue :

- les facteurs intrinsèques, c'est-à-dire les facteurs de prédisposition d'un site aux instabilités (relief, nature géologique des terrains, etc.),
- les facteurs aggravants ou dégradants, comme les précipitations par exemple, qui peuvent jouer le rôle de facteurs déclenchants (Jeannin, 2005).

III.3.1. Les facteurs intrinsèques

Les facteurs intrinsèques, ou de prédisposition, regroupent l'ensemble des caractéristiques, propres au massif rocheux. On distingue :

- **la topographie en falaise**, ou l'existence de reliefs rocheux fissurés ou hétérogènes dominant les pentes, qui est le résultat de la nature géomorphologique du massif. Le risque d'éboulement est d'autant plus important que la pente du versant est raide (pour les falaises, la pente est proche de la verticale).
- **la nature lithologique des formations géologiques**. Les comportements mécaniques des roches seront différents en fonction de leur nature. De plus, à l'air libre et sous l'action des eaux

météoriques, les roches tendres (argiles, marnes, ...) s'érodent beaucoup plus facilement que des roches dures comme les calcaires.

- ***l'histoire tectonique du secteur.*** Les massifs rocheux ont subi de fortes sollicitations tectoniques au cours de leur histoire géologique. Les discontinuités d'origine tectonique (fractures, failles, diaclases) affectent essentiellement des roches cohérentes, et jouent un rôle déterminant dans la stabilité des falaises, puisqu'elles constituent des surfaces de faiblesse du massif qui guident la rupture.
- ***les caractéristiques structurales et géomécaniques des discontinuités.*** Les différentes discontinuités structurales découpent le massif en un agencement de blocs plus ou moins instables en fonction de l'orientation, de l'espacement et de la continuité des familles de discontinuités. La géométrie des différentes discontinuités détermine une orientation favorable ou non à la stabilité du massif.

Par exemple la stratification sera favorable si elle est inclinée vers l'intérieur du versant.

III.3.2. Les facteurs aggravants ou dégradants

Les facteurs aggravants ou dégradant regroupent l'ensemble des éléments externes agissant sur la roche, ou sur le massif rocheux. Ils contribuent, à plus ou moins long terme, à augmenter de façon irréversible le degré d'instabilité du massif (apparition de nouvelles fissures, détérioration/altération des discontinuités existantes, altération de surface, érosion) (**Jeannin, 2005**).

- ***l'eau***, qui détermine l'hydrogéologie d'un massif. En fonction du temps, les précipitations et les écoulements permanents conduisent au développement de pressions interstitielles qui modifient l'état de contrainte, à l'altération physico-chimique, et à des actions mécaniques (abrasion, érosion, et transport de particules).
- ***la température***, qui est à l'origine de cycles journaliers et saisonniers qui déforment la roche (dilatation, contraction). La présence d'eau accompagnée de températures froides donne naissance à des cycles de gel-dégel particulièrement actifs mécaniquement dans l'ouverture de discontinuités.
- ***la sismicité locale***. Les vibrations provoquées par les séismes peuvent être à l'origine de la propagation des fractures, de la mobilisation de blocs instables, ou d'une phase d'accélération du versant pouvant conduire à rupture.
- ***les actions anthropiques*** comme les vibrations dues à l'usage d'explosifs (tirs de carrières), et les modifications de l'équilibre naturel des pentes comme le remblaiement en tête de versant qui accentue les forces motrices, ou encore l'excavation en pied de pente qui réduit les forces résistantes (déblais, creusement de route).

III.4. STABILITE EN EQUILIBRE LIMITE

Les pentes rocheuses peuvent glisser dans divers modes, tels que plan, coin, renversement ou rupture circulaire .

Pour les analyses de stabilité des pentes rocheuses, les méthodes d'analyses l'équilibre d'une masse rocheuse potentiellement instable en comparant les forces entraînant la rupture de la masse rocheuse (c'est-à-dire les forces motrices, R_t) le long de la surface de rupture et les forces résistant au mouvement de la masse rocheuse (c'est-à-dire les forces de résistance T_{max}) (Figure III.18). Le rapport de T_{max} à R_t est appelé le facteur de sécurité contre le glissement (F_s).

- *les forces motrices* : forces actives qui tendent à provoquer le déplacement d'un volume de roche ou de sol. Il s'agit de la composante tangentielle du poids (W_t), des pressions hydrostatiques de l'eau, des sollicitations dynamiques comme un séisme, du gel qui tend à élargir les fissures, et d'une surcharge (une augmentation de la masse M entraîne une augmentation de sa composante tangentielle W_t).
- *et les forces résistantes* : qui dépendent de la résistance des matériaux ou des discontinuités (mobilisation de la friction par la composante normale du poids, cohésion et angle de frottement de la surface de contact, effet de butée en pied de falaise, ...).

$$F_s = \frac{\text{Forces résistantes maximales}}{\text{Forces motrices}} \quad \text{III.1}$$

avec T_{max} la résistante maximale au cisaillement, et R_t la composante tangentielle des forces actives.

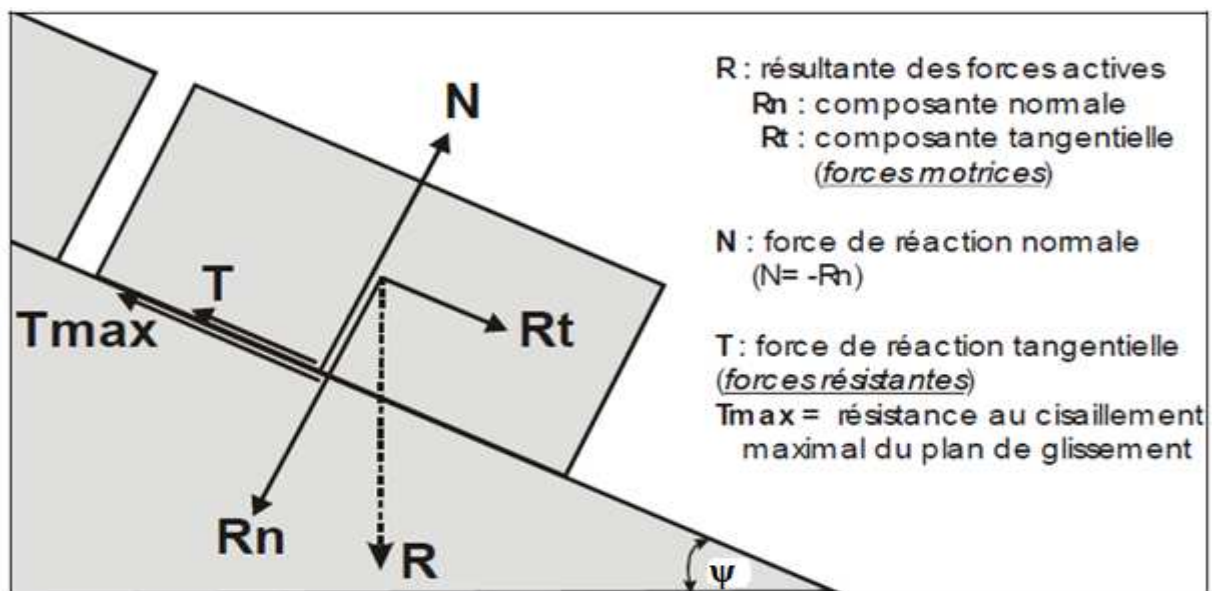


Figure III.18 : Bilan des forces pour l'étude de la stabilité d'un bloc rocheux (Jeannin,2005)

- si $T_{max} < R_t$, alors $F < 1$: il y a instabilité,

- si $T_{max} = R_t$, alors $F = 1$: c'est l'équilibre limite,
- si $T_{max} > R_t$, alors $F > 1$: il y a stabilité du bloc.

En terme de forces, on peut écrire que :

$$T_{max} = c \cdot A + N \cdot \tan \phi \quad III.2$$

où ϕ est l'angle de frottement, c est la cohésion, A la surface du plan de glissement, et $\|N\| = \|R_n\|$.
En terme de contraintes, on obtient :

$$\tau_{max} = c + \sigma_N \cdot \tan \phi \quad III.3$$

où τ_{max} est la contrainte cisailante maximale, et σ_N la contrainte normale. Dans le cas où seul le poids (noté W) intervient dans l'équilibre des forces, on a :

$$FS = \frac{T_{max}}{R_t} = \frac{N \cdot \tan \phi + c \cdot A}{W \cdot \sin \psi} = \frac{W \cdot \cos \psi \cdot \tan \phi + c \cdot A}{W \cdot \sin \psi} = \frac{\tan \phi}{\tan \psi} + \frac{c \cdot A}{W \cdot \sin \psi} \quad III.4$$

où: c = cohésion de la surface de rupture; ϕ = angle de frottement interne de la surface de rupture; A = surface de rupture de la masse rocheuse; W = poids de la masse rocheuse; ψ = angle d'inclinaison de la roche.

Si la cohésion est nulle ($c = 0$), c'est à dire si le plan de glissement ne possède aucune résistance à la traction :

$$FS = \frac{\tan \phi}{\tan \psi} \quad III.5$$

Il y aura donc instabilité si la pente ψ est supérieure à l'angle de frottement ϕ ($F < 1$).

III.4.1. ANALYSE TRANSLATIONNELLE

Les solutions d'équilibre limite pour les ruptures planes et en coin ont été largement utilisées pour évaluer les instabilités des pentes rocheuses à discontinuité contrôlée. Supposent un glissement translationnel d'un corps rigide le long d'un plan ou le long de l'intersection de deux plans dans le cas d'un coin. Étant donné que le bloc coulissant ne subit aucune rotation rigide du corps, toutes les forces passent à travers le centre de gravité du bloc. De plus, comme dans toutes les solutions d'équilibre limite, on suppose que tous les points le long du ou des plans de glissement sont au bord de la rupture (*Duncan & Christopher, 2004*).

III.4.1.1. Glissement plan

Les géométries des pentes et les conditions des eaux souterraines considérées dans cette analyse sont définies sur la figure III.19, qui montre deux géométries comme suit:

- (a) des pentes présentant une fissure de tension dans la surface supérieure; et
- (b) les pentes avec une fissure de tension dans la face.

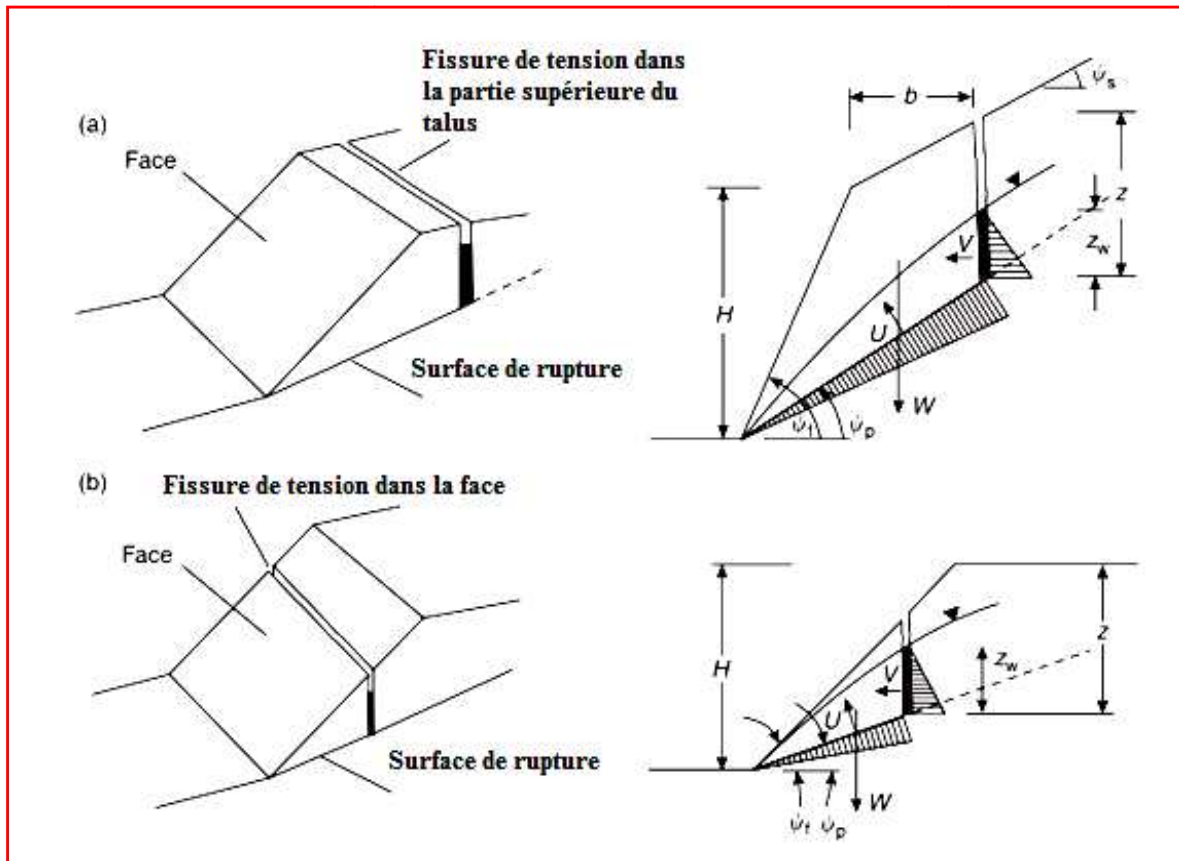


Figure III.19 : Géométries de rupture de pente plane: (a) fissure de tension dans la partie supérieure du talus; (b) fissure de tension dans la face (Duncan & Christopher ,2004).

Lorsque la surface supérieure est horizontale ($\psi_s = 0$) , la transition d'une condition à une autre se produit lorsque la fissure de tension coïncide avec la crête de la pente, c'est-à-dire lorsque

$$\frac{z}{H} = (1 - \cot \psi_f \tan \psi_p) \quad \text{III.6}$$

où z est la profondeur de la fissure de tension, H est la hauteur de la pente, ψ_f est l'angle de la face de la pente et ψ_p est le pendage du plan de glissement. Les hypothèses suivantes sont formulées dans l'analyse des ruptures de plan:

- (a) La surface de glissement et la fissure de tension sont parallèles à la pente.
- (b) La fissure de tension est verticale et est remplie d'eau jusqu'à une profondeur z_w .
- (c) L'eau pénètre dans la surface de glissement le long de la base de la fissure de tension et s'infiltre le long de la surface de glissement.
- (d) Les forces W (le poids du bloc glissant), U (force de soulèvement due à la pression de l'eau sur la surface de glissement) et V (force due à la pression de l'eau dans la fissure de tension) agissent toutes à travers le centre de gravité de la masse glissante .

(e) La résistance au cisaillement τ de la surface de glissement est définie par la cohésion c et l'angle de frottement ϕ qui sont liés par l'équation $\tau = c + \sigma \tan \phi$.

Le facteur de sécurité pour la rupture plan est calculé en résolvant toutes les forces agissant sur la pente en composantes parallèles et normales au plan de glissement. La somme vectorielle des forces de cisaillement, S agissant le long du plan est appelée la force motrice. Le produit des forces normales totales, N et de la tangente de l'angle de frottement ϕ , plus la force de cohésion est appelé la force de résistance. Le coefficient de sécurité FS du coulisseau est le rapport des forces résistantes aux forces motrices et se calcule comme suit:

$$FS = \frac{\text{Forces résistantes}}{\text{Forces motrices}} \quad III.7$$

$$FS = \frac{cA + \sum N \tan \phi}{\sum S} \quad III.8$$

où c est la cohésion et A est l'aire du plan de glissement. Sur la base du concept illustré dans les équations (III.7) et (III.8), le facteur de sécurité pour les configurations de pente illustrées à la **figure 6.3** est donné par:

$$FS = \frac{cA + (W \cos \psi_p - U - V \sin \psi_p) \tan \phi}{V \cos \psi_p + W \sin \psi_p} \quad III.9$$

où A est donné par:

$$A = (H + b \tan \psi_s - z) / \cos \psi_p \quad III.10$$

La hauteur de la pente est H , la profondeur de la fissure de tension est z et elle est située à une distance b derrière la crête de la pente. Le pendage de la pente au-dessus de la crête est de ψ_s . Lorsque la profondeur de l'eau dans la fissure de tension est z_w , les forces de l'eau agissant sur le plan de glissement U et dans la fissure de tension V sont données par:

La force motrice de l'eau:

$$V = \frac{1}{2} \gamma_w z_w^2 \quad III.11$$

la pression de l'eau le long du plan de glissement:

$$U = \frac{1}{2} \gamma_w z_w A \quad III.12$$

où γ_w est le poids unitaire de l'eau. Les poids du bloc glissant W pour les deux géométries représentées sur la figure III.19 sont donnés par les équations (III.13) et (III.14). Pour la fissure de tension dans la surface de la pente supérieure inclinée (Figure III.19 (a)):

$$W = \gamma_r \left[(1 - \cot \psi_f \tan \psi_p) \left(bH + \frac{1}{2} H^2 \cot \psi_f \right) + \frac{1}{2} b^2 (\tan \psi_s - \tan \psi_p) \right] \quad III.13$$

et, pour la fissure de tension dans la face de la pente (Figure III.19 (b)).

$$W = \frac{1}{2} \gamma_r H^2 \left[\left(1 - \frac{z}{H} \right)^2 \cot \psi_p \times (\cot \psi_p \tan \psi_f - 1) \right] \quad III.14$$

où γ_r est le poids unitaire de la roche. La figure III.19 et les équations (III.9) - (III.14) illustrent que la géométrie d'une rupture plane et les conditions de l'eau souterraine peuvent être complètement définies par quatre dimensions (H , b , z et z_w) et par trois angles (ψ_f , ψ_p et ψ_s). Ces modèles simples, ainsi que les concepts des eaux souterraines, des boulons et des mouvements sismiques du sol discutés dans les sections suivantes, permettent d'effectuer des calculs de stabilité pour une grande variété de conditions.

Surface sans cohésion ($c = 0$), pente sèche ($U = V = 0$), le facteur de sécurité devient:

$$FS = \frac{\tan \phi}{\tan \Psi_p} \quad III.15$$

Dans le cas de présence des forces externes :

L'installation d'ancrage tendu consiste à percer un trou s'étendant sous le plan de glissement, à installer un boulon d'ancrage ou un câble toronné qui est collé dans la partie stable de la pente, puis à tendre l'ancrage contre la face (Figure III.20).

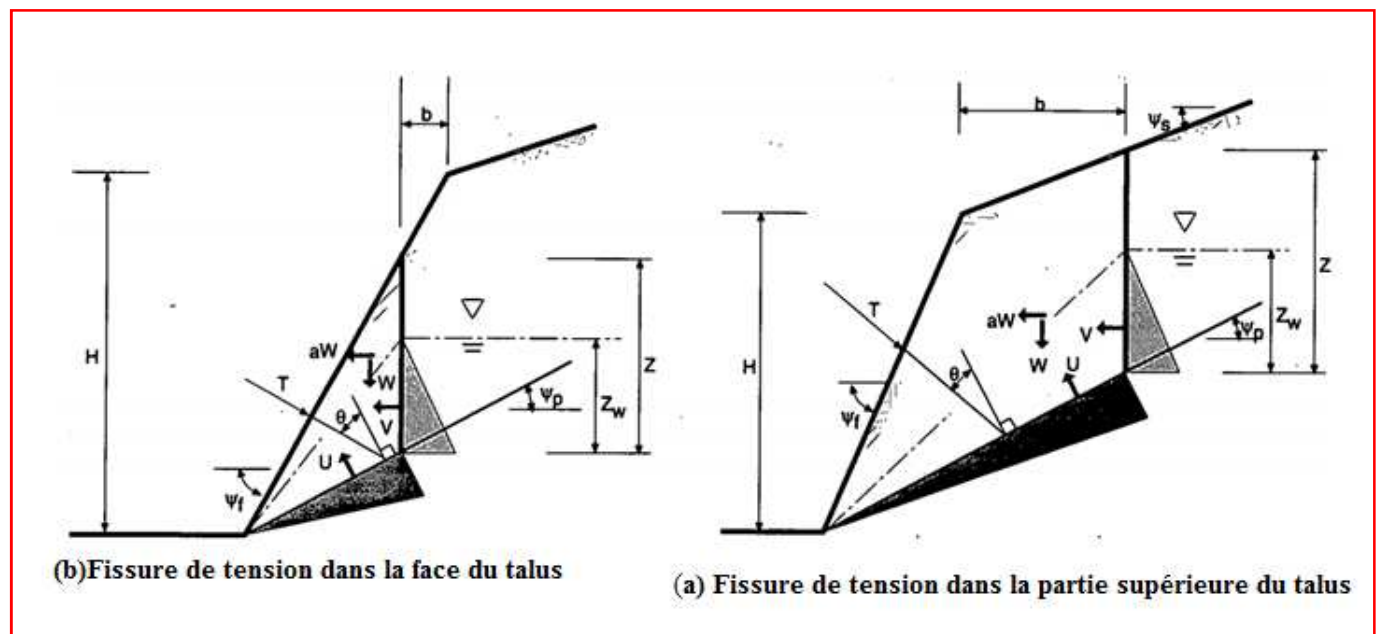


Figure III.20 : Géométries de rupture de pente plane avec présence des forces externes: (a) fissure de tension dans la partie supérieure du talus; (b) fissure de tension dans la face (Norrish & Willy,1999).

La tension dans l'ancre T modifie les forces normales et de cisaillement agissant sur le plan de glissement, et le coefficient de sécurité de la pente ancrée est donné par:

$$FS = \frac{[cA + (W (\cos \psi_p - a \sin \psi_p) - U - V \sin \psi_p + T \cos \theta) \tan \phi]}{[V \cos \psi_p - T \sin \theta + W (\sin \psi_p + a \cos \psi_p)]} \quad III.16$$

a = accélération horizontale, explosion ou chargement sismique;

T = tension dans les boulons ou les câbles;

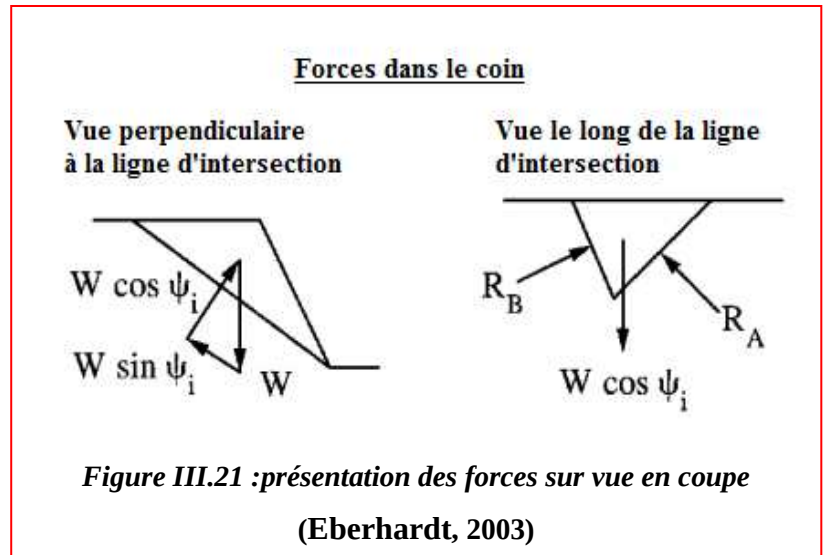
III.4.1.2. Glissement en coin

La géométrie du coin pour analyser la mécanique de base du glissement est définie à la figure III.21 & III.22. Dans le cas où l'angle de frottement est le même pour les deux plans:

$$FS = \frac{(R_A + R_B) \tan \phi}{W \sin \psi_i} \quad III.17$$

avec:

$$R_A + R_B = \frac{W \cos \psi_i \sin \beta}{\sin(0.5\delta)} \quad III.18$$



Où: FS = facteur de sécurité

φ = angle de friction

ψ_i = pendage de la ligne d'intersection

ψ_{fi} = pendage de la face de pente

W = poids du bloc

β, δ = facteurs de géométrie de coin

où R_A et R_B sont les réactions normales fournies par les plans A et B comme illustré à la figure III.21, et la composante du poids agissant le long de la ligne d'intersection est (W sin ψ_i).

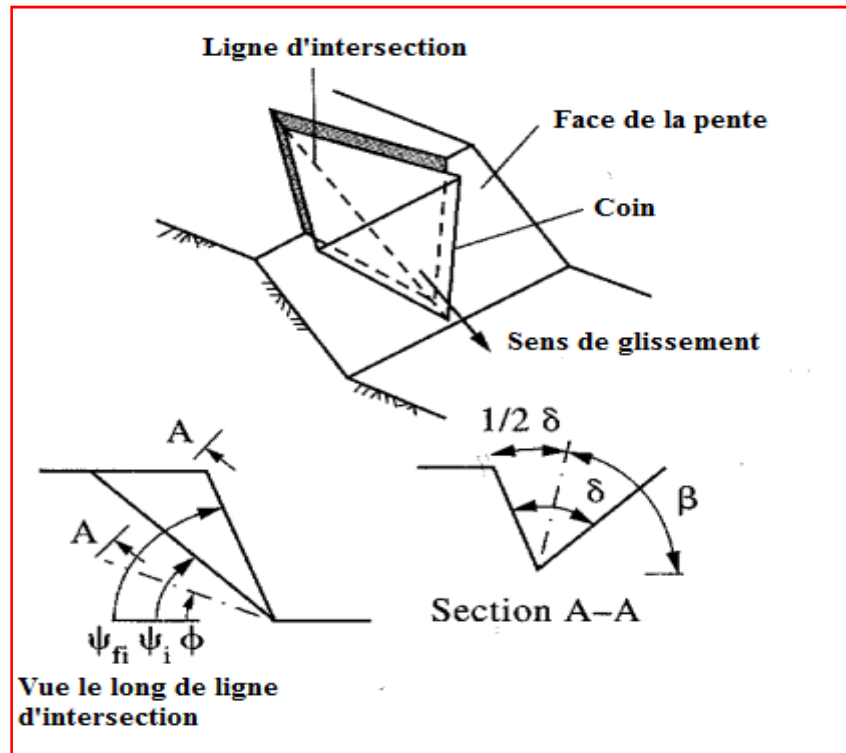


Figure III.22: Solution d'équilibre limite pour la rupture de coin dans des conditions sèches et avec une résistance au frottement uniquement (Eberhardt, 2003).

Les forces R_A et R_B sont trouvées en les résolvant en composantes normales et parallèles à la direction le long de la ligne d'intersection (voir Fig. III.22) comme suit:

$$R_A \sin\left(\beta - \frac{1}{2}\delta\right) = R_B \sin\left(\beta + \frac{1}{2}\delta\right) \quad \text{III.19}$$

$$R_A \cos\left(\beta - \frac{1}{2}\delta\right) + R_B \cos\left(\beta + \frac{1}{2}\delta\right) = W \cos \psi_i \quad \text{III.20}$$

III.4.2. ANALYSE ROTATIONNELLE

La forme réelle de la surface de glissement «circulaire» est influencée par les conditions géologiques de la pente. Par exemple, dans une masse rocheuse homogène, faible ou altérée, ou dans un remblai rocheux, la rupture se formera probablement sous la forme d'une surface peu profonde et de grand rayon s'étendant d'une fissure de tension près de la crête jusqu'au pied de la pente (figure III.23).

Cela contraste avec les ruptures des matériaux à haute cohésion et à faible friction tels que les argiles où la surface peut être plus profonde avec un rayon plus petit qui peut sortir au-delà du pied de la pente (Norrish & Willy, 1999).

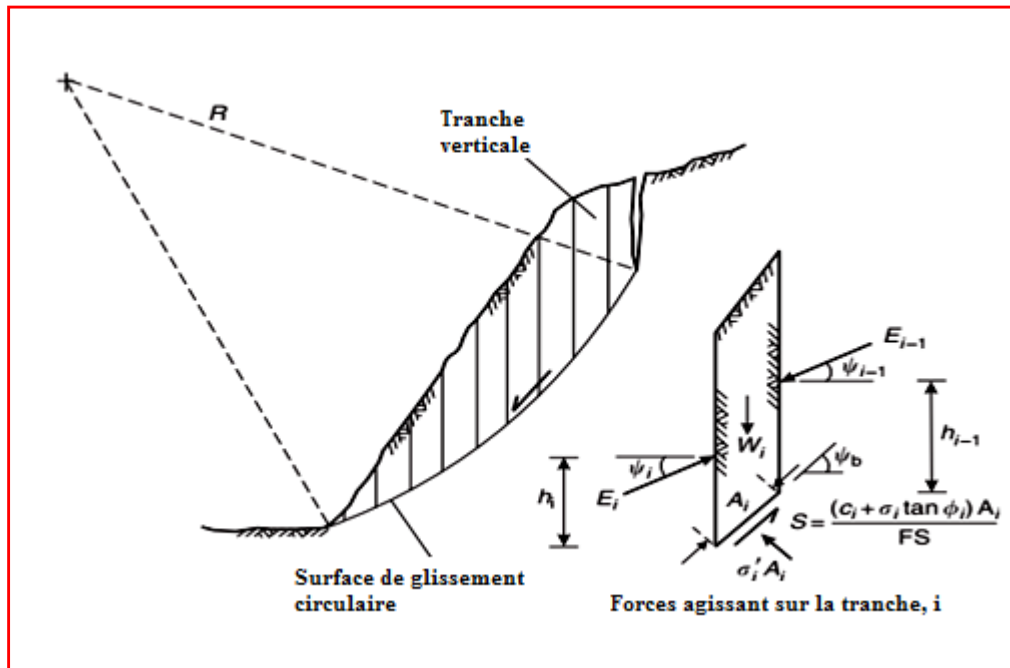


Figure III.23 : Surface de glissement circulaire à grand rayon en matériau homogène et faible (Duncan & Christopher ,2004)

La figure III.24 montre un exemple de conditions dans lesquelles la forme de la surface de glissement est modifiée par la géologie de la pente.

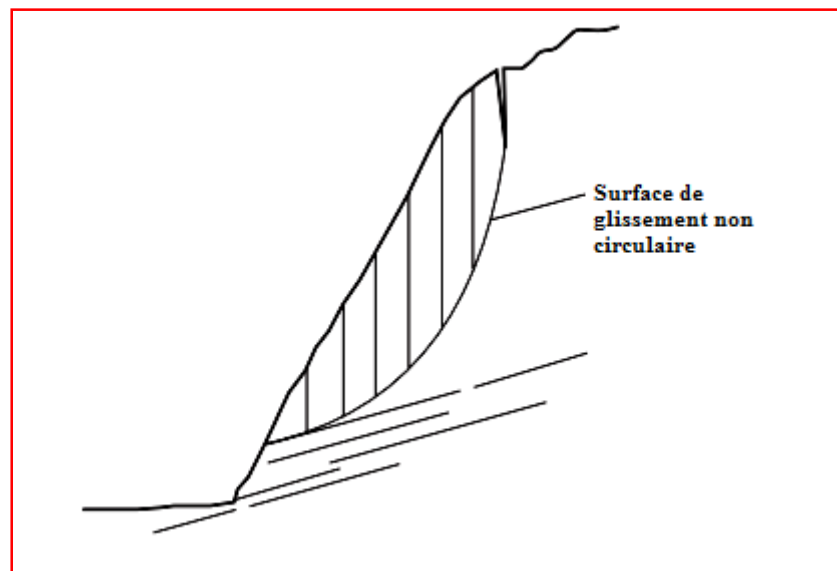


Figure III.24 : Surface de glissement non circulaire en matériau superficiel faible avec une roche plus solide à la base (Duncan & Christopher ,2004)

L'analyse de stabilité de la rupture circulaire est effectuée en utilisant la procédure d'équilibre limite similaire à celle décrite pour les glissement planes et en coin. Cette procédure consiste à comparer la

résistance au cisaillement disponible le long de la surface de glissement avec la force requise pour maintenir la pente en équilibre.

$$S = \frac{(c_i + \sigma_i \tan \phi_i) A_i}{FS} \quad \text{III.21}$$

L'application de cette procédure aux ruptures circulaires implique la division de la pente en une série de tranches qui sont généralement verticales, mais peuvent être inclinées pour coïncider avec certaines caractéristiques géologiques. La base de chaque tranche est inclinée selon l'angle ψ_b et a une aire **A**. Dans le cas le plus simple, les forces agissant sur la base de chaque tranche sont la résistance au cisaillement **S** due à la résistance au cisaillement de la roche (cohésion **c**; angle de frottement ϕ), et les forces **E** (angle de pendage ψ ; hauteur **h** au-dessus de la base) agissant sur les côtés de la tranche (voir détail figure III.23).

Les différentes procédures d'analyse d'équilibre limite font soit des hypothèses pour faire l'équilibre entre connu et inconnu, soit elles ne satisfont pas à toutes les conditions d'équilibre. Par exemple, la méthode Spencer suppose que l'inclinaison des forces latérales est la même pour chaque tranche, tandis que les méthodes **Fellenius** et **Bishop** ne satisfont pas à toutes les conditions d'équilibre. Le facteur de sécurité de la rupture circulaire basé sur l'analyse d'équilibre limite est défini comme et en réarrangeant cette équation, nous avons

$$\tau_e = \frac{c + \sigma \tan \phi}{FS} \quad \text{III.22}$$

La méthode de résolution du facteur de sécurité consiste à utiliser un processus itératif dans lequel une estimation initiale est faite pour FS, et celle-ci est affinée à chaque itération.

III.4.2.1. Méthode de tranches de Bishop et Janbu

Les géométries des surfaces de pente et de glissement et les équations pour la détermination du facteur de sécurité par la méthode simplifiée des tranches de Bishop (1955) et la méthode modifiée des tranches de Janbu (1954) sont données dans les figures III.25 et III.26 respectivement.

La méthode de Bishop suppose une surface de glissement circulaire et que les forces latérales sont horizontales; l'analyse satisfait les forces verticales et l'équilibre global des moments. La méthode Janbu permet une surface de glissement de n'importe quelle forme et suppose que les forces latérales sont horizontales et égales sur toutes les tranches; l'analyse vérifie l'équilibre vertical des forces (**Eberhardt, 2003**).

La méthode de Janbu donne des facteurs de sécurité raisonnables lorsqu'elle est appliquée à des surfaces de glissement peu profondes (qui sont typiques dans la roche avec un angle de frottement supérieur à 30°).

et en enrochement), mais elle est gravement erronée et devrait ne pas utiliser pour les surfaces de glissement profondes dans des matériaux à faible angle de friction.

a. Méthode simplifiée de Bishop:

Le facteur de sécurité :

$$FS = \frac{\sum X / (1 + Y/FS)}{\sum Z + Q} \quad III.23$$

avec:

$$X = [c + (\gamma_r h - \gamma_w h_w) \tan \phi] (\Delta x / \cos \psi_b)$$

$$Y = \tan \psi_b \times \tan \phi$$

$$Z = \gamma_r \times h \times \Delta x \sin \psi_b$$

$$Q = \frac{1}{2} \gamma_w \times Z^2 \times (\alpha / R)$$

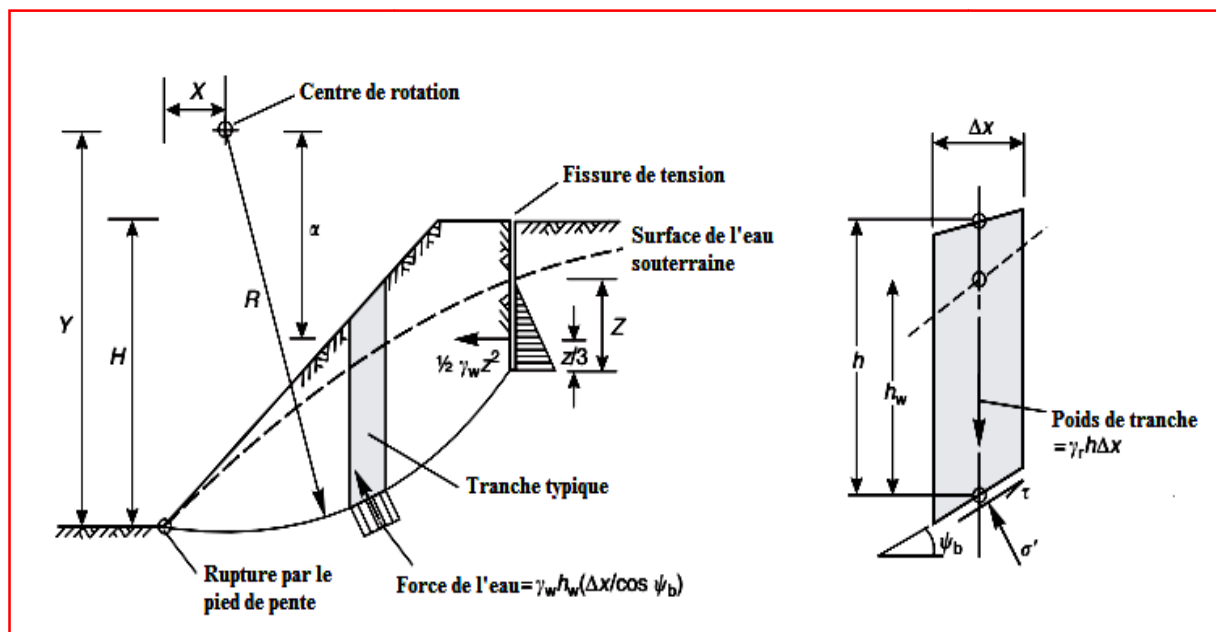


Figure III.25 : Méthode simplifiée de Bishop de tranches pour l'analyse de la rupture non circulaire dans les pentes découpées dans des matériaux dans lesquels la rupture est définie par le critère de rupture de Mohr-Coulomb (Duncan & Christopher ,2004)

- angle de base ψ_b ;
- le poids de chaque tranche **W** est donné par le produit de la hauteur verticale **h**, du poids unitaire γ_r de la roche ou du sol et de la largeur de la tranche Δx : $W = (h\gamma_r\Delta x)$
- la pression de montée de l'eau **U** à la base de chaque tranche est donnée par le produit de la hauteur h_w à la surface phréatique, du poids unitaire γ_w de l'eau et de la largeur de la tranche Δx , soit $U = (h_w\gamma_w\Delta x)$

Remarque: l'angle ψ_b est négatif en glissant vers le haut

Les conditions suivantes doivent être remplies pour chaque tranche:

$$\sigma' = \frac{\gamma_r h - \gamma_w h_w - c(\tan \psi_b / FS)}{1 + Y/FS} \quad III.24$$

$$\cos \psi_b (1 + Y/FS) > 0.2 \quad III.25$$

b. Méthode modifiée de Janbu:

Le facteur de sécurité:

$$FS = \frac{f_0 \sum X / (1 + Y/FS)}{\sum Z + Q} \quad III.26$$

avec:

$$X = [c + (\gamma_r h - \gamma_w h_w) \tan \phi] (1 + \tan^2 \psi_b) \Delta x$$

$$Y = \tan \psi_b \tan \phi$$

$$Z = \gamma_r h \Delta x \sin \psi_b$$

$$Q = \frac{1}{2} \gamma_w Z^2$$

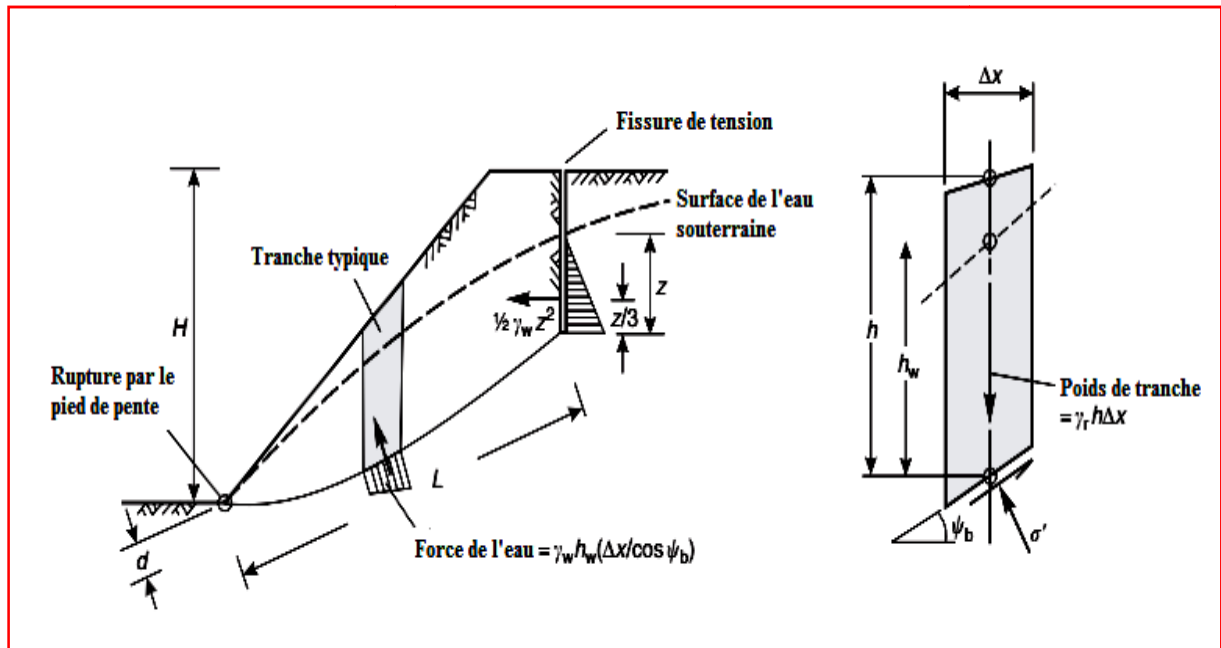


Figure III.26 : Méthode de tranches modifiée de Janbu pour l'analyse de la rupture non circulaire dans les pentes découpées dans des matériaux dans lesquels la rupture est définie par le critère de rupture de Mohr-Coulomb (Duncan & Christopher ,2004)

La formule donne un facteur de correction f_0 , qui est utilisé pour calculer le facteur de sécurité au moyen de la méthode Janbu. Ce facteur tient compte des forces inter-coupes résultant de la forme de la surface de glissement supposée dans l'analyse de Janbu.

Remarque: l'angle ψ_b est négatif en glissant vers le haut

Facteur de correction approximatif f_0 est donné comme suite:

$$f_0 = 1 + K(d/L - 1.4(d/L)^2) \quad \text{III.27}$$

Pour

$$c' = 0 ; K = 0.31$$

$$c' > 0, \quad \phi' > 0 ; K = 0.50$$

III.4.3. ANALYSE DE RENVERSEMENT

Il existe également des outils pour les modes de défaillance à basculement direct (de même, des solutions existent pour le basculement en flexion, mais comme ces défaillances impliquent des déformations de blocs internes, elles sont mal traitées à l'aide de techniques d'équilibre limite). Le basculement direct se produit lorsque le centre de gravité d'un bloc discret se trouve en dehors du contour de la base du bloc, avec pour résultat qu'un moment critique de renversement se développe. D'autres considérations incluent la possibilité que le bloc glisse ou que le glissement et le basculement se produisent simultanément (Fig.III. 27).

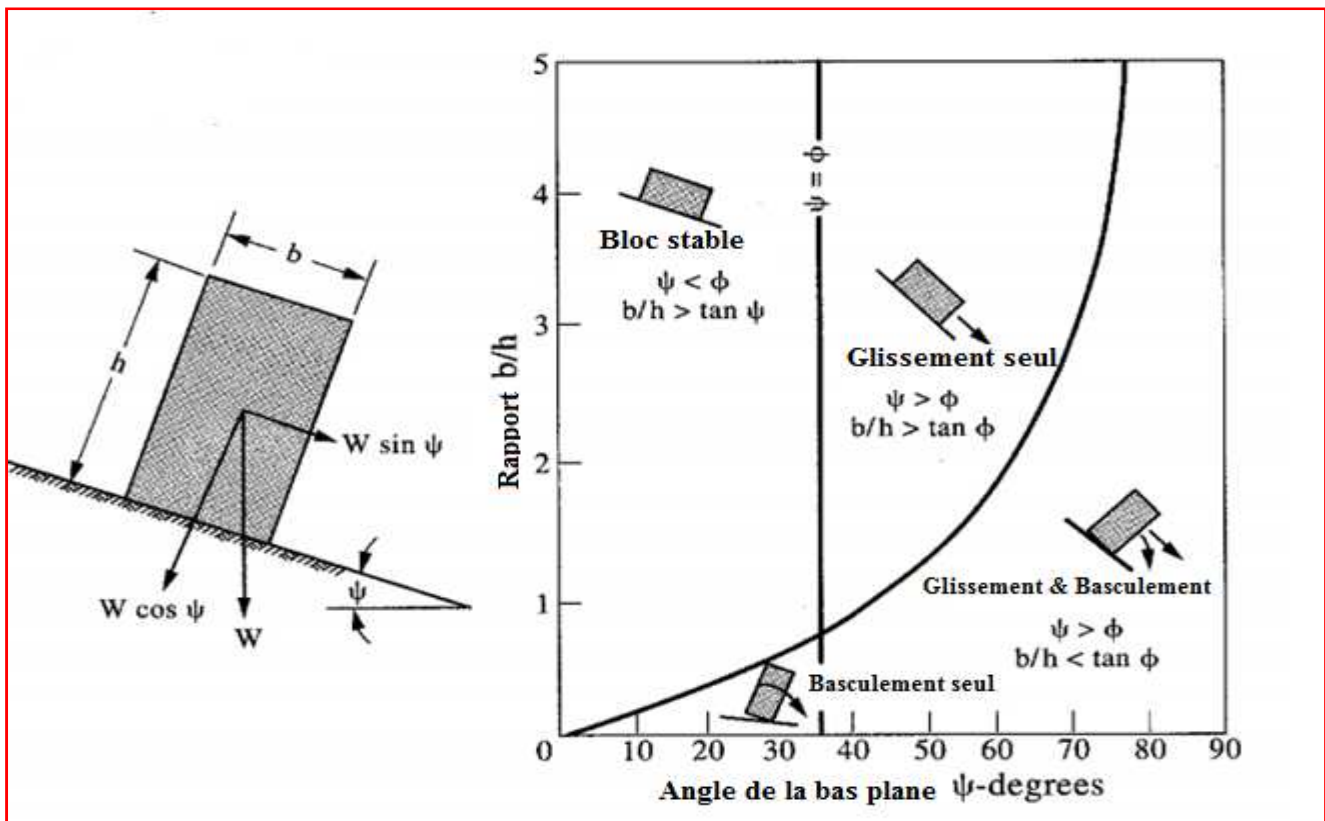


Figure III.27 : Instabilité de glissement et de renversement d'un bloc sur un plan incliné (Eberhardt, 2003)

L'analyse de l'équilibre limite de rupture de basculement doit donc considérer à la fois la possibilité de basculement et / ou de glissement. La figure III.28 montre les forces d'action et les conditions d'équilibre limites pour le basculement et le glissement d'un seul bloc 2D sur une base étagée. Celles-ci montrent généralement un ensemble de blocs coulissants dans la région du pied de talus, des blocs stables en haut et un ensemble de blocs basculants entre les deux. Ces équations sont facilement programmables et, en tant que telles, fournissent des calculs informatisés rapides et une visualisation du potentiel de glissement et de basculement .

Basculement des blocs:

$$P_{n-1,t} = \frac{P_n(M_n - \Delta x \tan \phi_d) + (W_n/2)(y_n \sin \psi_p - \Delta x \cos \psi_p)}{L_n}$$

Glissement des blocs:

$$P_{n-1,s} = P_n - \frac{W_n(\tan \phi_b \cos \psi_p - \sin \psi_p)}{(1 - \tan \phi_b \tan \phi_d)}$$

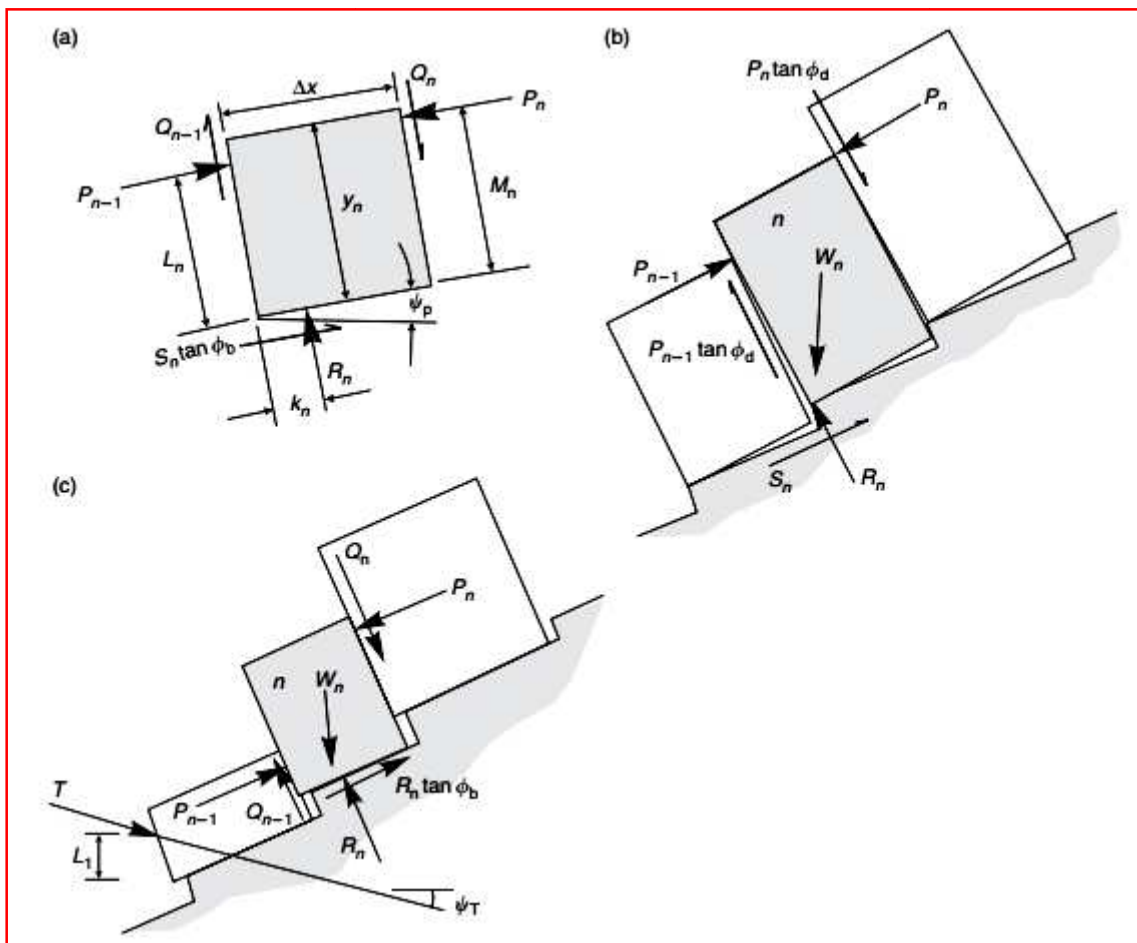


Figure III.28: Conditions d'équilibre limites pour le basculement et le glissement du nième bloc: (a) forces agissant sur le nième bloc; (b) renversement du nième bloc; (c) glissement du nième bloc (Duncan & Christopher ,2004)

La figure III.28 (a) montre un bloc typique (n) avec les forces normales et de cisaillement développées sur la base (R_n , S_n), et sur les interfaces avec les blocs adjacents (P_n , Q_n , P_{n-1} , Q_{n-1}).

Lorsque le bloc fait partie de l'ensemble de basculement, les points d'application de toutes les forces sont connus, comme le montre la Figure III.28 (b).

Les points d'application des efforts normaux P_n sont M_n et L_n respectivement sur les faces supérieure et inférieure du bloc, et sont donnés par la suite.

$$\text{avec : } M_n = y_n \quad \text{et} \quad L_n = y_n - a_1$$

$$R_n = W_n \cos \psi_p + (P_n - P_{n-1}) \tan \phi_d$$

$$S_n = W_n \sin \psi_p + (P_n - P_{n-1})$$

$$S_n = R_n \tan \phi_b$$

ϕ_d = angle de frottement du côté du bloc rocheux

ϕ_b = angle de frottement de la base du bloc rocheux

Δx = largeur du bloc

y_n = hauteur du bloc

ψ_p = Le pendage de la base des blocs est

Dans le cas : $\phi_d = \phi_b = \phi$

Basculement des blocs:

$$P_{n-1,t} = \frac{P_n(M_n - \Delta x \tan \phi) + (W_n/2)(y_n \sin \psi_p - \Delta x \cos \psi_p)}{L_n}$$

Glissement des blocs:

$$P_{n-1,s} = P_n - \frac{W_n(\tan \phi \cos \psi_p - \sin \psi_p)}{(1 - \tan^2 \phi)}$$

À partir du bloc n1, déterminer les forces latérales P_{n-1} , t nécessaires pour empêcher le basculement et P_{n-1} , s pour empêcher le glissement. Si $P_{n-1,t} > P_{n-1,s}$, le bloc est sur le point de basculer et P_{n-1} est égal à $P_{n-1,t}$, ou si $P_{n-1,s} > P_{n-1,t}$, le le bloc est sur le point de glisser et P_{n-1} est réglé égal à $P_{n-1,s}$. De plus, on vérifie qu'il existe une force normale R sur la base du bloc, et qu'il n'y a pas de glissement sur la base, c'est-à-dire:

$$R_n > 0 \quad \text{et} \quad |S_n| > R_n \tan \phi_b$$

Le bloc étant instable si ($S_n = R_n \tan \phi_b$).

III.9.4.1 Géométrie du bloc

Sur la base de la géométrie de la pente illustrée à la figure III.29, le nombre de blocs n composant le système est donné par

$$n = \frac{H}{\Delta x} \left[\operatorname{cosec}(\psi_b) + \left(\frac{\cot(\psi_b) - \cot(\psi_f)}{\sin(\psi_b - \psi_f)} \right) \sin(\psi_s) \right]$$

Les blocs sont numérotés du pied de la pente vers le haut, le bloc le plus bas étant 1 et le bloc supérieur étant n . Dans ce modèle idéalisé, la hauteur y_n du nième bloc dans une position sous la crête de la pente est

$$y_n = n(a_1 - b)$$

au-dessus de la crête

$$y_n = y_{n-1} - a_2 - b$$

Les trois constantes a_1 , a_2 et b qui sont définies par la géométrie du bloc et de la pente et sont données par

$$a_1 = \Delta x \tan(\psi_f - \psi_p)$$

$$a_2 = \Delta x \tan(\psi_b - \psi_p)$$

$$b = \Delta x \tan(\psi_b - \psi_p)$$

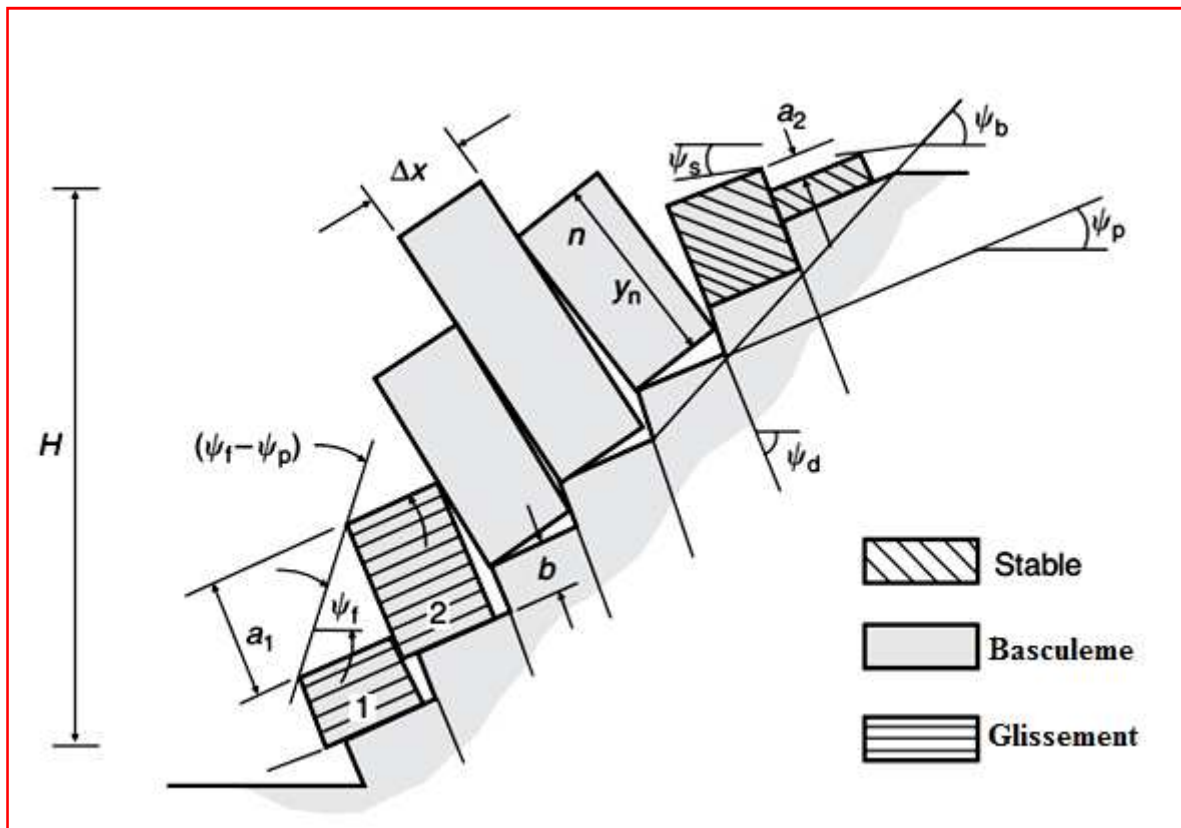


Figure III.29: Modèle pour l'analyse d'équilibre limite du renversement sur une base étagée

III.5. LES PARADES ET PROTECTION CONTRE DES INSTABILITES ROCHEUSES

En matière d'instabilité rocheux, deux catégories de remèdes (parades) sont distinguées. Les parades actives ont pour objet de supprimer l'aléa lui-même, tandis que les méthodes passives ne cherchent pas à s'opposer aux phénomènes naturels mais seulement à en limiter les conséquences néfastes pour les aménagements (constructions, voies de communication) (CHARLES, 2009) .

III.5.1. LES PARADES ACTIVES

Sont diverses. Il s'agit de :

- **Le boulonnage** : cette technique a pour objet de retenir en place des blocs rocheux. L'influence de celle-ci ne s'étend que sur quelques mètres (figure III.30).



Figure III.30: Stabilisation des talus par boulonnage (CHARLES, 2009)

- **Les ancrages** : ces techniques peuvent retenir des massifs rocheux beaucoup plus importants, vue la profondeur du scellement et les efforts qui peuvent être mobilisés (figure III.31).

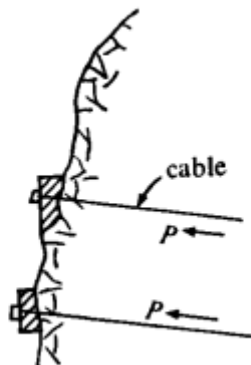


Figure III.31: Pente raide renforcée par des câbles ancrés (CHARLES, 2009) .

- **L'injection** : elle consiste à augmenter les caractéristiques de cisaillement par introduction dans les joints d'un coulis d'injection (figure III.32 & III.33).

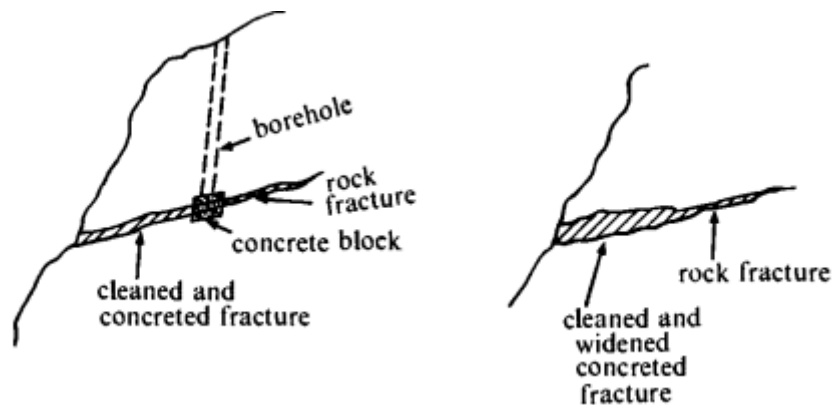


Figure III.32: Nettoyage et bétonnage des fractures rocheuses (CHARLES, 2009)

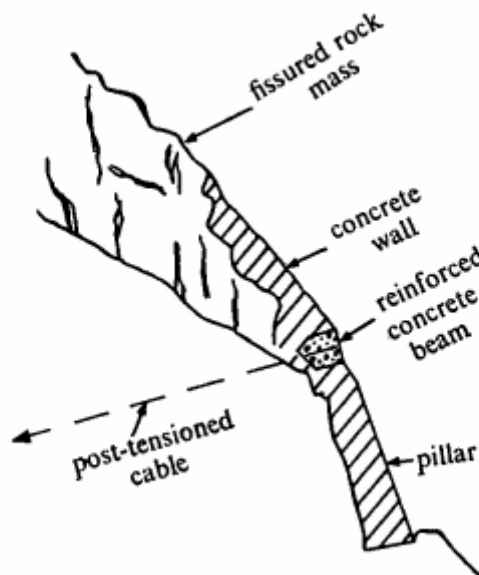


Figure III.33: Structure en béton armé avec ancrage de câble pour la protection de la route (CHARLES, 2009)

- **soutènements**, comme des renforcements par construction de murs, par ancrages métalliques ponctuels ou par treillis ancrés recouverts de béton projeté (figure III.34);

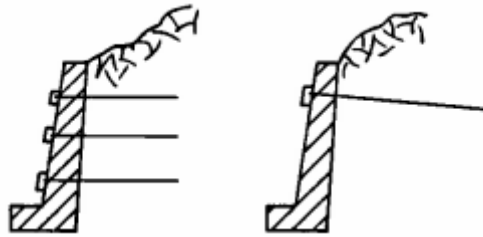


Figure III.34: Murs de soutènement ancrés (CHARLES, 2009)

- **grillages et filets** plaqués, soit des structures métalliques destinées à contenir le massif et interdire la propagation des chutes de pierres et de blocs (figure III.35);

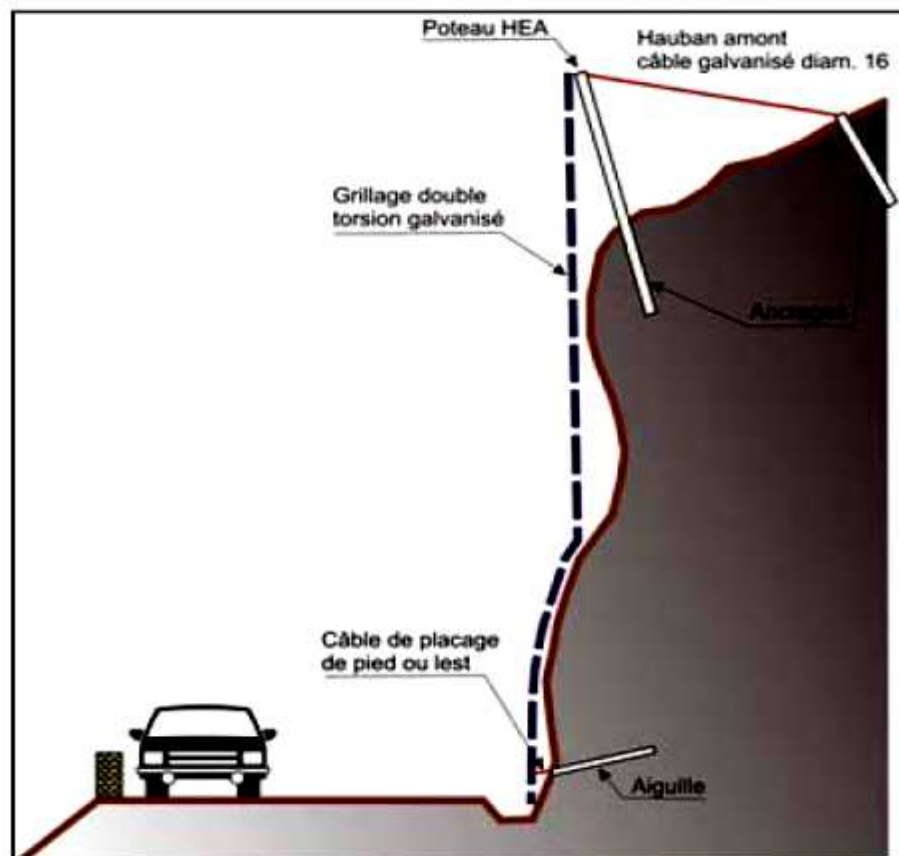


Figure III.35: Schéma descriptif d'un grillage suspendu ancré à la paroi (FABRE & HANTZ, Site internet)

- **purge, minage** : ce sont là des solutions radicales qui consistent à supprimer les éléments instables ; cependant, ces solutions ne sont pas toujours aussi définitives qu'escompté : l'altération continue et les vibrations des tirs sont souvent nuisibles pour la stabilité des massifs environnants.

III.5.2. LES PARADES PASSIVES

Sont également très diverses :

- les **merlons** (Figure III.36) et digues sont des remblais placés au pied des versants instables ; leur but est d'arrêter la propagation des éléments rocheux avant l'atteinte des enjeux ; leur implantation qui nécessite de trouver une place suffisante et leur dimensionnement tiennent compte des propriétés des matériaux qui les constituent, mais d'abord des simulations numériques qui sont faites pour modéliser la propagation des blocs (études trajectographiques) ;

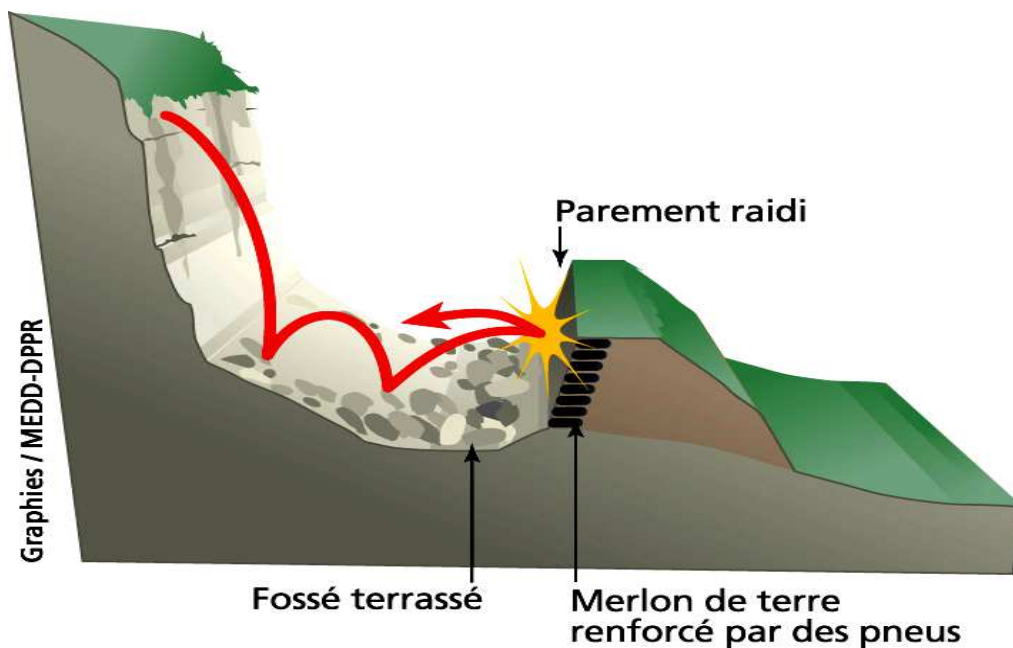


Figure III.36: Digue en terre au pied du talus rocheux (FABRE & HANTZ, Site internet)

- les **déviateurs** sont aussi des remblais ; installés sur le versant, ils détournent le flux des éléments vers un espace sans enjeu ;
- les **galeries de protection**, analogues aux galeries paravalanches, sont susceptibles de protéger les voies de communication à la traversée des couloirs (figure III.37);

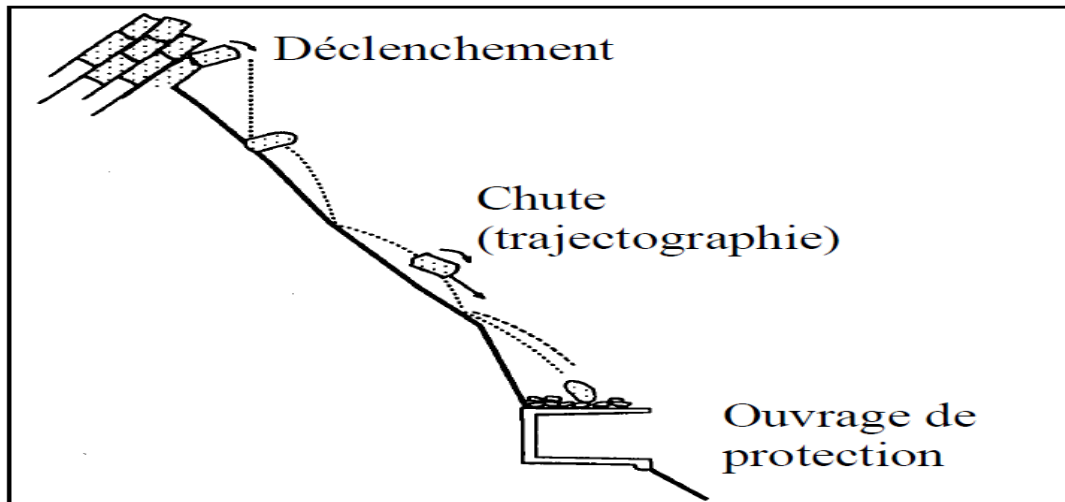


Figure III.37: Galerie de protection contre les chute de pierres (FABRE & HANTZ, Site internet)

- les **écrans et barrières** rigides sont placés dans les pentes raides au plus près des zones de départ ; leur implantation est souvent délicate à réaliser ;
- les **grillages et filets** déformables (Figure III.38) peuvent être placés plus bas dans les versants jusqu'à être proches des enjeux ; le cas le plus connu est l'utilisation de filets de type « sous-marin » (utilisés pendant la deuxième guerre mondiale pour empêcher la pénétration des ports par des engins sous-marins) tendus entre des poteaux rigides et maintenus par des mousquetons fusibles ; ce dispositif est ainsi calculé pour résister à une énergie d'impact préalablement déterminée dans l'étude de l'aléa et de sa propagation.

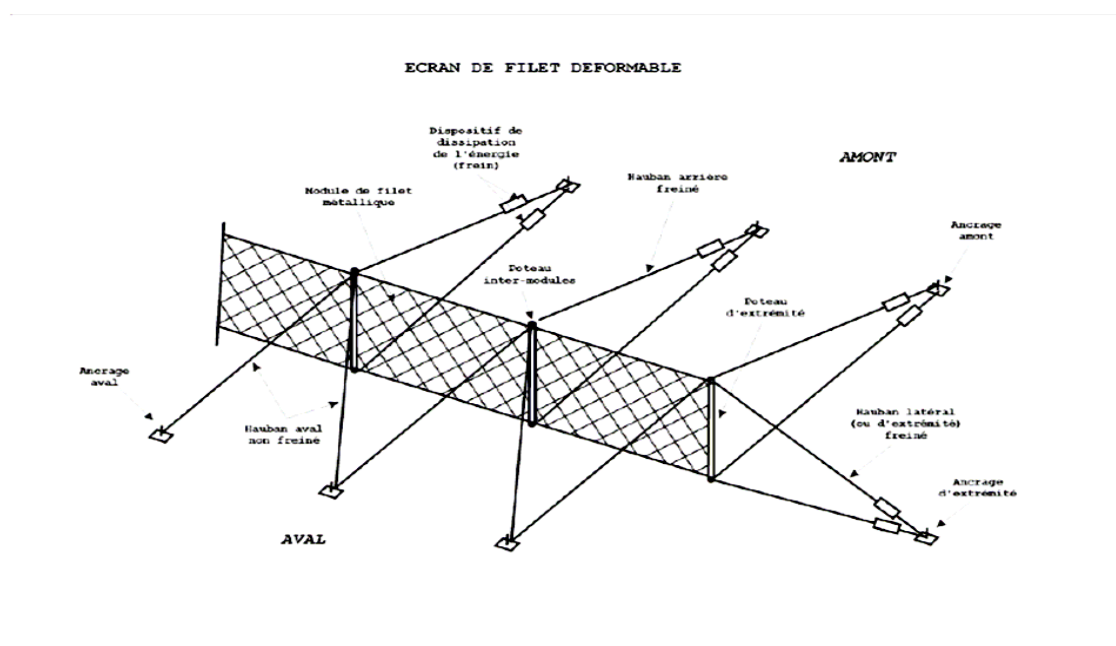


Figure III.38: Schéma type d'un écran de filets déformable (FABRE & HANTZ, Site internet)

Chapitre 4

Stabilité des cavités rocheuses

Chapitre 4 Stabilité des cavités rocheuses

IV.1. EXCAVATION DE ROCHE

Les objectifs de l'excavation de roche pour des projets civils, miniers et pétroliers sont différents, comme indiqué par les exemples de la Fig.IV.1. En génie civil, l'objectif est de supporter des charges et de créer un espace de surface ou souterrain à des fins d'ingénierie spécifiques, par ex. une fondation, une coupe pour une route, un puits pour un projet hydroélectrique, un tunnel ferroviaire, un dépôt pour l'élimination des déchets radioactifs. En génie minier, l'objectif est d'obtenir la roche elle-même, soit en vrac, soit pour les minéraux qu'elle contient. Par exemple, dans le cas d'une carrière à ciel ouvert ou d'une mine souterraine de calcaire, la majeure partie de la roche minée peut être utilisée, alors que dans le cas d'une mine à ciel ouvert ou d'une mine souterraine pour, disons, du cuivre ou de l'or, la roche minée a être broyée pour libérer les grains minéraux, un processus connu sous le nom de broyage. En génie pétrolier, l'objectif est de transporter le pétrole à la surface du sol par des forages, et il existe une variété de problèmes de mécanique des roches associés tels que l'augmentation du débit du réservoir dans les forages et le stockage de pétrole et de gaz dans des cavités rocheuses (Jaeger, 2009).

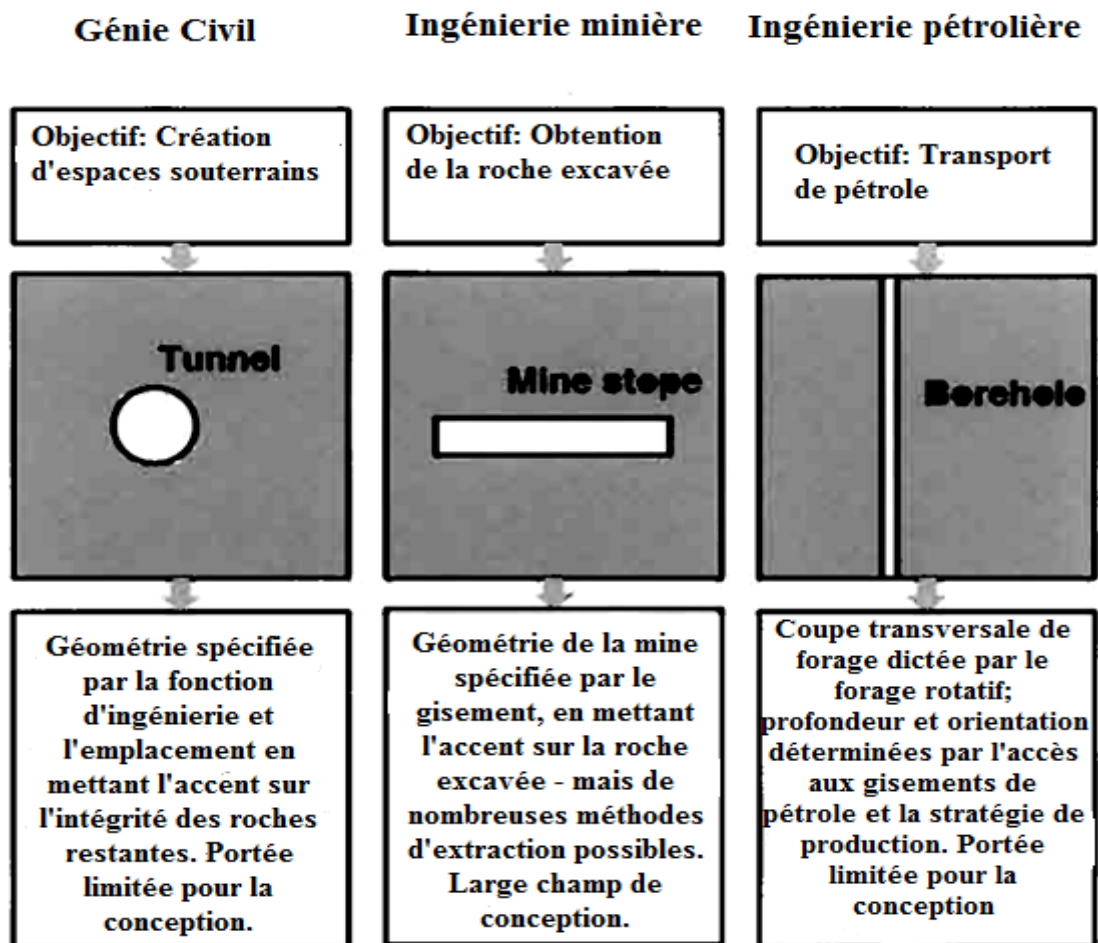


Figure IV.1 : Type de excavation de roche (Jaeger,2009)

Ainsi, pour le génie civil, la roche doit seulement être suffisamment brisée pour que l'espace souterrain soit créé et pour que la roche soit enlevée. Pour le génie minier, la roche elle-même est nécessaire et le processus d'excavation est la première étape de la fragmentation. Pour le génie pétrolier, les principaux problèmes sont le forage et l'entretien de trous de sonde ouverts et la maximisation du débit d'huile dans les puits de forage. Cela conduit à différentes approches de conception pour le génie civil et minier, et à des problèmes particuliers pour le génie pétrolier dans les roches faibles et à des profondeurs importantes. La géométrie d'une excavation de génie civil est généralement clairement définie et soumise à des contraintes définies. Il doit y avoir une conception claire avec une durée de vie du projet, disons, 120 ans. Si possible, des facteurs de sécurité sont établis. Tout cela limite considérablement les options de conception de l'ingénierie de la roche.

Dans le secteur minier, alors que la géométrie globale de l'exploitation minière sera déterminée par le corps minéralisé et les baux miniers, la géométrie interne peut être spécifiée par les ingénieurs miniers. De plus, la durée de vie de différentes parties d'une mine peut varier de quelques jours (par exemple pour un accès temporaire) à cent ans (pour l'accès principal), ce qui conduit à de nombreuses méthodes potentielles d'excavation de la roche dans une mine, avec différentes méthodes adaptées à différentes circonstances.

Le processus fondamental d'excavation, pour le génie civil ou minier, consiste à modifier la distribution de la taille des blocs rocheux des blocs rocheux naturels préexistants aux fragments nécessaires à l'excavation. L'énergie requise pour ce processus est l'énergie requise pour créer les nouvelles surfaces de fracture, ainsi que l'énergie perdue dans, par exemple, les ondes de contrainte et la chaleur. La roche peut être excavée par des explosifs ou par des machines. Avec les explosifs le processus d'excavation est cyclique: l'énergie est mise dans la roche en quelques secondes via la détonation des explosifs, les gaz doivent être évacués, la roche brisée est enlevée, la prochaine série de trous de mine est forée, puis chargés d'explosifs, les explosifs sont à nouveau déclenchés, etc. Un temps de cycle typique est d'environ 8h. En utilisant une machine pour l'excavation, par exemple un bulldozer avec un accessoire de déchirure ou une machine de forage de tunnel, l'énergie est apportée à la roche à un taux beaucoup plus faible.

IV.2. ETAT DE CONTRAINTES ET DEFORMATIONS ELASTIQUES AUTOURS DES CAVITES

IV.2.1. Modèle du cylindre creux élastique

IV.2.1.1 - Hypothèses

a - Matériau

Le matériau est supposé continu, homogène, isotrope, élastique et non pesant.

b - Géométrie

On considère un cylindre creux de révolution, de rayon intérieur R_1 et de rayon extérieur R_2 . On travaillera en coordonnées cylindriques (r, θ, z) , z étant l'axe du cylindre (figure IV.2).

c - Conditions aux limites

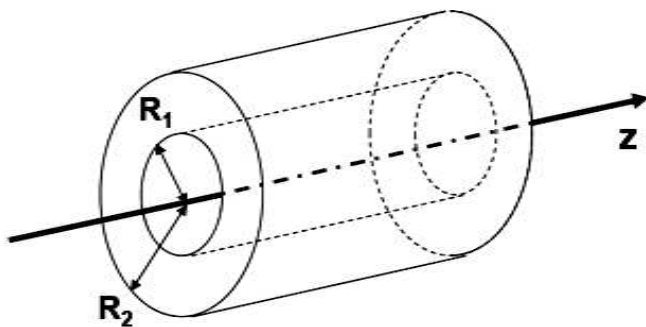
Des contraintes normales (ou des variations de contrainte) p_1 et p_2 , indépendantes de θ et de z , sont appliquées sur les surfaces intérieure ($r = R_1$) et extérieure ($r = R_2$) du cylindre. Aux extrémités les déplacements parallèlement à z sont nuls. Les déformations seront donc planes dans le plan (r, θ) .

IV.2.1.2 - Calcul des contraintes et des déplacements

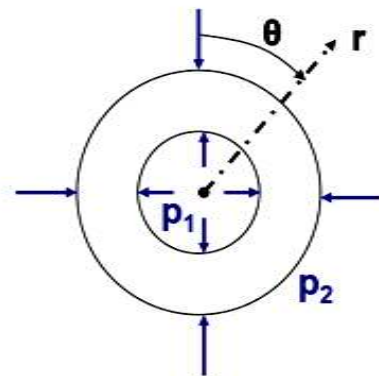
Le calcul est donné dans (Jaeger et al, 2007).

Compte tenu des symétries du matériau, de la géométrie et des conditions mécaniques du problème, toutes les grandeurs sont indépendantes de θ et de z . Les équations d'équilibre s'écrivent:

Géométrie



Conditions aux limites



- Pression p_1 et p_2
- Extrémités fixes $\rightarrow \varepsilon_z = 0$

Figure IV.2 : Contraintes et déformation élastiques autour des cavités (Hantz, 2011)

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 ; \quad \frac{\partial \tau_{r\theta}}{\partial r} = 0 ; \quad \frac{\partial \tau_{rz}}{\partial r} = 0$$

où σ_r est la contrainte radiale, σ_θ est la contrainte circonférentielle (tangentielle) ; $\tau_{r\theta}$ et τ_{rz} sont les composants de contrainte de cisaillement.

Comme les contraintes appliquées aux limites $r = R_1$ et $r = R_2$ sont normales, $\tau_{r\theta}$ et τ_{rz} sont nuls et r, θ et z sont directions principales.

En exprimant, dans la première équation, les contraintes en fonction des déformations (en déformations planes) puis des déplacements, on obtient:

$$\frac{d^2 u}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{du}{dr} - \frac{u}{r^2} = 0 = \frac{d}{dr} \left(\frac{du}{dr} + \frac{u}{r} \right)$$

La solution générale de cette équation est:

$$u = Ar + \frac{B}{r}$$

Les constantes A et B sont déterminées à partir des conditions aux limites:

$$\sigma_r(R_1) = p_1 \text{ et } \sigma_r(R_2) = p_2$$

On obtient finalement:

$$\begin{aligned} \sigma_r &= \frac{p_2 R_2^2 - p_1 R_1^2}{R_2^2 - R_1^2} - \frac{(p_2 - p_1) R_1^2 R_2^2}{r^2 (R_2^2 - R_1^2)} \\ \sigma_\theta &= \frac{p_2 R_2^2 - p_1 R_1^2}{R_2^2 - R_1^2} + \frac{(p_2 - p_1) R_1^2 R_2^2}{r^2 (R_2^2 - R_1^2)} \\ \sigma_z &= 2\nu \frac{p_2 R_2^2 - p_1 R_1^2}{R_2^2 - R_1^2} = \nu(\sigma_r + \sigma_\theta) \end{aligned}$$

Le déplacement radial u est donné par:

$$-u = \frac{(p_2 R_2^2 - p_1 R_1^2) r}{2(\lambda + G)(R_2^2 - R_1^2)} + \frac{(p_2 - p_1) R_1^2 R_2^2}{2G(R_2^2 - R_1^2) r}$$

où λ est le premier coefficient de Lmaè, et G est le module de cisaillement.

Relations entre paramètres élastiques :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} ; \quad \lambda = \frac{E\nu}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}$$

IV.2.1.3 - Cas du cylindre plein

Pour un cylindre plein ($R_1 = 0$) on obtient:

$$\sigma_r = \sigma_\theta = p_2$$

$$\sigma_z = 2\nu p_2$$

$$-u = \frac{p_2 r}{2(\lambda + G)}$$

L'application d'une pression latérale autour d'un échantillon cylindrique induit donc dans celui-ci un champ de contraintes homogène.

IV.2.1.4 - Cas du milieu infini

Pour un milieu infini ($1/R_2 \rightarrow 0$) on obtient:

Cas où $R_1 \ll R_2$: cylindre très épais $\approx$ milieu infini

$$\sigma_r = p_2 \left(1 - \frac{R_1^2}{r^2} \right) + p_1 \frac{R_1^2}{r^2}$$

$$\sigma_\theta = p_2 \left(1 + \frac{R_1^2}{r^2} \right) - p_1 \frac{R_1^2}{r^2}$$

$$\sigma_z = 2\nu p_2$$

Les déplacements:

$$-u = \frac{p_2 r}{2(\lambda + G)} + \frac{(p_2 - p_1) R_1^2}{2Gr}$$

IV.2.1.5 - Variation uniforme de la pression à l'intérieur d'un cylindre creux en déformations planes

IV.2.1.5.1 - Cylindre fini

Une variation uniforme Δp_1 de la contrainte normale à la paroi de la cavité provoque des variations de contrainte et des déplacements dans le cylindre creux, donnés par les expressions suivantes:

$$\Delta\sigma_r = \frac{-\Delta p_1 R_1^2}{R_2^2 - R_1^2} + \frac{\Delta p_1 R_1^2 R_2^2}{r^2 (R_2^2 - R_1^2)}$$

$$\Delta\sigma_\theta = \frac{-\Delta p_1 R_1^2}{R_2^2 - R_1^2} - \frac{\Delta p_1 R_1^2 R_2^2}{r^2 (R_2^2 - R_1^2)}$$

$$\Delta\sigma_z = -2\nu \frac{\Delta p_1 R_1^2}{R_2^2 - R_1^2}$$

$$u = \frac{\Delta p_1 R_1^2 r}{2(\lambda + G)(R_2^2 - R_1^2)} + \frac{\Delta p_1 R_1^2 R_2^2}{2G(R_2^2 - R_1^2)r}$$

IV.2.1.5.2 - Milieu infini

Pour un milieu infini, ces expressions deviennent:

La pression p_1 appliquée dans un forage ($p_2 = 0$)

$$\Delta\sigma_r = +\Delta p_1 \frac{R_1^2}{r^2}$$

$$\Delta\sigma_{\theta} = -\Delta p_1 \frac{R_1^2}{r^2}$$

$$\Delta\sigma_z = 0$$

Les déplacements:

$$-u = \Delta p_1 \frac{R_1^2}{2Gr}$$

Si $r = R_1$

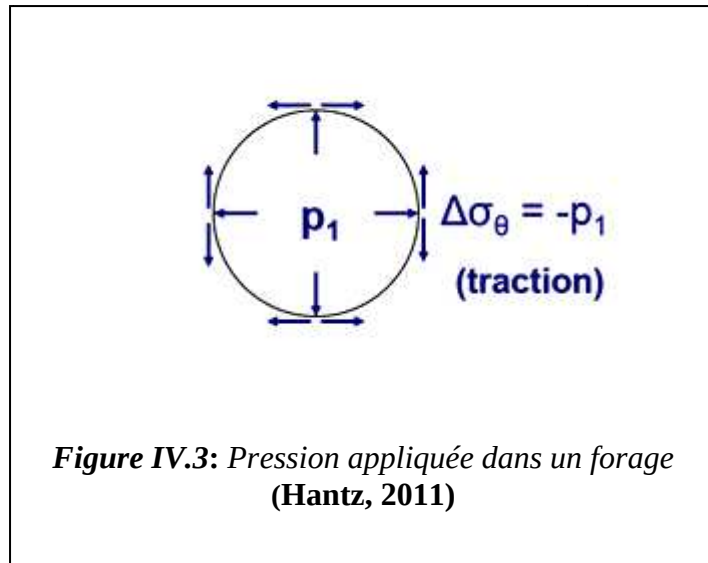
$$\Delta\sigma_r = +p_1$$

$$\Delta\sigma_{\theta} = -p_1$$

$$\Delta\sigma_z = 0$$

Les déplacements:

$$-u = \frac{p_1 R_1}{2G}$$



IV.3 . CREUSEMENT D'UNE CAVITE CYLINDRIQUE DE REVOLUTION

IV.3.1 - Champ de contraintes initial

L'étude du champ de contrainte géostatique permet de calculer la contrainte verticale. Dans un terrain homogène de poids volumique γ et à une profondeur h , elle vaut:

$$\sigma_v = \gamma h$$

Si l'état de contrainte est isotrope dans le plan $r\theta$ ($\sigma_r^0 = \sigma_{\theta}^0 = \gamma h = \sigma^0$ et $\sigma_z = \sigma_z^0$), la contrainte s'exerçant sur toute facette appartenant à la future paroi est normale et vaut:

$$\sigma^0 = \gamma h$$

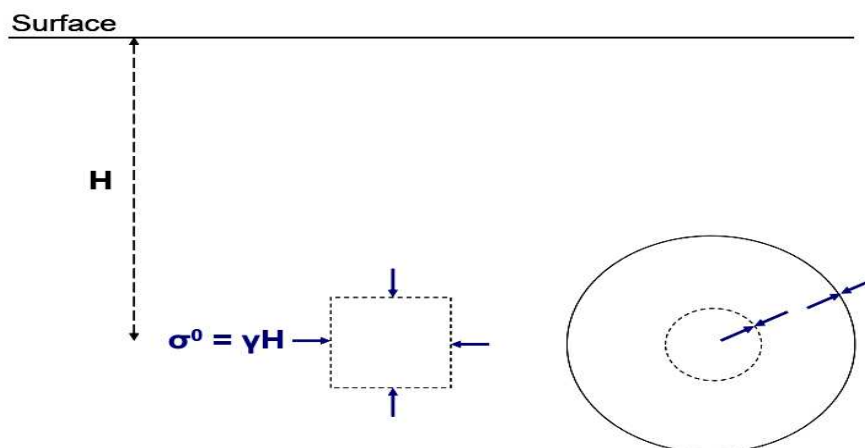


Figure IV.4 : Champ de contrainte initial géostatique isotrope

IV.3.2 - Variation de contrainte à la paroi de la cavité

Si la cavité n'est pas soutenue, le creusement se traduit par une variation p_1 de la contrainte normale s'exerçant sur la paroi, de valeur:

$$\Delta p = -\sigma^0 = -\gamma h$$

Cette variation n'est pas uniforme sur la paroi de la cavité, puisque σ^0 dépend de la profondeur h. Si l'axe de la cavité est vertical, Δp ne dépend que de z; s'il est horizontal, Δp ne dépend que de θ .

en $r = R_1$

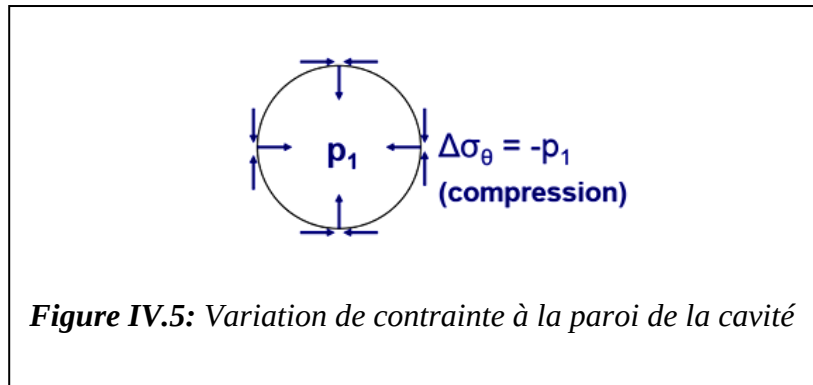
$$\Delta\sigma_r = +p_1 = -\sigma^0$$

$$\Delta\sigma_\theta = -p_1 = +\sigma^0$$

$$\Delta\sigma_z = 0$$

Les déplacements:

$$-u = \frac{p_1 R_1}{2G} = -\sigma^0 R_1 / 2G$$



Contrainte initiale (σ_0)	+	Variation de contrainte	=	Contrainte totale
$\sigma_r = \sigma^0$		$\Delta\sigma_r = -\sigma^0$		$\sigma_r = 0$
$\sigma_\theta = \sigma^0$		$\Delta\sigma_\theta = +\sigma^0$		$\sigma_\theta = 2\sigma^0$
$\sigma_z = \sigma^0$		$\Delta\sigma_z = 0$		$\sigma_z = \sigma_z^0$

IV.3.4 - Champ de contraintes après le creusement de la cavité

Les contraintes régnant autour de la cavité après son creusement s'obtiennent facilement en ajoutant les variations de contraintes aux contraintes initiales. En adoptant les simplifications géométrique et mécanique évoquées précédemment, les variations des contraintes ont pour valeurs:

$$\Delta\sigma_r = -\sigma^0(r=0) \frac{R_1^2}{r^2} = -\gamma H \frac{R_1^2}{r^2}$$

$$\Delta\sigma_\theta = +\sigma^0(r=0) \frac{R_1^2}{r^2} = +\gamma H \frac{R_1^2}{r^2}$$

$$\Delta\sigma_z = 0$$

On considère généralement que le champ de contraintes initial est homogène, non seulement sur la paroi de la future cavité, mais aussi dans sa zone d'influence. Les contraintes ont alors pour valeurs:

$$\sigma_r = \sigma^0 - \sigma^0 \frac{R_1^2}{r^2}$$

$$\sigma_\theta = \sigma^0 + \sigma^0 \frac{R_1^2}{r^2}$$

$$\sigma_z = \sigma_z^0$$

Pour $r = R_1$, on obtient: $\sigma_r = 0$, $\sigma_\theta = 2\sigma^0$ et $\sigma_z = \sigma_z^0$

Remarque: il est facile de tenir compte de l'hétérogénéité de l'état de contraintes initial dans le cas d'une cavité d'axe horizontal. On obtient:

$$\sigma_r = \gamma(H - r \sin \theta) - \gamma H \frac{R_1^2}{r^2}$$

$$\sigma_\theta = \gamma(H - r \sin \theta) + \gamma H \frac{R_1^2}{r^2}$$

$$\sigma_z = \sigma_z^0$$

IV.3.5 - Condition de rupture

L'état de contrainte le plus critique est obtenu à la paroi de la cavité. S'il n'y a pas de soutènement, la contrainte principale mineure y est $\sigma_r = 0$. Si σ_z^0 est inférieur à $2\sigma^0$, la contrainte principale majeure est $\sigma_\theta = 2\sigma^0$. Dans le cas contraire, c'est σ_z^0 . L'état de contrainte à la paroi est donc biaxial. Mais les critères habituellement utilisés en mécanique des roches ne font intervenir que les contraintes principales extrêmes. La condition de rupture est donc:

$$\max(2\sigma^0, \sigma_z^0) > \sigma_c$$

σ_c étant la résistance en compression monoaxiale.

Pour un champ de contraintes initial totalement isotrope ($\sigma_r^0 = \sigma_\theta^0 = \sigma_z^0 = \sigma^0$), elle devient:

$$2\sigma^0 > \sigma_c$$

Les distributions de contraintes obtenues au paragraphe précédent ne sont valables que si la roche reste élastique, c'est à dire si:

$$\max(2\sigma^0, \sigma_z^0) < \sigma_c \text{ ou } 2\sigma^0 < \sigma_c$$

IV.3.6 - Pression de soutènement

Si une pression p est appliquée à la paroi, seules les variations de contraintes sont modifiées. On obtient alors:

$$\sigma_r = \sigma^0 - (\sigma^0 - p) \frac{R_1^2}{r^2}$$

$$\sigma_\theta = \sigma^0 + (\sigma^0 - p) \frac{R_1^2}{r^2}$$

$$\sigma_z = \sigma_z^0$$

On constate que l'application d'une pression p a pour effet de diminuer le rayon du grand cercle de Mohr. Si la valeur de p est suffisante, la rupture de la roche peut donc être évitée. Pour un critère de rupture de

Mohr-Coulomb ($\tau = c + \sigma \tan \phi$) , la pression P_e nécessaire pour maintenir la roche dans un état élastique est, si $\sigma_z^0 < 2\sigma^0$:

$$P_e = \sigma^0(1 - \sin \phi) - c \cdot \cos \phi$$

si $\sigma_z^0 > 2\sigma^0$, elle vaut:

$$P_e = \sigma_z^0 \frac{(1 - \sin \phi)}{(1 + \sin \phi)} - 2c \frac{\cos \phi}{(1 + \sin \phi)}$$

IV.3.7 - Déplacements élastiques

Pour un champ de contraintes initial localement homogène et isotrope dans le plan $r\theta$, le champ des déplacements provoqués par le creusement de la cavité est donné par:

$$u = -\sigma^0 \frac{R_1^2}{2Gr}$$

Si une pression p est appliquée, le déplacement devient:

$$u = -(\sigma^0 - p) \frac{R_1^2}{2Gr}$$

A la paroi ($r = R_1$), sa valeur absolue est:

$$|u| = -(\sigma^0 - p) \frac{R_1}{2G} = u_R$$

La courbe donnant p en fonction de u_R est appelée courbe caractéristique du massif.

IV.4. CAVITES DANS UN MILIEU ELASTOPLASTIQUE

IV.4.1. Galerie circulaire avec état de contrainte initial isotrope

IV.4.1.1. Développement de la zone en rupture

Lors du creusement d'une galerie circulaire, l'évolution des contraintes dans une section donnée peut être modélisée en deux dimensions grâce à la notion de déconfinement. Alors que la contrainte normale à la paroi σ_R s'annule brutalement au passage du front de taille en l'absence de soutènement, on suppose, dans le modèle bidimensionnel, qu'elle diminue progressivement de la valeur initiale σ_0 à la valeur finale 0 au fur et à mesure de la progression du front. Cette contrainte σ_R , qui traduit indirectement l'influence du front, est appelée pression fictive de soutènement. Elle peut s'exprimer en fonction du taux de déconfinement λ :

$$\sigma_R = (1 - \lambda)\sigma_0$$

Si la condition de rupture pour une cavité cylindrique de révolution est remplie, la rupture commence à se produire à la paroi lorsque R atteint la pression P_e nécessaire pour maintenir la roche dans un état élastique, autrement dit lorsque le taux de déconfinement atteint une valeur critique λ_e telle que :

$$(1 - \lambda_e)\sigma_0 = P_e$$

Pour un critère de rupture de Mohr-Coulomb, λ_e a donc pour expression :

$$\lambda_e = (1 - \sin \phi) \sigma_c / 2\sigma_0 + \sin \phi = (K_p - 1 + 2/N) / (K_p + 1)$$

avec :

$$K_p = (1 + \sin \phi) / (1 - \sin \phi) = \tan^2(\pi/4 + \phi/2) = \sigma_c / \sigma_t$$

$$\text{et } \sigma_c = 2c \cdot \tan(\pi/4 + \phi/2) = 2c \cdot \cos \phi / (1 - \sin \phi)$$

Cette rupture peut se produire avant ou après le passage du front. Lorsque le critère de rupture est atteint, la contrainte orthoradiale σ_θ n'augmente plus, mais se met à diminuer et la rupture se propage dans le massif, jusqu'à une distance R_p du centre de la galerie où la contrainte radiale σ_r atteint la valeur P_e . Cette distance définit la limite entre la zone plastifiée et la zone restée élastique. Si la roche a un comportement plastique parfait, σ_θ diminue progressivement au fur et à mesure que σ_R diminue. En l'absence de soutènement, σ_R devient nul et σ_θ atteint la valeur σ_c . Si, au contraire, la roche est fragile, chute brutalement jusqu'à une valeur correspondant au critère de résistance résiduelle, puis diminue progressivement. En l'absence de soutènement, l'équilibre est théoriquement impossible et la rupture se propage à l'infini.

La condition de rupture en l'absence de soutènement peut s'écrire :

$$N = \frac{2\sigma_0}{\sigma_c} > 1$$

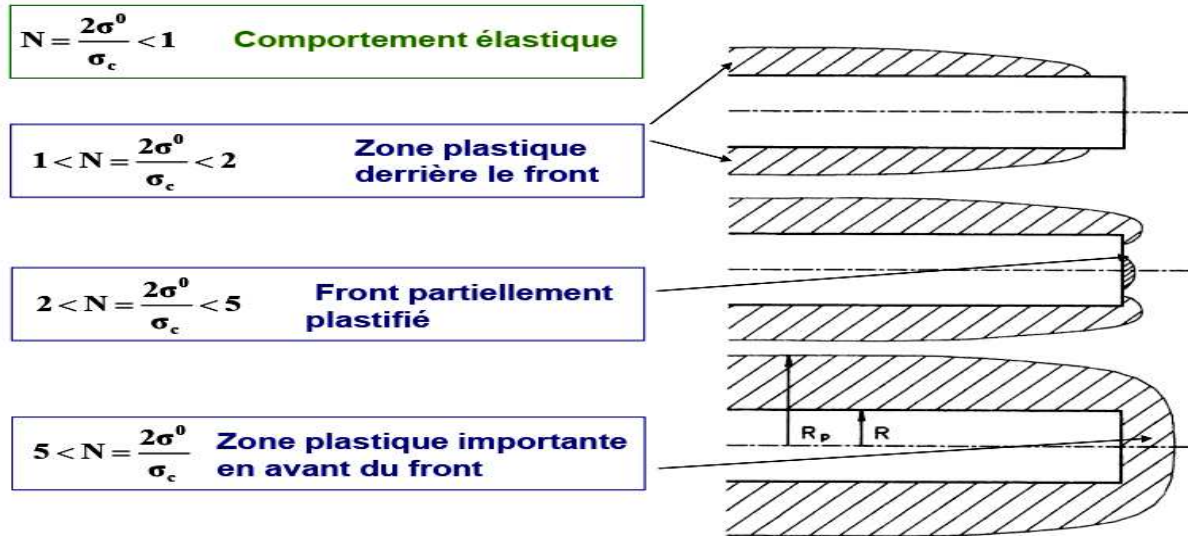


Figure IV.6 : Développement de la zone en rupture (Hantz, 2011)

IV.4.1.2.1. Comportement élastoplastique parfait (critère de Mohr-Coulomb)

Critère de Mohr-Coulomb dans le plan de Mohr :

$$\tau = c + \sigma \tan \phi$$

ϕ : angle de frottement interne. c : cohésion.

Dans le plan (σ_1 ; σ_3) :

$$\sigma_1 = \sigma_c + K_p \sigma_3$$

avec :

$$K_p = (1 + \sin \phi) / (1 - \sin \phi) = \tan^2(\pi/4 + \phi/2) = \sigma_c / \sigma_t$$

$$\text{et } \sigma_c = 2c \cdot \tan(\pi/4 + \phi/2) = 2c \cdot \cos \phi / (1 - \sin \phi)$$

Dans l'espace des contraintes, cette équation définit la surface limite ou surface d'écoulement.

Si est la contrainte principale majeure ($\sigma_\theta > \sigma_z$), le critère s'écrit : $\sigma_\theta = \sigma_c + K_p \sigma_r$

D'autre part, du fait de la symétrie de révolution, les équations d'équilibre se ramènent à :

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 ; \quad \frac{\partial \tau_{r\theta}}{\partial r} = 0 ; \quad \frac{\partial \tau_{rz}}{\partial r} = 0$$

On obtient finalement les expressions suivantes pour les contraintes radiale et orthoradiale dans la zone plastique:

$$\sigma_r = (r/R)^{K_p-1} [\sigma^0(1 - \lambda) + \sigma_c / (K_p - 1)] - \sigma_c / (K_p - 1)$$

$$\sigma_\theta = (r/R)^{K_p-1} [\sigma^0(1 - \lambda) + \sigma_c / (K_p - 1)] K_p - \sigma_c / (K_p - 1)$$

$$\sigma_z = \min(\sigma_\theta, \sigma_z^0)$$

IV.5. MECANISMES D'INSTABILITE CONTROLES PAR LES CONTRAINTES

Bien que la complexité fondamentale de la nature de la contrainte doive être pleinement prise en compte dans la conception d'une excavation souterraine, le problème peut être initialement simplifié par les hypothèses de comportement élastique linéaire continu, homogène, isotrope (CHILE) (**Eberhardt, 2008**).

CHILE: continu, homogène, isotrope, élastique linéaire

DIANE: discontinue, inhomogène, anisotrope, non élastique

La question d'ingénierie est de savoir si une solution basée sur l'hypothèse CHILE est d'une quelconque utilité dans la conception. En fait, cependant, de nombreuses solutions basées sur le CHILE ont été utilisées avec succès, en particulier dans les excavations en profondeur où les contraintes élevées ont fermé les fractures et la masse rocheuse est relativement homogène et isotrope. Cependant, dans les fouilles près de la surface, où les contraintes rocheuses sont plus faibles, les fractures plus fréquentes et la masse rocheuse plus perturbée et altérée, la validité du modèle CHILE est plus préoccupante.

Une analyse des contraintes commence par une connaissance des amplitudes et des directions des contraintes in situ dans la région de l'excavation. Cela permet de calculer les contraintes d'excavation perturbées ou induites.

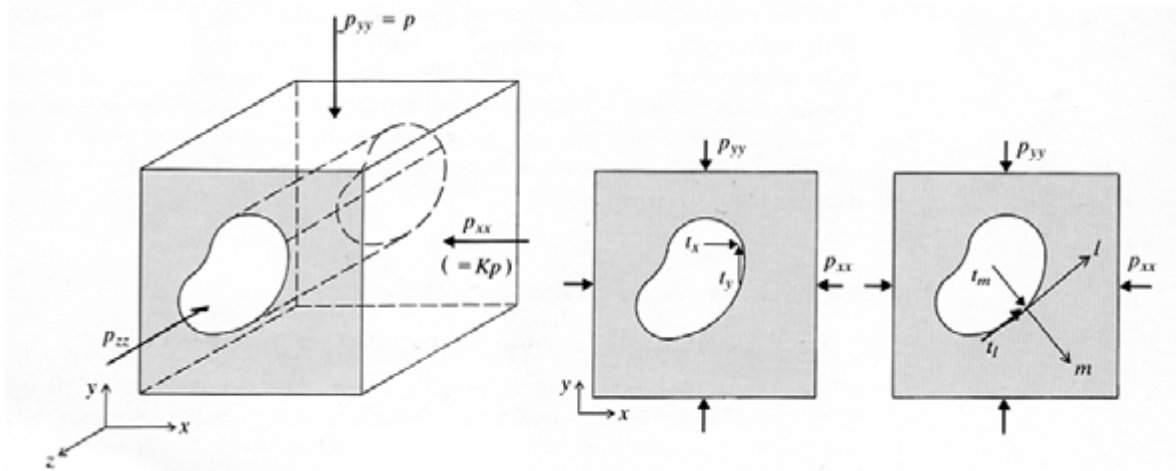


Figure IV.7: Une ouverture dans un milieu soumis à des contraintes initiales, pour laquelle est nécessaire la répartition des contraintes totales et des déplacements induits par l'excavation (**Brady & Brown, 2005**)

il existe plusieurs solutions de forme proche pour les contraintes induites autour des ouvertures circulaires et elliptiques (et des techniques variables complexes les étendent à de nombreuses géométries lisses et symétriques), et avec des techniques d'analyse numérique, les valeurs des contraintes induites peuvent être déterminées avec précision pour n'importe quelle tridimensionnelle géométrie d'excavation. Les équations de Kirsch sont un ensemble de solutions de forme fermée, dérivées de la théorie de l'élasticité, utilisées pour calculer les contraintes et les déplacements autour d'une excavation circulaire.

$$\sigma_{rr} = \frac{p}{2} \left[(1+K) \left(1 - \frac{a^2}{r^2} \right) - (1-K) \left(1 - 4 \frac{a^2}{r^2} + \frac{3a^4}{r^4} \right) \cos 2\theta \right]$$

$$\sigma_{\theta\theta} = \frac{p}{2} \left[(1+K) \left(1 + \frac{a^2}{r^2} \right) + (1-K) \left(1 + \frac{3a^4}{r^4} \right) \cos 2\theta \right]$$

$$\sigma_{r\theta} = \frac{p}{2} \left[(1-K) \left(1 + 2 \frac{a^2}{r^2} - \frac{3a^4}{r^4} \right) \sin 2\theta \right]$$

$$u_r = -\frac{pa^2}{4Gr} \left[(1+K) - (1-K) \left\{ 4(1-\nu) - \frac{a^2}{r^2} \right\} \cos 2\theta \right]$$

$$u_\theta = -\frac{pa^2}{4Gr} \left[(1-K) \left\{ 2(1-2\nu) + \frac{a^2}{r^2} \right\} \sin 2\theta \right]$$

Rapport de contrainte:

$$K = \sigma_h / \sigma_v$$

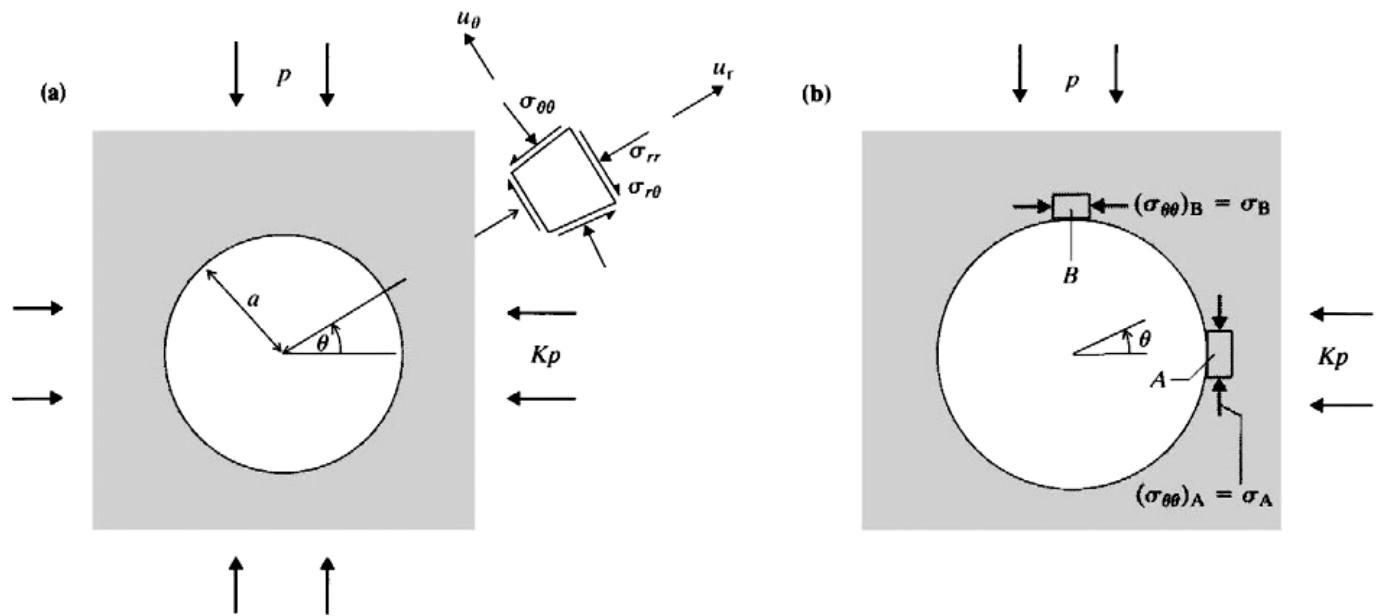


Figure IV.8: Géométrie du problème, système de coordonnées et nomenclature pour spécifier la distribution des contraintes et des déplacements autour d'une excavation circulaire dans un champ de contraintes biaxiales (Brady & Brown, 2005).

À partir de ces équations, nous pouvons voir que les contraintes sur la frontière (c'est-à-dire lorsque $r = a$) sont données par:

$$\sigma_{\theta\theta} = p[(1+K) + 2(1-K) \cos 2\theta]$$

$$\sigma_{rr} = 0$$

$$\sigma_{r\theta} = 0$$

Notez que les contraintes radiales sont nulles car il n'y a pas de pression interne et les contraintes de cisaillement doivent être nulles à une limite sans traction.

De même, pour $\theta = 0$ et r grand, les composantes de contrainte sont données par:

$$\sigma_{rr} = Kp, \quad \sigma_{\theta\theta} = p, \quad \sigma_{r\theta} = 0$$

Pour $K < 1$, les contraintes limites maximales et minimales se produisent dans la paroi latérale ($\theta = 0$) et le sommet ($\theta = \pi / 2$) de l'excavation. En se référant à la figure 8b, ces contraintes sont définies comme suit: au point A:

$$\theta = 0, \quad (\sigma_{\theta\theta})_A = \sigma_A = p(3 - K)$$

au point B:

$$\theta = \frac{\pi}{2}, \quad (\sigma_{\theta\theta})_B = \sigma_B = p(3K - 1)$$

Ces expressions indiquent que, dans le cas où $K = 0$, c'est-à-dire un champ uniaxial dirigé parallèlement à l'axe y , les contraintes aux limites maximale et minimale sont:

$$\sigma_A = 3p, \quad \sigma_B = -p$$

Ces valeurs représentent les limites supérieure et inférieure de la concentration de contraintes à la frontière.

Autrement dit, pour toute valeur de $K > 0$, la contrainte de paroi latérale est inférieure à $3p$ et la contrainte de sommet est supérieure à $-p$. L'existence de contraintes aux limites de traction dans un champ de contraintes en compression est également à noter.

Dans le cas d'un champ de contraintes hydrostatiques ($K = 1$):

$$\sigma_{\theta\theta} = 2p$$

IV.5.1. Contraintes Loin de l'ouverture

$$\sigma_{rr} = \frac{p_z}{2} \left[(1 + K) \left(1 - \frac{a^2}{r^2} \right) - (1 - K) \left(1 - 4 \frac{a^2}{r^2} + \frac{3a^4}{r^4} \right) \cos 2\theta \right]$$

$$\sigma_{\theta\theta} = \frac{p_z}{2} \left[(1 + K) \left(1 + \frac{a^2}{r^2} \right) + (1 - K) \left(1 + \frac{3a^4}{r^4} \right) \cos 2\theta \right]$$

$$\sigma_{r\theta} = \frac{p_z}{2} \left[(1 - K) \left(1 + 2 \frac{a^2}{r^2} - \frac{3a^4}{r^4} \right) \sin 2\theta \right]$$

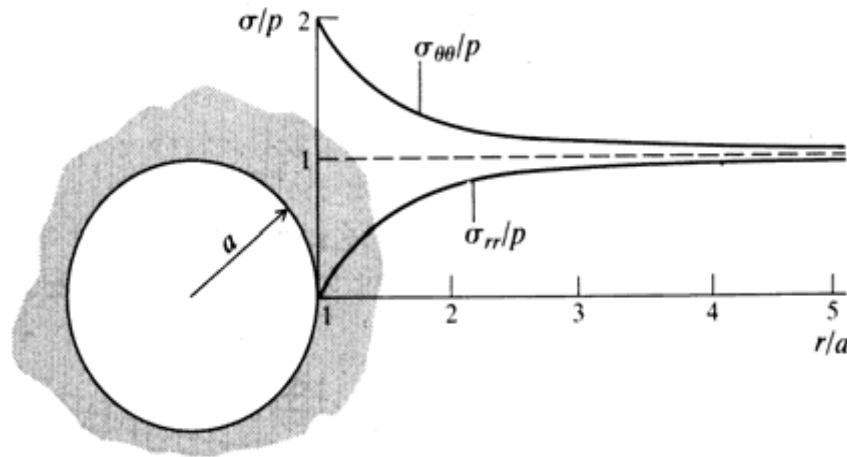


Figure IV.9: Répartition des contraintes axiales symétriques autour d'une ouverture circulaire dans un champ de contraintes hydrostatiques (Brady & Brown, 2005).

IV.6. CONTRAINTES AUTOUR DES OUVERTURES ELLIPTIQUES

En supposant des conditions de roches isotropes, une ouverture elliptique est complètement caractérisée par deux paramètres: le rapport d'aspect (axe majeur sur axe mineur) qui est l'excentricité de l'ellipse; et orientation par rapport aux principales contraintes. La position sur la frontière, par rapport à l'axe des x , est donnée par l'angle χ

$$\sigma_{\theta} = \frac{p}{2q} \{ (1+k)[(1+q^2) + (1-q^2)\cos 2(\chi - \beta)] - (1-k)[(1+q)^2 \cos 2\chi + (1-q^2)\cos 2\beta] \}$$

où $q = \frac{w}{H}$

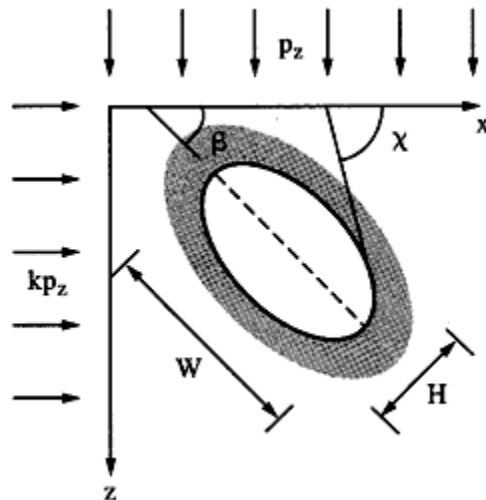


Figure IV.10: Distribution des contraintes autour d'une cavité elliptique avec axes inclinés dans un champ de contraintes biaxiales (Hudson & Harrison, 2000)

Il est instructif de considérer les valeurs maximales et minimales des concentrations de contraintes autour de l'ellipse pour la géométrie d'une ellipse alignée avec les contraintes principales. Il peut être facilement établi que les extrêmes de concentration de stress se produisent aux extrémités des axes majeur et mineur.

$$\sigma_A = p(1 - k + 2q) = p \left(1 - k + \sqrt{\frac{2W}{\rho_A}} \right)$$

$$\sigma_B = p \left(k - 1 + \frac{2k}{q} \right) = p \left(k - 1 + \sqrt{k \frac{2H}{\rho_B}} \right)$$

où, pour une ellipse, les rayons de courbure sont:

$$\rho_A = \frac{H^2}{2W} \quad \text{et} \quad \rho_B = \frac{W^2}{2H}$$

avec:

$$q = \sqrt{\frac{W}{2\rho_A}} \quad , \quad \frac{1}{q} = \sqrt{\frac{H}{2\rho_B}}$$

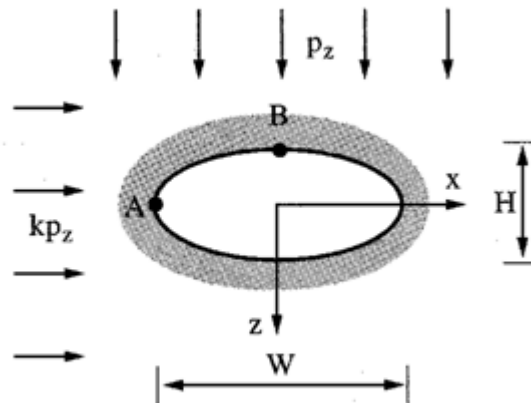


Figure IV.5: Distribution des contraintes autour d'une cavité elliptique dans un champ de contraintes biaxiales (Hudson & Harrison, 2000)

IV.7. CAVITES DANS UN MASSIF STRATIFIE

IV.7.1. Rupture par flambement (massif finement lité ou schisteux)

Contrainte théorique provoquant le flambage d'une plaque de longueur L, d'épaisseur t et de module E, encastrée à ses extrémités :

$$\sigma_{max} = (\pi^2 E t^2) / (3L^2)$$

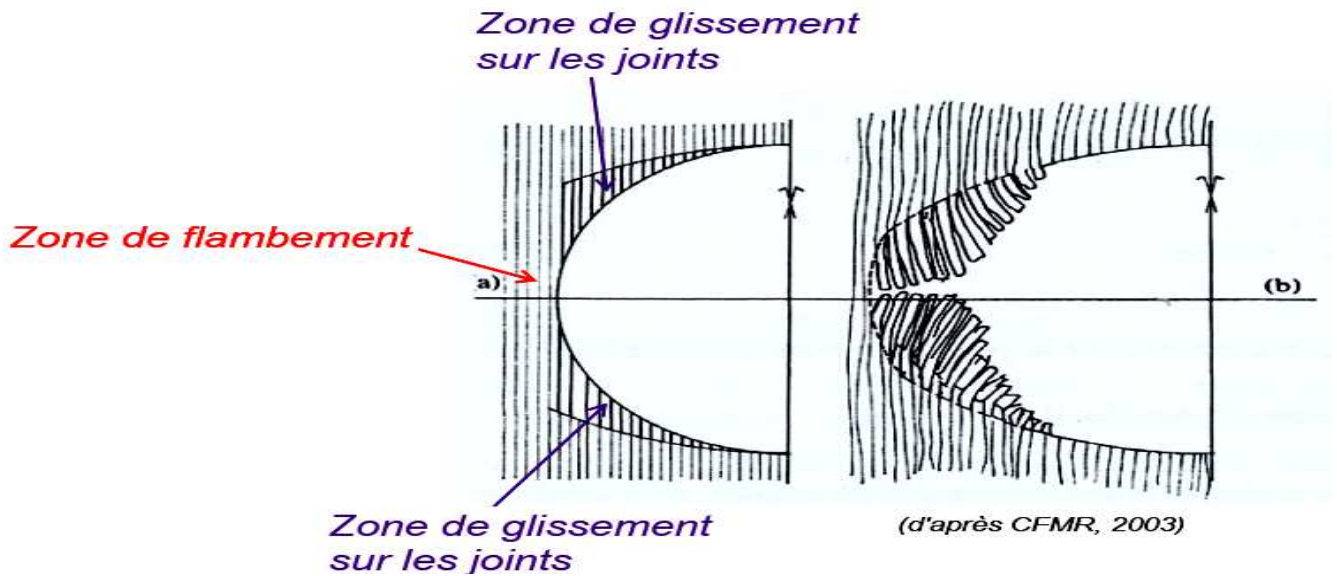


Figure IV.11: Rupture par flambement d'un un massif stratifié

IV.7.2. Rupture du toit par flexion en terrain stratifié horizontalement

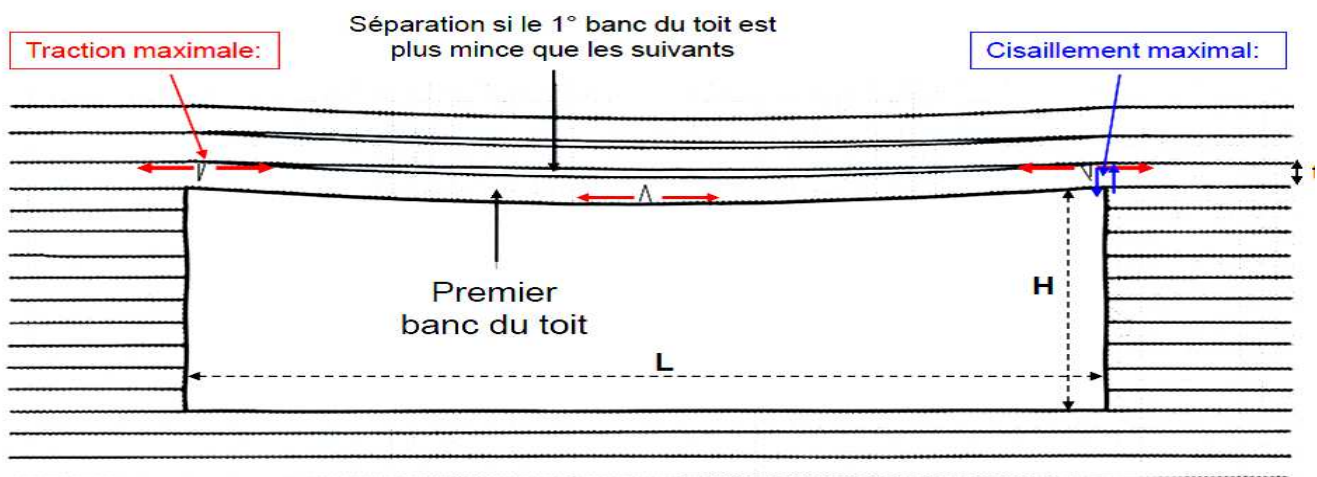


Figure IV.12: Rupture du toit par flexion d'une cavités dans un massif stratifié

Les valeurs de la traction maximale et du cisaillement maximal sont données par la théorie des poutres :

$$\sigma_{max} = \frac{\gamma L^2}{2t}$$

$$\tau_{max} = \frac{\gamma L}{2}$$

γ étant le poids volumique du terrain. La rupture se produit généralement par traction. Remarque : la contrainte horizontale (compression) réduit la traction et joue donc dans un sens favorable, sauf si elle est suffisamment élevée pour provoquer un flambage.

ANNEXE

ANNEXE 1

CLASSIFICATION RMR DES MASSIFS ROCHEUX DE Z. T. BIENIAWSKI (Bieniawski, 1989)

A. PARAMETRES DE CLASSIFICATION ET NOTATIONS CORRESPONDANTES

Paramètres

Plages de valeurs

1	Résistance de la roche (métries)	Indice Fracklin Is	Résist. comp uniax. σ_c	> 10 MPa	2 - 4 MPa	1 - 2 MPa	Pour les faibles valeurs de Is utiliser la résistance en compression uniaxiale		
				> 250 MPa	100 - 250 MPa	50 - 100 MPa	25 - 50 MPa	5 - 25 MPa	1 - 5 MPa
2	Notation	15	12	7	4	2	1	0	
	RQD	90% - 100%	75% - 90 %	50% - 75%	25% - 50%	< 25%			
3	Notation	20	17	13	8	3			
	Espacement des discontinuités	> 2 m	0,6 m - 2 m	200 mm - 600 mm	60 mm - 200 mm	< 60 mm			
4	Notation	20	15	10	8	5			
	Nature des discontinuités (voir E)	Surfaces très rugueuses Non continues Epaves en contact Epaves non altérées	Surfaces légèrement rugueuses Epaisseur < 1 mm Epaves faiblement altérées	Surfaces légèrement rugueuses Epaisseur < 1 mm Epaves fortement altérées	Surfaces lissées ou Remplissage < 5 mm ou Epaisseur de 1 à 5 mm Joints continus	Remplissage moe > 5 mm ou Epaisseur > 5 mm Joints continus			
5	Notation	30	25	20	10	0			
	Débit sur 10 m de longueur de tunnel (l/min)	Aucun	< 10 l/min	10 à 25 l/min	25 à 125 l/min	> 125 l/min			
6	Notation	0	< 0,1	0,1 - 0,2	0,2 - 0,5	> 0,5			
	Ratio : pression eau / contr. princ. σ_3								
7	Notation	15	10	7	4	0			
	Conditions générales	Complètement sec	Humide	Mouillé	Suissant	Débitant			
RMR = Somme des notations des paramètres 1 à 5									

B. AJUSTEMENT DE LA VALEUR DE RMR EN FONCTION DE L'ORIENTATION DES DISCONTINUITES (voir F)

Notation	Direction et pendage	Très favorable	Favorable	Moyen	Défavorable	Très défavorable
	Tunnels	0	- 2	- 5	- 10	- 12
Notation	Fondations	0	- 2	- 7	- 15	- 25
	Talus	0	- 5	- 25	- 50	- 60

C. CLASSES DE MASSIF ROCHEUX DETERMINEES PAR LE RMR

Valeur du RMR	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	< 21
Classe	I	II	III	IV	V
Description	Très bon rocher	Bon rocher	Rocher moyen	Rocher médiocre	Rocher très médiocre

D. PROPRIETES GLOBALES ATTRIBUEES AU MASSIF ROCHEUX EN FONCTION DES CLASSES

Classe	I	II	III	IV	V
Temps de tenue sans soutènement	20 ans pour une portée de 15 m	1 an pour une portée de 10 m	1 semaine pour une portée de 5 m	10 h pour une portée de 2,5 m	30 mn pour une portée de 1 m
Cohésion du massif rocheux (kPa)	> 400 kPa	300 à 400 kPa	200 à 300 kPa	100 à 200 kPa	< 100 kPa
Angle de frottement du massif rocheux (°)	> 45°	35° à 45°	25° à 35°	15° à 25°	< 15°

E. INDICATIONS POUR LA NOTATION "NATURE DES DISCONTINUITES"				
Longueur des discontinuités	< 1 m	de 1 à 3 m	de 3 à 10 m	de 10 à 20 m
Notation	6	4	2	1
Ouverture des discontinuités	aucune	< 0,1 mm	de 0,1 à 1 mm	de 1 à 5 mm
Notation	6	5	4	1
Rugosité des épontes des discontinuités	Très rugueuse	Rugueuse	Légèrement rugueuse	Lisse
Notation	6	5	3	1
Altération des épontes	Non altéré	Légèrement altéré	Moyennement altéré	Très altéré
Notation	6	5	3	1
Matériau de remplissage des discontinuités	Aucun	Remplissage dur	Remplissage dur	Remplissage mou
Notation	6	< 5 mm	> 5 mm	< 5 mm
		4	2	2
				0
Nota : Certaines conditions sont mutuellement exclusives. Par exemple, si du matériau de remplissage est présent, il n'est plus pertinent de considérer la rugosité dans la mesure où son effet sera effacé par celui du remplissage. Dans ce cas utiliser directement la notation du tableau A 4.				
F. INFLUENCE DE L'ORIENTATION ET DU PENDAGE DES DISCONTINUITES POUR LA STABILITE DES TUNNELS				
Horizontale du plan de discontinuité perpendiculaire à l'axe longitudinal du tunnel (creusement en travers bancs)		Horizontale du plan de discontinuité parallèle à l'axe longitudinal du tunnel (creusement en direction)		
Creusement dans le sens du pendage		Pendage 45° à 90° : très défavorable		
Pendage 45° à 90° : très favorable		Pendage 20° à 45° : moyen		
Creusement contre le sens du pendage		Pendage 0° à 20° et orientation quelconque : moyen		
Pendage 45° à 90° : moyen		Pendage 20° à 45° : défavorable		

ANNEXE 2

INDICE Q DE BARTON

RQD (Rock Quality Désignation) (Barton et al, 1974)

Très médiocre	RQD = 0 – 25%
Médiocre	25-50
Moyen	50-75
Bon	75-90
Excellent	90-100
Notes :	
(i) Quand la valeur du RQD est < 10 (y compris 0), on utilise une valeur nominale de 10 pour évaluer Q	
(ii) Les intervalles RQD de 5, i.e. 100, 95, 90, etc ... sont suffisamment précis	

Jn (indice des familles de joints) (Barton et al, 1974)

Rocher massif, joints rares ou absents	Jn = 0.5 - 1
Une famille de joints	2
Une famille + joints erratiques	3
Deux familles	4
Deux familles + joints erratiques	6
Trois familles	9
Trois familles + joints erratiques	12
Quatre familles ou plus, joints erratiques,	15
Rocher broyé, meuble	20
Notes : (i) pour les intersections de tunnel, utiliser (3.0xJn), (ii) pour les têtes d'accès, utiliser (2.0xJn)	

(SUITE) ANNEXE 2

Jr (Indice de rugosité des joints) (Barton et al, 1974)

a) Epontes en contact b) Epontes en contact après cisaillement de - de 10 cm		c) Epontes hors contact après cisaillement	
Joint discontinu	Jr = 4	Zone argileuse d'épaisseur suffisante pour empêcher le contact	Jr = 1.0
Joint ondulé, rugueux ou irréguliers	3	Zone sableuse, graveleuse ou broyée d'épaisseur suffisante pour empêcher le contact	
Joint ondulé, lisses	2		
Joint ondulé, striés (lisses, luisants, polis)	1.5		
Joint plans, rugueux ou irréguliers	1.5		
Joint plans, lisses	1.0		
Joint plans, striés	0.5		
Note : (i) les descriptions se réfèrent à des éléments de petites ou moyennes dimensions, dans cet ordre.		Notes : (i) ajouter 1.0 si l'espacement moyen des joints est supérieur à 3 m. (ii) Jr=0,5 si les joints plans et striés comportent des linéations et que celles-ci sont orientées de telle sorte qu'elles peuvent amorcer une rupture.	

Ja (Indice d'altération des joints) (Barton et al, 1974)

Epontes en contact	Caractère du joint		Conditions	Eponte
	Joint propres	Joint serré, recimenté	Remplissage de quartz, épidote, etc	Ja = 0.75
		Epontes non altérées	Pas d'enduit, taches superficielles	1
		Epontes légèrement altérées	Enduit minéral non radoucissant, grains sans argile	2
	Enduits ou remplissage	Enduits à frottement	Sable, silt, calcite, etc (non radoucissant)	3
		Enduits à cohésion	Argile, chlorite, talc, etc (radoucissant)	4
Epontes en ou hors contact	Remplissage	Type	Epontes à contacts Remplissage léger (< 5 mm)	Epontes hors contact Remplissage épais
	Matériaux frottant	Sable, silt, calcite, etc	Ja = 4	Ja = 8
	Remplissage fortement surconsolidé	Remplissage compact d'argile, chlorite, talc, etc	6	5 - 10
	Remplissage légèrement surconsolidé	Surconsolidation légère ou moyenne d'argile, de chlorite, talc, etc	8	12
	Remplissage d'argiles gonflantes	Matériaux gonflants (ex montmorillonite)	8 - 12	13 - 20

(SUITE) ANNEXE 2

Jw (Influence de l'eau en charge) (Barton et al, 1974)

Excavation à sec ou faibles venues d'eau (< 5 l/min localement)	$P_w < 1 \text{ kg/cm}^2$	$J_w = 1$
Venues d'eau ou pressions faibles, débouillage occasionnel au droit d'un joint	1 - 2.5	0.66
Fortes venues d'eau ou pression importante dans du rocher à joint sans remplissage	2.5 - 10	0.5
Fortes venues d'eau ou pression importante, débouillages fréquents	2.5 - 10	0.3
Très fortes venues d'eau lors des tirs, diminuant ensuite avec le temps	> 10	0.2 - 0.1
Très fortes venues d'eau ou pressions très importantes sans réduction notable avec le temps	> 10	0.1 - 0.05
Notes : (i) les 4 derniers indices sont des estimations grossières. Augmenter la valeur de J_w en cas de mise en place d'un dispositif de drainage. (ii) les problèmes particuliers liés à la formation de glace ne sont pas pris en compte.		

(SUITE) ANNEXE 2

SRF (Stress Réduction Factor) (Barton et al, 1974)

Ouvrage recoupant des zones de faiblesse provoquant la décompression du rocher lors du percement	Zones de faiblesse fréquentes, contenant de l'argile ou du rocher décomposé chimiquement, rocher environnant très décomprimé (toutes profondeurs)	SRFR = 10
	Zones de faiblesse individuelles, contenant de l'argile ou du rocher décomposé chimiquement (prof. de l'excavation < 50 m)	5
	Zones de faiblesse individuelles, contenant de l'argile ou du rocher décomposé chimiquement (prof. de l'excavation > 50 m)	2.5
	Nombreuses zones de cisaillement en rocher sain, sans argile (toutes profondeurs)	7.5
	Zones de cisaillement individuelles en rocher sain, sans argile (prof. de l'excavation < 50 m)	5
	Zones de cisaillement individuelles en rocher rigide, sans argile (prof. de l'excavation > 50 m)	2.5
	Joints ouverts, rocher très fracturé et décomprimé, " morceaux de sucre ", etc ... (toutes profondeurs)	5
Note : (i) réduire l'indice SRF de 25 à 50% si les zones de cisaillement influent sur l'excavation mais ne la traversent pas.		
		S_r / σ_1 σ_q / σ_c SRF
Rocher sain, problèmes de contraintes in situ	Contraintes faibles, excavation peu profonde	> 200 < 0.01 2.5
	Contraintes moyennes	200 - 10 0.01 - 0.3 1
	Contraintes importante, structure très serrée (condition normalement favorable à la stabilité mais peut être défavorable à la tenue des piedroits)	10 - 5 0.3 - 0.4 0.5 - 2
	Mouvements de toit modérés (rocher massif)	5 - 3 0.5 - 0.65 5 - 50
	Quelques " chutes de toit " (rocher massif)	3 - 2 0.65 - 1 50 - 200
	" Chutes de toit " importantes (rocher massif)	< 2 > 1 200 - 400
Notes : (ii) Si l'état de contraintes initiales est fortement anisotrope (si mesuré) : pour $5 < \sigma_1/\sigma_3 < 10$, réduire σ_c à $0.75 \sigma_c$. Pour $\sigma_1/\sigma_3 > 10$, réduire σ_c à $0.5 \sigma_c$. (iii) il est rare que la hauteur de couverture au-dessus du toit soit plus faible que la largeur de l'ouvrage. Si c'est le cas, il est suggéré de porter l'indice SRF de 2.5 à 5.		
		σ_θ / σ_c SRF
Rocher " poussant "	Déformation plastique du rocher sous l'action de fortes contraintes naturelles	Moyenne pression 1 - 5 5 - 10
		Forte pression > 5 10 - 20
Rocher " gonflant "	Action chimique en fonction de la présence d'eau	Moyenne pression 5 - 10
		Forte pression 10 - 15

BIBLIOGRAPHIE

Accensi C. S. (2011), Approfondissement de notions de mécanique des roches: Confrontation de modèles mécaniques et géologiques à la réalité d'un chantier du creusement d'un tunnel dans un massif rocheux fracturé. Escola Politècnica Superior d'Enginyeria de Manresa

AFTES (2003), Recommandations relatives à la caractérisation des massifs rocheux utile à l'étude et à la réalisation des ouvrages souterrains.

Barton, N.R., Lien, R., and Lunde, J., 1974, Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support: Rock Mechanics, v. 6, p. 189-239.

Bieniawski, Z.T., (1989), Engineering rock mass classifications: a complete manual for engineers and geologists in mining, civil, and petroleum engineering: New York, Wiley, xii, 251 p. p.

Brady B. H. G. & Brown E. T. (2005), Rock Mechanics for underground mining, Third edition, Springer Science

Calvino A. Dumont P., Durville JL. et al. (2001) - Parades contre les instabilités rocheuses, éd. LCPC, 143 p.

CFMR, *Les applications* (2004), vol. 2 de Manuel de mécanique des roches, Presses de l'ENSMP, Paris.

CFMR, *Fondements* (2000), vol. 1 de Manuel de mécanique des roches, Presses de l'ENSMP, Paris.

Chalhoub M. (2006), Apports des méthodes d'homogénéisation numériques à la classification des massifs rocheux fracturés, Thèse de Doctorat de l'Ecole des Mines de Paris.

COLAS G., MOGIER J.C.(1976) - La stabilisation des cols stériles par enherbement Bulletin de Liaison des Ponts et Chaussées N° Spécial "La stabilité des talus"

Duncan C. Wyllie and Christopher W. Mah,(2004) Rock Slope Engineering, Civil and mining 4th edition, Spon Press

DURVILLE J.L. (1997) , Mécanique des roches (Généralités), Techniques de l'Ingénieur (C 350).

DURVILLE J.L. , HÉRAUD H. (1995), Description des roches et des massifs rocheux, Techniques de l'Ingénieur, traité Construction (C 352).

Eberhardt E. (2008), Course on Rock Engineering Practice and Design" Stress Analysis around Underground Openings" , UBC Geological Engineering, ISRM Edition.

Eberhardt E. (2003), Rock Slope Stability Analysis - Utilization of Advanced Numerical Techniques, University of British Columbia.

Hantz D. (2011), Stabilité des cavités, Cours, Polytec Grenoble.

Hoek E., P.K. Kaiser and W.F. Bawden (1995), SUPPORT OF UNDERGROUND EXCAVATIONS IN HARD ROCK , Funding by Mining Research Directorate and Universities Research Incentive Fund.

Hoek E (1994). Strength of rock and rock masses, ISRM News Journal, 2(2), 4-16 Hoek E. et

Hoek E. ,Brown E.T. (1997), Practical estimates of rock mass strength, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, vol. 34, n° 8,pp. 1165-1186.

E. Hoek (2006), Practical rock engineering .

Homand F. (1983) , Stabilité des pentes rocheuses - cours de l'Ecole Nationale Supérieure de Géologie de Nancy .

Hudson J. A. & Harrison J. P. (2000), Engineering rock mechanics, an introduction to the principles , Pergamon An imprint of Elsevier Science.

ISRM: International Society for Rock Mechanics (1978), Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. Vol. 15, pp. 319-368

Jaeger J.C. (2009), Rock mechanics and engineering , Cambridge University press.

Jaeger J. C., Cook N. G. W. , and Zimmerman R. W. (2007), Fundamentals of Rock Mechanics (Fourth Edition), Blackwell Publishing

Jeannin. M, (2005), Etude des processus d'instabilités des versants rocheux par prospection géophysique- Apport du radar géologique, Thèses Doctorat, Université Joseph Fourier - Grenoble I.

MARTIN F. (2012), Mécanique des Roches et Travaux Souterrains Cours et exercices corrigés ,, Huitième édition.

Mathieu Jeannin (2005), Etude des processus d'instabilités des versants rocheux par prospection géophysique- Apport du radar géologique ,Thèse de doctorat, Université Joseph Fourier - Grenoble I.

Barbier M. G. & Hantz D. (2019), La mécanique des roches pour les ouvrages du génie civil , Dunod.

Nédellec J.L., Cruchet M. (2003) , Etude bibliographique de la typologie des éboulements rocheux et des modes de rupture associés - Applications au contexte de l'île de La Réunion.

Norrish N. , Willy W. (1999) - Rock slope stability analysis , In . Landslides Investigation and Mitigation, chap. 15, p. 391-425

Palmstrom, A. (1982). The volumetric joint count - A useful and simple measure of the degree of jointing. Proceedings of the 4th International Congress IAEG. New Delhi, India. 5: 221-228.

Palmstrom A. (2005), Measurements of and Correlations between Block Size and Rock Quality Designation (RQD), Published in Tunnels and Underground Space Technology 20 362-377

Palmstrom A. (2019), Measurements of and Correlations between Block Size and Rock Quality Designation (RQD) , *Published in Tunnels and Underground Space Technology 20 , 362-377*

SCHROEDER C. (1975), Sur l'intérêt d'une définition géologique complète en mécanique des roches, *Annales de la Société Géologique de Belgique*, T. 98, pp. 405-413

Sonmez H, Ulusay R (2002). A discussion on the Hoek–Brown failure criterion and suggested modification to the criterion verified by slope stability case studies. *Yerbilimleri (Earth Sciences)*; 26: 77–99

Abbas S. M. (2017), Rock Mass Classification Systems , TU Bergakademie Freiberg, Geotechnical Institute, and National Centre of Excellence in Geology, University of Peshawar

Suping Peng ,Jincai Zhang (2007) , Engineering Geology for Underground Rocks , Springer-Verlag Berlin Heidelberg.

Véronique Merrien-Soukatchoff, Yann Gunzburger (2002), Utilisation des classifications de massifs rocheux pour l'analyse du comportement de pentes. Présentation de deux cas d'application , Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'ingénieur (JNGG), Oct 2002, Nancy, France.

Wyllie, D.C., Mah, C.W.,(2004). Rock slope engineering: civil and mining, Spon Press, New York

❖ **LISTE DES NORMES AFNOR**

NF P 94-410-1 (Mai 2001) - "Essais pour déterminer les propriétés physiques des roches - Partie 1: Détermination de la teneur en eau pondérale - Méthode par étuvage" -AFNOR 2001.

NF P 94-410-3 (Mai 2001) - "Essais pour déterminer les propriétés physiques des roches - Partie 3 : Détermination de la porosité "-AFNOR 2001.

NF P94-411 (Avril 2002) - "Détermination de la vitesse de propagation des ondes ultrasonores en laboratoire - Méthode par transparence" -AFNOR 2002.

NF P18-556 (Septembre 1990) -"Granulats - Détermination de l'indice de continuité"- AFNOR 1990

NF P 94-422 (Janvier 2001) - "Détermination de la résistance à la traction - Méthode indirecte - Essai brésilien "- AFNOR 2001

XP P94-412 (Avril 2001)-"Roches - Détermination de l'indice de résistance à la pénétration par un foret"- AFNOR 2001

XP P94-424 (mars 2003) Roches – Cisaillement direct selon une discontinuité de roche – Essai sous un effort constant, normal à la surface de discontinuité (Indice de classement : P94-424).

❖ **Site internet:**

www.encyclopedie-environnement.org/sol/glisement-eboulement-rocheux-fatalite/

- **FABRE Denis**, Professeur émérite du Conservatoire National des Arts et Métiers de Paris (CNAM), Équipe Construction & Energétique (ICENER)
- **HANTZ Didier**, Maitre de conférences, Université Grenoble Alpes (ISTERRE)

https://www.geowiki.fr/index.php?title=Fichier:Roches_formation.jpg