



Faculté des Sciences de la terre
Département des Mines

THESE

Présentée en vue de l'obtention du diplôme : DOCTORAT EN SCIENCES

OPTION

EXPLOITATION MINIÈRE



ETUDE DE LA DÉFORMATION ET DE LA RUPTURE DES MASSIFS FISSURÉS PAR LA MÉTHODE DES ÉLÉMENTS FINIS

(CAS DE LA MINE SOUTERRAINE DE BOUKHADRA)



PRÉSENTÉE PAR :
GADRI LARBI

DEVANT LE JURY COMPOSÉ DE :

Pr. BOUNOUALA Mohammed	Université Badji Mokhtar Annaba	Président.
Dr. BOUMEZBEUR Abderahmene	Université Larbi Tébessi Tébessa	Directeur de thèse.
Pr. HAFSAOUI Abdallah	Université Badji Mokhtar Annaba	Examineur.
Dr. BOUKELLOUL Med Laid	Université Badji Mokhtar Annaba	Examineur.
Dr. KARA Mohammed	Université Larbi Tébessi Tébessa	Examineur.
Dr. LOUAFI Messaoud	Université Larbi Tébessi Tébessa	Examineur.

JUIN 2012

Remerciements

Au premier lieu, je tiens à rappeler le souvenir du professeur HAMMAMI Mounir mon premier directeur de thèse ; c'était un très grand chercheur, il était surtout un homme doué d'humanités. La vie et les hommes ont plié son esprit. A sa mémoire je dédie ma thèse.

J'aimerais remercier tous ceux qui ont contribué à la réalisation de ce travail, mais je ne puis citer que quelques uns parmi ceux qui mon aider pendant ces années de travail et je m'excuse auprès des autres.

D'abord je veux exprimer ma gratitude aux membres du jury, qui m'ont fait l'honneur de participer à la soutenance de ma thèse.

Le professeur BOUNOUALA, qui a accepté de présider mon jury. Messieurs Le professeur HAFSAOUI Abdallah, docteur BOUKALLOUL M^{ed} Laid, docteur KARA Mohammed et docteur LOUAFI Messaoud ; qui m'ont fait l'honneur et le plaisir d'accepter d'être mes examinateurs.

Un remerciement particulier à mon directeur de thèse docteur BOUMAZBEUR Abderahmen, qui s'est toujours montré très disponible en me donnant des conseils précieux pour le bon déroulement de mon travail, grace à lui j'ai eu la possibilité d'enrichir mes connaissances en géotechniques.

Je ne peux pas manquer l'occasion de remercier ma femme. Qui m'a donné l'énergie nécessaire pour terminer m'on travail. Elle m'a permis de conserver ma motivation tout au long de ces années de travail ardu.

Mes remerciements vont également à toutes les presonnes qui m'ont quotidiennement apporté leur aide . collègues amis et famille, Merci à vous tous.

GADRI Larbi

إن دراسة استقرار المنشآت المنجمية الكائنة بالتكتلات الصخرية المشققة تح
بالاهتمام الأكبر لمهندس الاستغلال المنجمي.
بالنسبة للدارسات الجيوتقنية المتعلقة بالمحاجر والمناجم لا يوجد حالياً منهجية عامه
للتحليل الكمي للأضرار المرتبطة بالمخاطر الغير متوقعة بهذه المنشآت (الانهيارات وسقوط
الكتل الصخرية).
ومن الأسباب الأساسية لذلك عدم الدقة في المعطيات المتاحة أو عدم معرفة قيم الوسائط
المطلوبة لهذه التحليل.
في هذه الرسالة دراسة التشوهات والانكسارات بالكتلة الصخرية المشققة باستخدام
طريقة العناصر المتناهية تدخل ضمن إطار دراسة مجموع المشاكل التقنية التي تنتج عن
استعمال طرق تقييم التشوهات والانكسارات في المنشآت المنجمية المحفورة خلال الكتلة
الصخرية المشققة هذا من ناحية وكذا معالجة التساؤلات المصدمة باستعمال الطرق التجريبية
والتحليلية لحل الإشكالات المطروحة من ناحية أخرى.
في رسالتي هذه حاولنا أخذ خطوه أولى للربط بين استعمال الطرق التجريبية والطرق
الرقمية وتطبيقها على منشأه منجميه () بمنجم الحديد ببوخضره بولاية تبسة.

الكلمات المفتاحية:

تناهية الصخرية،

RÉSUMÉ

L'étude de la stabilité des ouvrages miniers dans les massifs rocheux fracturés est la préoccupation majeure de l'ingénieur exploitant. Pour les ouvrages géotechniques dans les mines et les carrières, il n'existe pas aujourd'hui de méthodologie générale pour l'analyse et la quantification des risques relatifs aux dangers inhérents à ces types d'ouvrages (chutes de blocs, éboulements, etc.). L'une des raisons essentielles à cela est l'incertitude qui pèse sur les données disponibles ou la méconnaissance même des valeurs des paramètres nécessaires à ce type d'analyse.

Dans notre approche, l'étude de la déformation et de la rupture des massifs rocheux fissurés par la méthode des éléments finis, entre dans le cadre de résolution de l'ensemble des problèmes techniques (ou pratiques) rencontrés dans l'utilisation des méthodes d'évaluation des déformations et ruptures des ouvrages miniers creusés dans les massifs rocheux fracturés d'une part mais aussi de traiter les épineuses questions de l'utilisation des méthodes empiriques et analytiques, pour la résolution de ces problèmes d'autre part.

Dans cette thèse, une première approche entre les méthodes empiriques et les méthodes numériques a été réalisée, à cette fin une application sur un ouvrage souterrain dans les conditions de la mine souterraine de Boukhadra, Tébessa, Algérie a été réalisée.

Mots clés :

Stabilité ; Discontinuités ; Éléments finis, Massif rocheux ; Mine souterraine.

Abstract

The study of the stability of mine structures in the fractured rock is the major concern of the engineer operator. For of geotechnical structures in mines and quarries, there is currently no general methodology for analysis and quantification of risks related to the dangers inherent in these types of structures (rock falls, landslides, etc..). One of the main reasons for this is the uncertainty on the data available or ignorance of the values of the parameters necessary for this type of analysis.

In our approach, the study of deformation and fracture of cracked rock masses by finite element method, is part of solving all technical problems (or practices) encountered in using methods evaluation of bending and breakage of mine structures excavated in jointed rock masses on the one hand but also to handle sensitive issues of the use of empirical and analytical methods for solving these problems on the other.

In this thesis, a first approach between empirical methods and numerical methods has been carried out, for this purpose an application on an underground structure in the conditions of the underground mine Boukhadra, Tebessa, Algeria has been realized.

Keywords:

Stability; Discontinuities, Finite elements, Rock mass; Underground mine.

Liste des figures

Chapitre 1

Fig1 Principales phases du comportement d'une roche au cours d'un essai de compression simple

Fig.2 : Critère de résistance de Mohr-Coulomb représenté dans le plan (τ, σ)

Fig.3 Critère de résistance Mohr-Coulomb représenté dans l'espace des contraintes principales

Fig.4 Potentiel plastique du critère de rupture de Mohr-Coulomb

Fig.5 : Modèle de comportement élastoplastique parfait et avec radoucissement

Fig.6 Essai de fermeture normale d'une discontinuité rocheuse

Fig.7 Massif stratifié

Fig.8 Bancs et joints d'égale épaisseur

Fig.9 Facteur α_E de réduction de module en fonction de l'espacement des discontinuités (d'après Kuhawy, 1978)

Fig. 10 : Modèle de massif découpé par trois familles de discontinuités orthogonales

Fig. 11 : Corrélation entre E et le RQD (d'après Deere & al et Coon & Merrit)

Fig. 12 : Prédiction du module de déformation E_m du massif rocheux à partir du RMR

Fig. 13 : Cisaillement d'une discontinuité lisse sous contrainte normale constante

Fig. 14 : Etat de surface d'une discontinuité naturelle

Fig. 15 : Cisaillement des aspérités

Fig. 16 : Cisaillement de deux blocs rocheux

Fig. 17 : Essai de cisaillement d'une discontinuité naturelle distante

Fig. 18 : Représentation de la dilatance dans le plan de Mohr

Fig. 19 : Variation de K_n/K_t en fonction de σ_n (Bandis et al. [1983] modifié)

Chapitre 2

Fig.1 : définition de la direction et du pendage d'un plan

Fig.2 a) direction, s (strike), pendage, d (dip), grand cercle et pôle, P

b) canevas de Schmidt. Sur le plan équatorial figurent les projections des grands cercles et des petits cercles tracés sur l'hémisphère inférieur. Sur ce canevas sont représentés le grand cercle et le pôle d'un plan orienté N60E/40S ou 60/40S ou 150/40; tracé par StereoNett (RW Allmendiger, 2003)

Fig.3 : Courbes d'égale densité de pôles de discontinuités (canevas de Schmidt -massif Houiller); tracé par StereoNett (RW Allmendiger, 2003)

Fig.4 : mesure de la fréquence des discontinuités (d'après Hudson, 1993)

Fig.5 calcul du RQD pour une passe de 200 cm de longueur

Fig.6 détermination du JRC par mesures morphologiques

Chapitre 3

Fig.1 Le passage d'un milieu hétérogène à un milieu homogène

Fig.2 Modèle de comportement mécanique de la roche (Mohr-Coulomb)

Fig.3 Modèle de comportement mécanique des fractures (Mohr-Coulomb)

Fig.4 Principales différences entre le modèle de Barton-Bandis et celui de Mohr-Coulomb (Choi et Chung [2004])

Fig.5 : *recherche de la taille du VER géométrique (carré mobile de taille constante ; carré centré de taille croissante)*

Fig.6 Définition de la marge d'erreur géométrique lors de la recherche d'un VER

Fig.7 Méthode de calcul de l'espacement moyen des fractures sur plusieurs lignes d'échantillonnage

Chapitre 4

Fig.1 coupe géologique visuelle de la galerie principale du niveau 1105m

Fig.2 orientations des discontinuités

Fig.3 sphères de référence

Fig.4 Représentation stéréographique en 2D et en 3D

Fig.5 Limitations in the Q rock support diagram (from Palmstrom et al. 2002)

Chapitre 5

Fig.1. Forces d'excavation

Fig.2. Exemple de calcul aux éléments finis d'une grande excavation souterraine (document COYNE et BELLIER)

Fig.3. Difficultés rencontrées durant l'utilisation des logiciels

Fig.4. Difficultés rencontrées durant l'utilisation des logiciels, selon le type d'utilisateur

Fig.5. Rapport h/H en fonction du diamètre du tunnel D (extraits de la base de données MOMIS)

Fig.6. Rapport L/D en fonction du diamètre du tunnel D (extraits de la base de données MOMIS)

Fig.7. le modèle

Fig.8. Type de schéma de comportement pour les modélisations de remblais et de tunnels.

Fig.9. Type d'analyse pour les modélisations de remblais et de tunnels.

Fig.10. La génération du maillage

Fig.11. contraintes effectives (phase initiale)

Fig 12 pression interstitielle (phase initiale)

Fig 13 les déplacements totaux dans les calcaires($U_{max}=87.34*10^{-6}$ m)

Fig 14 les déplacements totaux dans les conglomérats($U_{max}=1.09*10^{-3}$ m)

Fig15 boulons à coquilles d'extension (d'après documentation ancraill et Lenoir -Mernier)

Fig16 boulon à ancrage repartis (Lenoir -Mernier)

Fig 17 les déplacements totaux dans les calcaires soutenus par les ancrages ($U_{max}=85.80*10^{-6}$ m)

Fig 18 rupture des boulons

Fig 19 les éléments du soutènement par cintres

Fig 20 les déplacements totaux dans les conglomérats soutenus par les cintres métalliques ($U_{\max}=351 \cdot 10^{-6} \text{ m}$)

Liste des tableaux

Chapitre 1

Tableau 1. Modules de déformation de roches intactes et saines (d'après DataRoc, base de données du LCPC)

Tableau 2. Modules de Young et coefficient de Poisson pour quelques (cité par Mestat [1993])

Tableau 3. Valeurs représentatives de la cohésion et de l'angle de frottement interne des roches intactes (d'après Kulhawy[1975], cité par Goodman [1989])

Tableau 4. Erreur relative $\Delta E_m / E_m$ en fonction de l'erreur d'estimation ΔRMR du RMR

Tableau 5. Les rares valeurs de raideurs normale et tangentielle de discontinuités naturelles

Tableau 6. Valeurs caractéristiques de raideurs normales et tangentielles pour divers types de discontinuités (Kulhawy [1978])

Chapitre 2

Tableau 1 Comparaisons des utilisations du RMR et du Q-system dans le domaine des travaux souterrains (AFTES [2003])

Chapitre 4

Tableau.1 Profondeurs moyennes et angles de pendages du gîte exploité en souterrain

Tableau.2. les dimensions de la galerie principale du niveau 1105 m

Tableau.3. failles et fissures existantes dans le tronçon étudié de la galerie principale du niveau 1105 m

Tableau .4 classification of the rock mass of Boukhadra (RMR-system)

Tableau 5: classification de la qualité de la roche

Tableau 6 : Excavation Support Ratio (ESR) pour divers types d'ouvrages souterrains [Barton & al, 1974]

Tableau .7 classification of the rock mass of Boukhadra (Q-system)

Tableau 8 classification of the rock mass of Boukhadra (AFTES guidelines)

Tableau 9: Description du massif rocheux de Boukhadra

Chapitre 5

Tableau.1 Propriétés physico-mécaniques des roches du massif de Boukhadra

Tableau.2. Caractéristiques des tiges pour boulons à ancrage ponctuel. Valeurs moyennes

Tableau.3. Caractéristiques des tiges crénelées (Acier F_eE 500)

Tableau.4 Caractéristiques de cintres rigides

Tableau.5. Résultats de l'analyse numérique par la méthode des éléments finis

Table des matières

1	Déformabilité et rupture des massifs rocheux fissurés	6
1.1	Déformabilité de la matrice rocheuse	7
1.2	Analyse mécanique du comportement des roches	9
1.2.1	Critères de résistance des roches	9
1.2.2	Résistance des roches	10
1.2.3	Modèle élastoplastique parfait	15
1.3	Déformabilité d'une discontinuité	16
1.4	Différentes estimations du module de déformation E_m d'un massif rocheux	17
1.4.1	Estimation du module de déformation E_m par un milieu équivalent théorique	17
1.4.2	Estimation du module de déformation E_m l'aide de méthodes empiriques .	22
1.5	La résistance des massifs rocheux fissurés	26
1.5.1	La résistance d'un massif rocheux légèrement fissuré	26
1.5.2	La résistance de la roche moyennement ou fortement fracturée	36
1.6	Détermination empirique de la déformabilité d'une fissure	37
1.7	Synthèse	41
2	Classification géomecanique des massifs rocheux	42
2.1	Les classifications géomecanique	43
2.1.1	Approche de Terzaghi	43
2.1.2	Approche de Protodiakonov	43

2.1.3	Approche de Lauffer	43
2.1.4	La classification Bieniawski : Rock Mass Rating(<i>RMR</i>)	44
2.1.5	La classification de Barton : Q-system	45
2.1.6	La classification GSI	46
2.1.7	Recommandation AFTES	48
2.2	Estimation de la stabilité des ouvrages par les méthodes empiriques :	51
2.3	Structure des massifs rocheux	52
2.3.1	Types de discontinuités	53
2.3.2	Lever structural d'un massif rocheux	54
2.3.3	Orientations des familles de discontinuités	54
2.3.4	Fréquences des discontinuités	57
2.4	Synthèse sur les systèmes de classification	61
3	Modélisation des ouvrage souterrains en milieux rocheux fissures	63
3.1	Méthodes de calcul des ouvrages en milieux rocheux fissurés	64
3.1.1	L'analyse de la stabilité des ouvrages creusés dans un milieu rocheux fissuré	64
3.1.2	L'analyse en déplacement des ouvrages creusés dans un milieu rocheux fissuré.	66
3.1.3	Approche continue	72
3.2	Synthèse	79
4	Etude de la stabilité des ouvrages miniers	80
4.1	Cadre géologique de la mine de Boukhadra	81
4.1.1	Introduction	81
4.1.2	Situation géographique	81
4.1.3	Géologie du site	81
4.1.4	. Hydrogéologie	84
4.2	L'exploitation du minerai de Boukhadra	84
4.2.1	Discontinuités du massif	86
4.3	Classification géomecanique du massif rocheux de Boukhadra	90

4.3.1	Classification RMR et GSI du massif rocheux de boukhadra	90
4.3.2	Classification [Q système] du massif rocheux de Boukhadra	91
4.3.3	Détermination du module de déformabilité du massif.	95
4.3.4	Classification AFTES du massif rocheux de Boukhadra	97
4.3.5	Recommandation du soutènement pour les différentes formations rocheuses :	100

5 Analyse en éléments finis de la stabilité des ouvrages souterrains 105

5.1	Application de la méthode des éléments finis en géotechnique	106
5.2	Application de la méthode des éléments finis au calcul des ouvrages souterrains . .	107
5.2.1	Les principales étapes d'une analyse par la méthode des éléments finis . . .	108
5.2.2	Codes de calcul par éléments finis	111
5.3	Modélisation par éléments finis	113
5.3.1	Dimensions du modèle	113
5.3.2	Loi de comportement choisie pour le terrain et le soutènement	115
5.3.3	Propriétés physico-mécaniques du terrain	116
5.3.4	Le maillage	117
5.3.5	Le calcul	119
5.3.6	Les résultats	119
5.4	Validation numérique du soutènement recommandé par les méthodes empiriques .	120
5.4.1	Soutènement par boulonnage	120
5.4.2	Soutènement par cintres métalliques	124

Introduction

L'étude de la stabilité des ouvrages miniers dans les massifs rocheux fracturés est la préoccupation majeure de l'ingénieur exploitant. Pour les ouvrages géotechniques dans les mines et les carrières, il n'existe pas aujourd'hui de méthodologie générale pour l'analyse et la quantification des risques relatifs aux dangers inhérents à ces types d'ouvrages (chutes de blocs, éboulements, etc.). L'une des raisons essentielles à cela est l'incertitude qui pèse sur les données disponibles ou la méconnaissance même des valeurs des paramètres nécessaires à ce type d'analyse.

Dans notre approche, l'étude de la déformation et de la rupture des massifs rocheux fissurés par la méthode des éléments finis, entre dans le cadre de résolution de l'ensemble des problèmes techniques (ou pratiques) rencontrés dans l'utilisation des méthodes d'évaluation des déformations et ruptures des ouvrages miniers creusés dans les massifs rocheux fracturés d'une part mais aussi de traiter les épineuses questions de l'utilisation des méthodes empiriques et analytiques, pour la résolution de ces problèmes.

Dans cette thèse, une première approche entre les méthodes empiriques et les méthodes numériques, à cette fin une application sur un ouvrage souterrain dans les conditions de la mine souterraine de Boukhadra, Tébessa, Algérie sera réaliser.

Cette thèse comporte cinq chapitres qui traitent le problème de déformation et de rupture des massifs rocheux fissurés par la méthode des éléments finis.

Dans le premier chapitre, une bibliographie sur les déformations et ruptures des massifs rocheux, est présentée pour définir les différentes méthodes de calculs et d'estimation des déformations dans le domaine de la mécanique des roches.

Le deuxième chapitre est consacré à la présentation des méthodes empiriques les plus utilisées dans le domaine minier, une première initiative d'application des recommandations AFTES appliquées actuellement dans le domaine des travaux publics.

Le troisième chapitre est consacré aux descriptions des différentes méthodes de modélisation numérique des ouvrages souterrains contemporains creusés dans les massifs rocheux fissurés, en se basant sur les modèles en éléments finis.

Le quatrième chapitre est consacré à la description géologique des différentes formations rencontrées ainsi que l'étude hydrogéologique et géotechnique du massif rocheux de la mine

souterraine de Boukhadra au premier lieu. La deuxième partie du chapitre traite la classification géomecanique (les méthodes empiriques : Barton, Beniewski, AFTES.) du massifs rocheux de Boukhadra.

Le dernier chapitre est consacré à la modélisation numérique en utilisant la méthode des éléments finis. Le code de calcul qui sera utilisé est le Plaxis V8.2, afin de valider les résultats trouvés suite a l'application des méthodes empiriques.

Chapitre 1

Déformabilité et rupture des massifs rocheux fissurés

-
- 1- Déformabilité de la matrice rocheuse
 - 2- Analyse mécanique du comportement des roches
 - 3- Déformabilité d'une discontinuité
 - 4- Différentes estimations du module de déformation E_m d'un massif rocheux
 - 5- La résistance des massifs rocheux
 - 6- Détermination empirique de la déformabilité d'une fissure
 - 7- Synthèse
-

Introduction

Le massif rocheux est un milieu hétérogène discontinu, formé par les blocs rocheux et des discontinuités. La détermination de la déformation du massif rocheux fissuré dépend de :

- la déformabilité de la roche,
- la déformabilité des discontinuités,
- l’organisation de la structure du massif (caractère discontinu qui sollicite des zones en traction, compression ou en cisaillement).

Dans ce chapitre, nous allons essayer de recenser les différentes méthodes d’estimations du module de déformation d’un massif rocheux et faire quelques rappels sur la déformabilité de la matrice rocheuse et la déformabilité d’une discontinuité.

1.1 Déformabilité de la matrice rocheuse

On détermine le module de déformation E_r de la matrice rocheuse par essais mécaniques sur éprouvette de roche soumise à un chargement successif croissant ; le module de déformation est déterminé à partir de la courbe enveloppe des courbes (effort-déplacement). Alors que la roche peut avoir une déformation élastique, ce n’est pas le cas d’un bloc fracturé, ou a fortiori d’un massif rocheux. En effet, la fermeture des fissures sous une contrainte normale n’est pas un phénomène réversible. Le module de déformation d’un échantillon de roche fracturée lors d’un essai de compression tend généralement asymptotiquement vers le module de déformation de la matrice rocheuse ou bien décroît jusqu’à de faibles valeurs, du fait de la création de multiples fractures pendant l’essai.

Rares sont les roches dont le comportement est parfaitement isotrope. Pour les roches sédimentaires, le dépôt de particules en fines couches successives produit une anisotropie de révolution autour de l’axe perpendiculaire à la stratification. La foliation des roches métamorphiques, issue d’une orientation privilégiée de la cristallisation des minéraux des roches, produit elle aussi une forte anisotropie.

Le tableau 1 présente quelques valeurs de modules de déformation de roches saines. Ce ne sont que des ordres de grandeur, qui ne peuvent être utilisés que pour aider à un dimensionnement

Chapitre 1. Déformabilité et rupture des massifs rocheux fissurés

préliminaire.

Tableau 1. Modules de déformation de roches intactes et saines (d'après DataRoc, base de données du LCPC)

Type de roche		Module de Young et résistance à la compression		
Roches sédimentaires	Commune.(département)	Porosité	E _i (GPa)	R _c (MPa)
		(%)		
Calcaire du boulonnais	Marquise(62)	0.9	83	140
Calcaire fossilifère	Rinxent(62)	1.4	82	120
Calcaire à moliolles	Saint-Maximin(60)	13.5	31	80
Calcaire oolithique	Villiers-Adam(95)	36	9	10
Craie	Lillebonne(76)	40	6	10
	Vernon(27)	27	28	55
Dolomie	Saint Rome de Tarn(12)	2.2	72	160
Grès	Fréhel(22)	13.7	15	55
	Tignes(73)	2.2	64	200
Quartzite	Cherbourg(50)	0.8	76	370
		1.8	91	280
Roches métamorphiques	Commune, (département)	E _i (GPa)		R _c (MPa)
Calcschiste	Lanslebg. Mont-Cenis(73)	20-53*		13-60*
Gneiss	Bouguenais(44)	65		220
	Bonneval sur Arc(74)	36		120
Schiste sériciteux	Funny(89)	56-118*		50-255*
Schiste ardoisier	Travassac(19)	75-115*		†
Roches magmatiques	Commune,(département)	E _i (GPa)		R _c (MPa)
Basalte	Saint Beauzely(12)	78		150
	Raon l'Etape(88)	95		350
Granite	Ploumanach(22)	60		165
	Senones(88)	75		170
	Mercantour(06)	50		175

1.2 Analyse mécanique du comportement des roches

En analysant la variation de la contrainte σ de compression appliquée sur un échantillon de roche en fonction de la déformation ε qui en résulte, nous distinguons deux phases principales (Fig. 1) : un comportement réversible (domaine linéaire) et un comportement irréversible (domaine non linéaire) marquant, suivant le cas, de la plasticité ou la rupture de la roche.

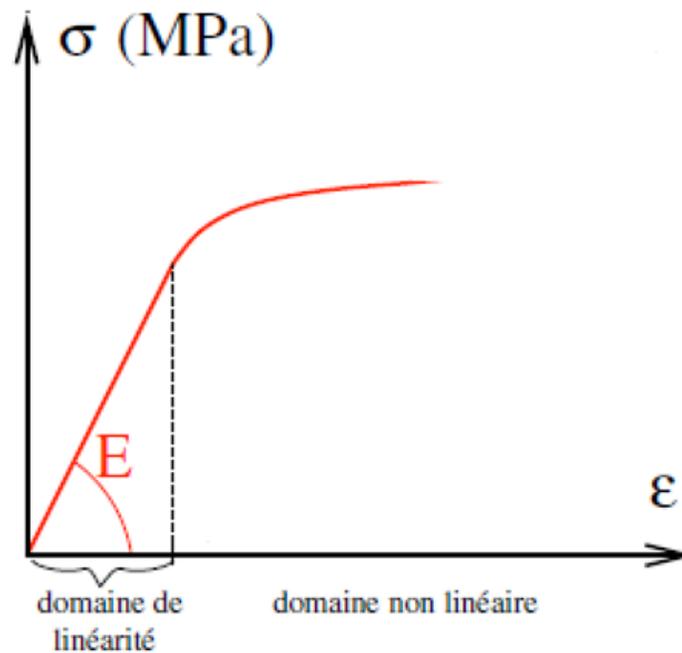


Fig.1 Principales phases du comportement d'une roche au cours d'un essai de compression simple

1.2.1 Critères de résistance des roches

L'anisotropie de la matrice rocheuse est relativement faible et négligeable par rapport à celle qui est induite par la présence des fissures. Pour cette raison, nous admettons que le comportement de la roche est isotrope et caractérisé par un module d'Young E et un coefficient de Poisson ν .

Tableau 2. Modules de Young et coefficient de Poisson pour quelques roches (cité par Mestat [1993])

Matériaux	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	7-650	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
Grès	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

Dans ce tableau, nous remarquons que E varie entre des valeurs très petites de l'ordre de MPa pour des roches tendres comme la marne et le calcaire et des valeurs très grandes de l'ordre GPa pour les roches dures comme le granite et le marbre.

De même, nous précisons un coefficient de Poisson ν moyen qui prend une valeur de 0.25 pour les divers types de roches.

1.2.2 Résistance des roches

La résistance de la roche est définie comme étant la fin de la phase élastique.

Un critère très courant et souvent utilisé dans le domaine de la mécanique des sols et des roches est celui de Mohr-Coulomb. Ce critère est représenté dans le plan des contraintes tangentiell

normales (τ, σ) par deux droites symétriques par rapport à l'axe des contraintes normales (Fig. 2). Ces deux droites sont appelées courbes intrinsèques. Pour une roche, nous caractérisons ce critère par deux paramètres qui sont la cohésion C et l'angle de frottement interne Φ .

L'équation de la courbe intrinsèque s'écrit :

$$|\tau| \leq C + \sigma \tan \Phi \quad (1)$$

Où τ et σ représentent respectivement la contrainte de cisaillement et la contrainte normale à la rupture.

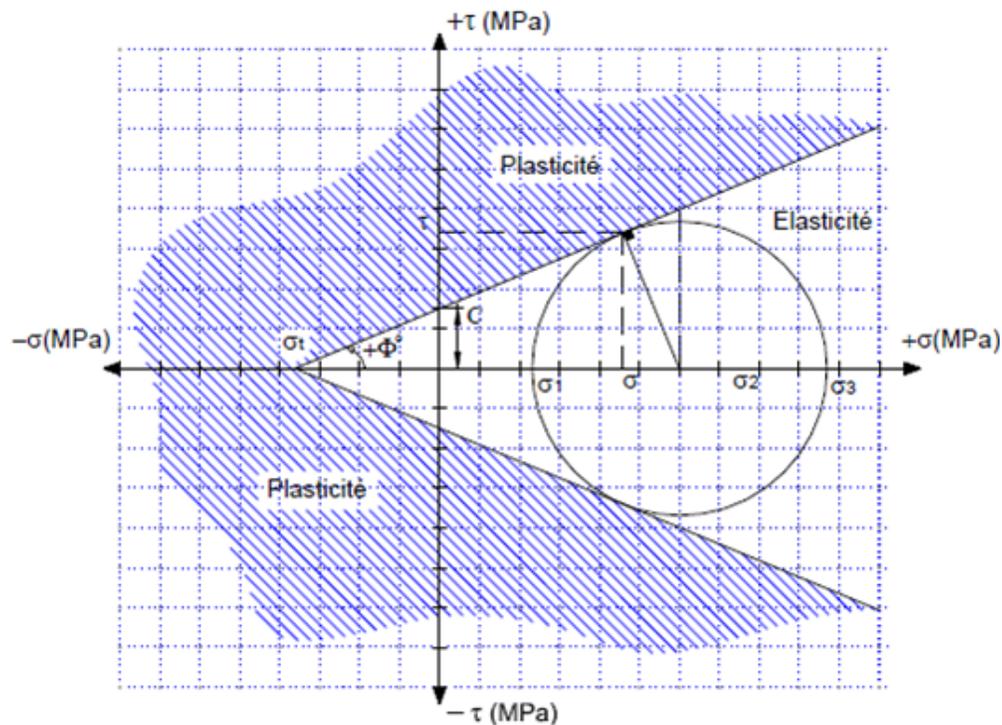


Fig.2 : Critère de résistance de Mohr-Coulomb représenté dans le plan (τ, σ)

La forme géométrique de ce critère dans l'espace des contraintes limites $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ prend la forme d'un cône à base hexagonale dont l'axe est défini par la droite $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ (Fig. 3).

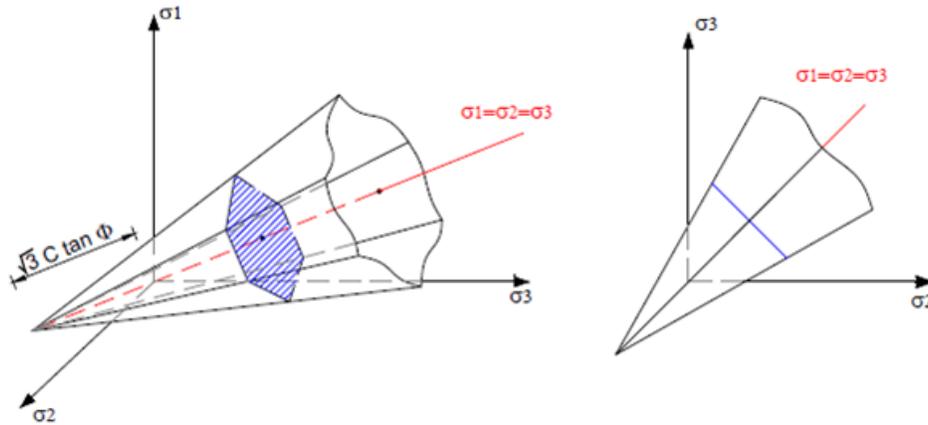


Fig.3 Critère de résistance Mohr-Coulomb représenté dans l'espace des contraintes principales

La formulation mathématique du critère de Mohr-Coulomb est régie par l'expression suivante :

$$F(\sigma) = (\sigma_1 - \sigma_3) - (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \Phi - 2C \cos \Phi \leq 0; \sigma_3 < \sigma_2 < \sigma_1 \quad (2)$$

qui ne fait pas intervenir la contrainte intermédiaire σ_3 . d'après cette équation, le potentiel plastique dans le plan $\left(\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2}, \frac{(\sigma_1 + \sigma_3)}{2} \right)$ s'écrit :

$$\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2} \leq \alpha + \frac{(\sigma_1 + \sigma_3)}{2} \tan \Psi; C = \frac{\alpha}{\cos \Psi} \text{ et } \Phi = \sin^{-1}(\tan \Psi) \quad (3)$$

Cette équation représente l'équation d'une droite caractérisée par les paramètres α et Ψ (Fig. 4). Elle est d'une importance capitale puisqu'il suffit de calculer deux couples de points (σ_1, σ_2) pour obtenir la cohésion de la roche ainsi que son angle de frottement interne.

Le critère de Mohr-Coulomb permet de calculer d'autres paramètres mécaniques employés fréquemment par les concepteurs des ouvrages dans les massifs rocheux tels que la résistance à la compression simple et à la traction. En effet, du fait que $\sigma_3 < \sigma_2 < \sigma_1$ alors la résistance à la compression simple de la roche σ_c résulte d'une contrainte σ_3 nulle d'où :

$$\sigma_c = \sigma_1 = \frac{2C \cos \Phi}{1 - \sin \Phi} \quad (4)$$

De même, pour une contrainte σ_1 nulle, l'expression de la résistance à la traction s'écrit :

$$\sigma_t = \sigma_3 = -\frac{2C \cos \Phi}{1 + \sin \Phi} \quad (5)$$

D'où :

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_t} = -\frac{1 + \sin \Phi}{1 - \sin \Phi} \quad (6)$$

Dans le cas particulier où $\Phi = 0$, le critère de Mohr-Coulomb prend la forme du critère de Tresca représenté par une droite horizontale et dont l'expression s'écrit comme suit :

$$F(\sigma) = (\sigma_1 - \sigma_3) - 2C \leq 0 \quad (7)$$

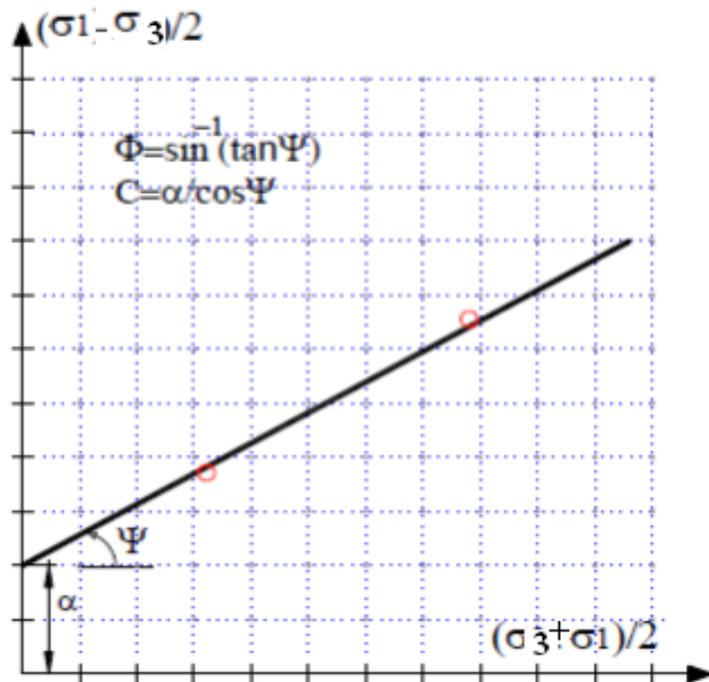


Fig.4 Potentiel plastique du critère de rupture de Mohr-Coulomb

Le critère de Mohr coulomb n'est pas le seul à caractériser le comportement de la roche en phase plastique. Un autre critère assez répandue dans la est celui de Hoek-Brown [1980]. L'emploi

de ce dernier ne se limite pas à la modélisation du comportement d'une roche saine mais aussi à des massifs fissurés à caractère isotrope.

A partir de la littérature des auteurs ont mené des essais afin de calculer la cohésion et l'angle de frottement interne des roches. Le tableau 3 nous donne un recueil de valeurs intéressantes de ces paramètres qui montre une large dispersion en fonction de la nature de la roche.

Tableau 3. Valeurs représentatives de la cohésion et de l'angle de frottement interne des roches intactes (d'après Kulhawy[1975], cité par Goodman [1989])

Description	C (MPa)	Φ (°)
Berea sandstone	27.2	27.8
Bartlesville sandstone	8.0	37.2
Pottsville sandstone	14.9	45.2
Repetto silstone	34.7	32.1
Muddy shale	38.4	14.4
Stockton shale	0.34	22.0
Edmonton betonic shale	0.3	7.5
Sioux quartzit	70.6	48.0
Texas slate;loaded		
30° to clivlage	26.2	21.0
90° to clivelage	70.3	26.9
Georgia marble	21.2	25.3
Wolf Camp limestone	23.6	34.8
Indiana limestone	6.72	42.0
Hasmark dolomite	22.8	35.5
Chalk	0	31.5
Blaine anhydrite	43.4	29.4
Inada biote granite	55.2	47.7
Stone mountain granite	55.1	51.0
Nevada Test Site basalt	66.2	31.0
Schistose gneiss		
90° to clivlage	46.9	28.0
30° to clivlage	14.8	27.6

Remarque 1.1 *Les valeurs des paramètres motionnés dans les tableaux 1 et 2 donnent une idée générale sur les propriétés mécaniques des roches. Ces valeurs doivent être employées avec précaution. Le recours à des essais in-situ ou au laboratoire permettrait de préciser les vraies valeurs de ces paramètres.*

L'effet d'échelle est également un facteur important à ne pas négliger. A titre d'exemple, Farmer et Kemeny [1992] ont indiqué que le module de déformation sur les échantillons intacts de roches

est 5 à 20 fois plus grand que les valeurs obtenues *in-situ*.

1.2.3 Modèle élastoplastique parfait

La traduction du comportement des roches sous une forme analytique est nécessaire pour pouvoir dimensionner les ouvrages exécutés dans les massifs rocheux. Une loi représentant le comportement fragile à la compression d'une très grande majorité de roches est la loi élastoplastique avec radoucissement (appelée également écrouissage négatif). Elle est régie par le critère de Mohr-Coulomb. Cette loi est définie par trois phases (Fig. 5) : 1- phase élastique, 2- phase de post-rupture, 3- phase résiduelle. Pour des raisons de difficultés liées à la modélisation numérique, il est plus aisé d'utiliser le formalisme élastoplastique parfait qui a été initialement développé pour décrire le comportement des métaux. Son emploi est fréquent dans les modèles numériques grâce à sa simplicité et la facilité d'intégration dans les codes de calcul numériques.

La phase élastique est caractérisée par un module d'Young E et un coefficient de Poisson ν . Dans la phase plastique, nous notons la présence d'une contrainte σ_p marquant la plasticité de la roche et qui varie en fonction de la contrainte de confinement. Cette phase est caractérisée par une cohésion C et un angle de frottement interne Φ .

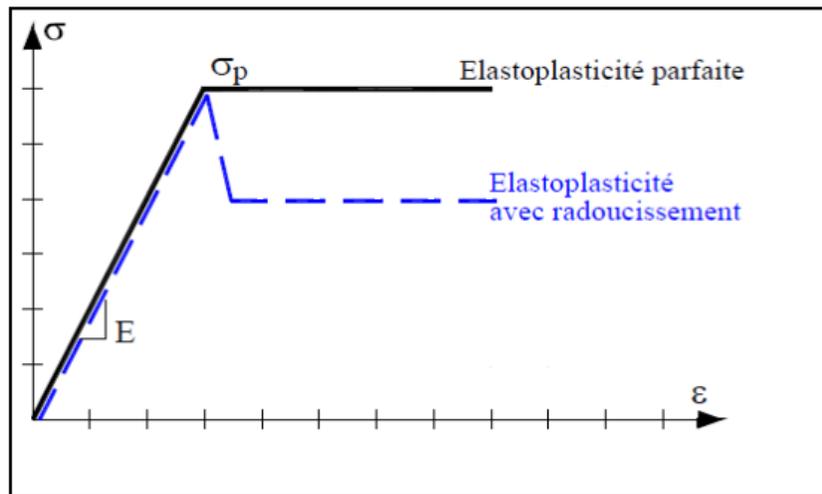


Fig.5 : Modèle de comportement élastoplastique parfait et avec radoucissement

1.3 Déformabilité d'une discontinuité

La déformabilité tangentielle et la résistance au cisaillement d'une discontinuité rocheuse seront traitées ultérieurement. La déformabilité d'une discontinuité rocheuse est caractérisée par sa raideur normale et sa raideur tangentielle. La raideur normale est exprimée par son coefficient de raideur :

$$K_n = \frac{\delta\sigma_n}{\delta V} \quad (8)$$

Avec σ_n la contrainte normale et V le déplacement normal.

Des essais de fermeture normale permettent de déterminer la raideur normale K_n . Ces essais consistent à soumettre la discontinuité à un essai de compression simple avec des cycles de chargement / chargement et de mesurer avec des capteurs de déplacements les déformations de la discontinuité.

Sur la figure 6 est tracée la contrainte σ_n en fonction de la fermeture ΔV de la discontinuité. Un coefficient de raideur tangent est défini, il représente la raideur à un niveau de contrainte donnée. L'asymptote verticale V_{max} traduit la limite physique de la fermeture maximale de la discontinuité. Quand elle est fermée, la raideur devient infinie ; tout se passe comme si le milieu était continu.

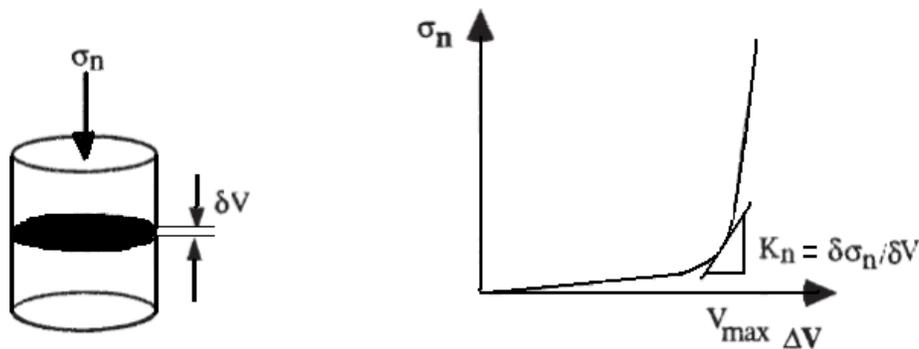


Fig.6 Essai de fermeture normale d'une discontinuité rocheuse

Il est rare de trouver des valeurs de K_n dans les références bibliographiques (Hung & Coates, 1978 ; Bandis & al., 1983). De plus, ces valeurs dépendent fortement de :

- la zone initiale de contact et l'amplitude relative de l'ouverture de la discontinuité,
- la rugosité des contacts,
- la résistance mécanique et la déformabilité des aspérités (altération),
- l'épaisseur et les caractéristiques du matériau de remplissage du joint,
- le nombre de cycles effectués pour obtenir la fermeture totale.

Pour une discontinuité ouverte et sans remplissage, la raideur K_n initiale peut être extrêmement faible, de l'ordre du MPa/mm à quelques dizaines de MPa/mm ; au bout de 3-4 cycles de *chargement/déchargement* cette raideur est de 3 à 10 fois supérieure à la raideur initiale. Pour plus de détails sur les valeurs numériques, se référer aux annexes.

Pour caractériser la déformabilité des discontinuités, une valeur moyenne de la raideur K_n est donc généralement choisie, bien souvent celle obtenue lors d'un premier cycle de chargement.

Connaître la déformabilité de la matrice rocheuse et celle des discontinuités est une chose, mais ces deux informations, séparées, ne sont pas suffisantes à l'ingénieur géotechnicien qui doit estimer la déformabilité globale E_m du massif, afin de dimensionner au mieux son ouvrage. Plusieurs méthodes, rapides et approchées, existent.

1.4 Différentes estimations du module de déformation E_m d'un massif rocheux

Pour estimer la déformation globale d'un massif rocheux fissuré, il existe deux approches :

- Les méthodes théoriques où le massif réel est idéalisé par un massif continu équivalent.
- Les méthodes empiriques où l'on estime la déformabilité à l'aide des différentes classifications des massifs rocheux (classification géomecanique).

1.4.1 Estimation du module de déformation E_m par un milieu équivalent théorique

Un massif rocheux est constitué par des roches saines et des discontinuités ; l'hypothèse d'un petit espacement des discontinuités devant les dimensions du massif rocheux et de l'ouvrage

considéré, nous donne la possibilité de remplacer le massif réel par un massif continu homogène "équivalent". Nous allons traiter trois cas de massifs; les massifs stratifié, les massifs stratifié à joints de stratification et finalement les massifs présentant plusieurs familles de discontinuités.

Le cas des massifs stratifié d'après Kulhauwy, 1978

Soit un massif d'épaisseur S_m formé de plusieurs couches d'épaisseur S_j de module de déformation perpendiculaire aux strates E_{ri} , soumis à un champ de contrainte uniaxial perpendiculaire à la stratification (absence de cisaillement le long de la stratification).

Sous l'accroissement de contrainte δ_c , le massif d'épaisseur S_m subit une déformation $\delta\varepsilon_m$ dont l'expression est la suivante.

$$\delta\varepsilon_m = \frac{\delta U_m}{S_m} = \delta\sigma \sum \frac{S_i}{S_m} \frac{1}{E_{ri}} \tag{9}$$

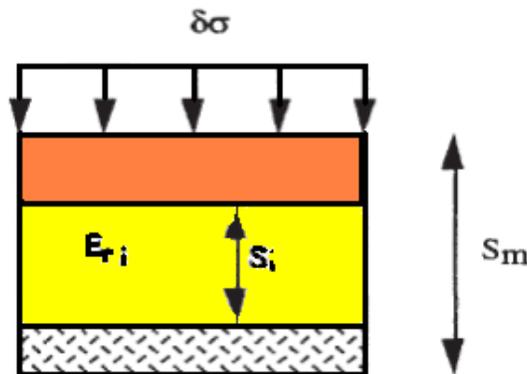


Fig.7 La déformation d'un massif stratifié sous un champ de contrainte uniaxial perpendiculaire

Détermination du module de déformation E_m équivalent du massif :

$$\frac{1}{E_M} = \sum \frac{S_i}{S_m} \frac{1}{E_{ri}} \tag{10}$$

Le cas des massifs stratifié à joints de stratification d'après Kulhauwy, 1978

Un milieu stratifié à couches d'égale épaisseur S et à joints de stratification d'égale épaisseur e :

Le module de déformation E_m va dépendre du module de déformation du joint l'expression 11 montre la relation étroite entre ces deux modules :

Il vient :

$$\frac{1}{E_m} = \frac{S}{S+e} \frac{1}{E_r} + \frac{e}{S+e} \frac{1}{E_{joint}} \quad (11)$$

Comme $e \ll S$, alors

$$\frac{1}{E_m} = \frac{1}{E_r} + \frac{1}{K_n S} \quad (12)$$

Ou K_n est le coefficient de raideur normale du joint : $K_n = \frac{E_{joint}}{e}$

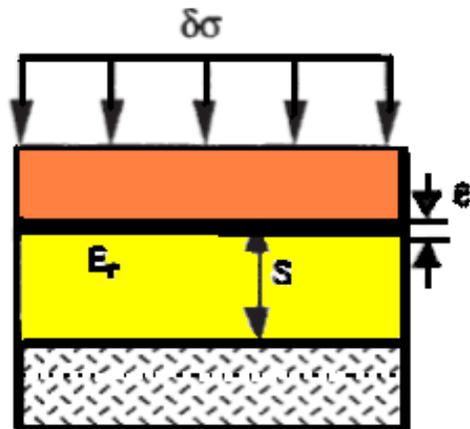


Fig.8 La déformation d'un massif stratifié d'égale épaisseur à joints de stratification

Le rapport entre le module de déformation du massif E_m et le module de déformation de la matrice rocheuse E_r est défini par le facteur de réduction de module α_E :

$$\alpha_E = \frac{E_m}{E_r} \frac{1}{1 + \frac{E_r}{K_n S}} \leq 1 \quad (13)$$

La figure suivante trace l'évolution de α_E en fonction de l'espacement S pour différentes valeurs du rapport $\frac{E_r}{K_n}$.

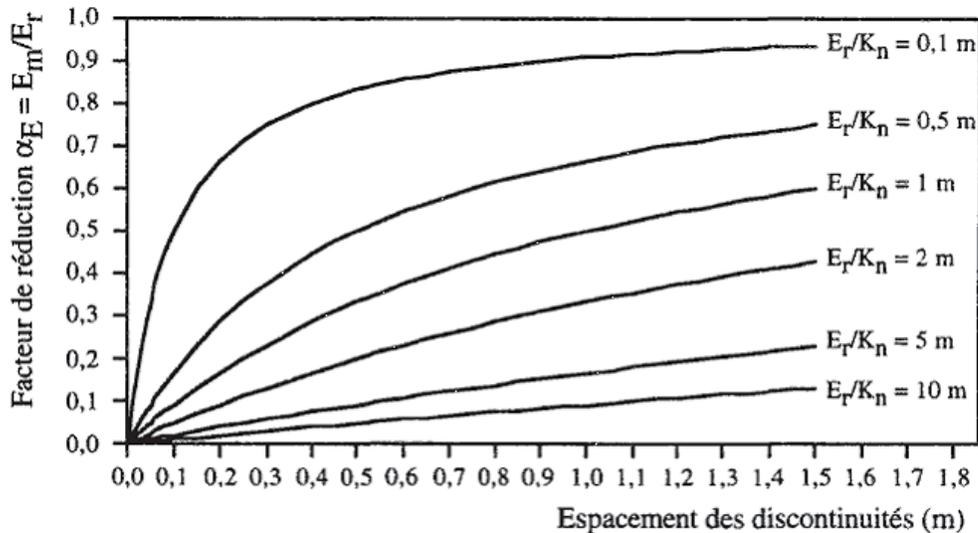


Fig.9 Facteur α_E de réduction de module en fonction de l'espacement des discontinuités (d'après Kulhawy, 1978)

Plus les discontinuités sont raides, plus α_E se rapproche de 1 et est sensible à l'espacement des discontinuités.

Cette méthode est rapide et simple. Elle nécessite la connaissance de seulement trois paramètres : le module de déformation E_r de la matrice rocheuse, la raideur normale K_n et l'espacement moyen S des discontinuités. Comme nous l'avons souligné précédemment, la détermination de la raideur normale K_n est délicate et imprécise. Il faut donc bien avoir à l'esprit que le module de déformation E_m obtenu n'est qu'un ordre de grandeur du module de déformation réel.

Le facteur de réduction α_E est bien une fonction croissante de l'espacement des discontinuités.

Remarque 1.2 *Quand le massif est stratifié (roche sédimentaires, schistes, tout dépôt de couches bien parallèles,...), il faut savoir que les valeurs des modules de déformation E_{r90} parallèles aux couches sont généralement supérieures aux valeurs des modules de déformation E_{r0} perpendiculaires aux couches (le rapport E_{r90}/E_{r0} varie de 1 à 3 d'après une étude menée par Lama et Vutukuri, 1978a et b).*

Massif à plusieurs familles de discontinuités

Goodman et al. (1968) ont adopté une approche analytique de la description d'un massif rocheux. Celui-ci est modélisé par une matrice rocheuse caractérisée par son module de déformation E_r ainsi que son coefficient de Poisson ν_r , et les discontinuités définies par leurs raideurs normale et tangentielle K_n et K_s .

Soit un massif rocheux découpé par trois familles de discontinuités orthogonales dont les caractéristiques sont résumées dans la figure ci-dessous :

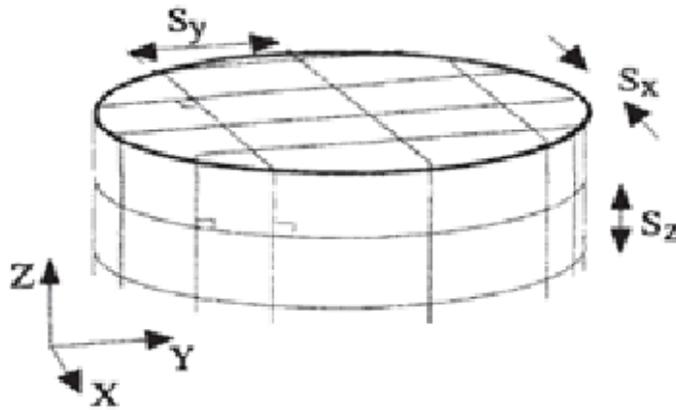


Fig. 10 : Modèle de massif découpé par trois familles de discontinuités orthogonales

- Caractéristiques élastiques de la matrice :

E_r module de déformation,

ν_r coefficient de Poisson,

$G_r =$ module de cisaillement.

- Caractéristiques des discontinuités :

S_i espacement dans la direction i ,

e_j épaisseur dans la direction i ,

K_{n_j} raideur normale dans la direction i ,

K_{s_j} raideur tangentielle dans la direction i .

$$i = X, Y, Z$$

En supposant que l'épaisseur e_j est négligeable par rapport à l'espacement S_j , Duncan & Goodman (1968) ont montré que les propriétés élastiques équivalentes du massif rocheux pouvaient s'exprimer à partir des caractéristiques élastiques de la matrice, de cet espacement S_j et des raideurs des discontinuités :

$$E_i = \frac{1}{\frac{1}{E_i} + \frac{1}{S_i K_{n_i}}}, G_{ij} = \frac{1}{\frac{1}{G_r} + \frac{1}{S_i K_{s_i}} + \frac{1}{S_j K_{s_j}}}, \nu_{ij} = \nu_{ik} = \nu_r \frac{E_i}{E_r} \quad (14)$$

Avec $i = X, Y, Z, j = X, Y, Z, k = X, Y, Z$

Le nombre important des paramètres de ce modèle géomecanique (les raideurs normales, tangentielles, et l'espacement des discontinuités dans les trois directions X, Y, Z , soit 9 paramètres) plus les paramètres de la roche ; et vu les incertitudes de mesures des caractéristiques des discontinuités dans les trois directions X, Y, Z . fait que cette méthode dont les résultats ne peuvent être très précis, et lourde en application .a cet effet ces méthodes ne peuvent être adoptées que dans le cas de massifs réguliers, à couches parallèles bien homogènes. Ces méthodes théoriques trouvent rapidement leurs limites d'application.

1.4.2 Estimation du module de déformation E_m l'aide de méthodes empiriques

Les classifications géomecanique des massifs rocheux ont beaucoup évoluées. Nous allons voir qu'au fur et à mesure des évolutions de ces classifications, les ingénieurs ont toujours essayé de relier les déformabilités réelles des massifs rocheux à ces classifications géomecanique. Les premières recherches ont consisté à corrélérer la déformabilité réelle des massifs rocheux au Rock Quality designation (RQD), les recherches plus récentes à estimer la déformabilité à partir du Rock Mass Rating (RMR) ou au Rock Mass Quality (Q).

Détermination de E_m à partir du RQD

Deere & al (1967) ont obtenu, à partir de données sur sites, une corrélation entre le RQD et le facteur α_E de réduction de module. L'allure générale de cette corrélation est représentée sur la figure suivante. Il est intéressant de noter que pour des RQD de 0-50 %, le module du massif est constant, alors qu'au-delà de 50% α_E varie linéairement avec le RQD .

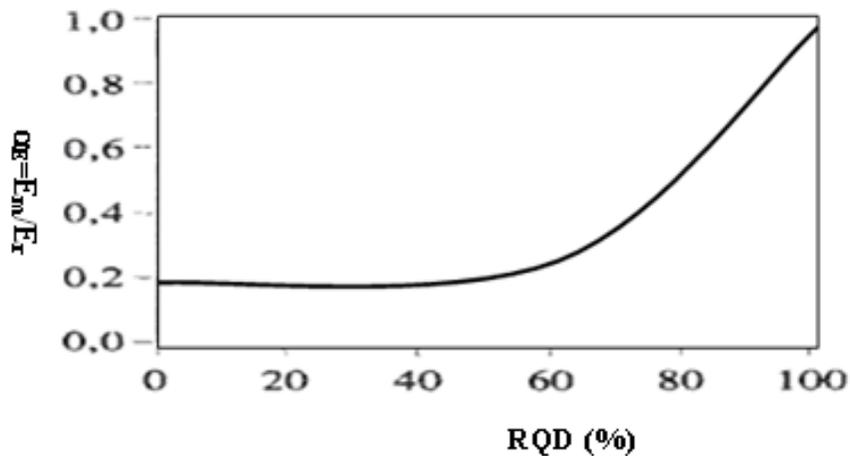


Fig. 11 : Corrélation entre α_E et le RQD (d'après Deere & al)

A l'aide de son modèle géomécanique présenté précédemment, Kulhawy (1978) a exprimé α_E en fonction du RQD , et du rapport E_r/K_n . Cette relation est tracée dans la figure 11 ; α_E croît bien avec le RQD , ce qui va dans le sens des travaux de Deere et al. (1967). Plus les discontinuités sont raides, plus α_E est grand.

Par la définition du RQD , une carotte qui ne présente que des discontinuités espacées de plus de 0,1 m a un RQD de 100%. Avec cette corrélation, pour un RQD de 100 %, α_E n'est plus fonction que de E_r/K_n . Or nous avons vu précédemment qu'une augmentation de l'espacement des discontinuités augmentait inexorablement α_E (figure 9). Pour les carottes dont l'espacement des discontinuités est supérieur à 0,1 m, il vaut donc mieux utiliser la corrélation entre α_E et l'espacement (figure 9) pour déterminer E_m . Si le RQD est un paramètre couramment utilisé dans

la description d'un massif rocheux, il n'en est pas pour autant suffisant. Kulhawy a amélioré la détermination du module de déformation du massif à l'aide du RQD en tenant compte du rapport E_r/K_n . Mais cette méthode repose sur l'hypothèse d'un massif formé de couches bien parallèles et d'étendue infinie. Trop de paramètres tels que l'orientation, la persistance, le remplissage des discontinuités ne sont pas pris en compte. De nombreux auteurs ont donc cherché à corrélérer la déformabilité du massif à partir des classifications géomécaniques des massifs, telles que le Rock Mass Rating (RMR) ou le Rock Mass Quality (Q) (voir annexe1).

. Détermination du module de déformation E_m à partir du (RMR) et de (Q) système

A partir de l'analyse de cas réels, Bieniawski (1978) et Stille & Olsson (1982) ont trouvé les corrélations linéaires suivantes entre le module de déformation du massif et le RMR :

$$\text{Si } RMR < 52 \quad E_m = 0,05.RMR \quad (\text{GPa}) \text{ (Stille \& Olsson, 1982)}$$

$$\text{Si } RMR > 50 \quad E_m = 2.RMR - 100 \quad (\text{GPa}) \text{ (Bieniawski, 1978)}$$

A partir des déformations mesurées sur des barrages, Serafim et Pereira (1983) ont quant à eux proposé la corrélation suivante :

$$\text{Si } 20 < RMR < 85 \quad E_m = 10(RMR - 10)/40 \quad (\text{GPa}) \text{ (Serafim \& Pereira, 1983)}$$

Toujours à partir de déformations d'ouvrages, Barton & al. (1992) et Grimstad & Barton (1993) ont proposé de corrélérer le module de déformation du massif rocheux à l'aide du Rock Mass Quality (ou Tunneling Quality Index) Q par la relation suivante :

$$E_m = 25 \log Q \quad (\text{GPa})$$

La figure 12 présente les quatre corrélations proposées (où la relation $Q=f(RMR)$ proposée par Bieniawski, 1976) :

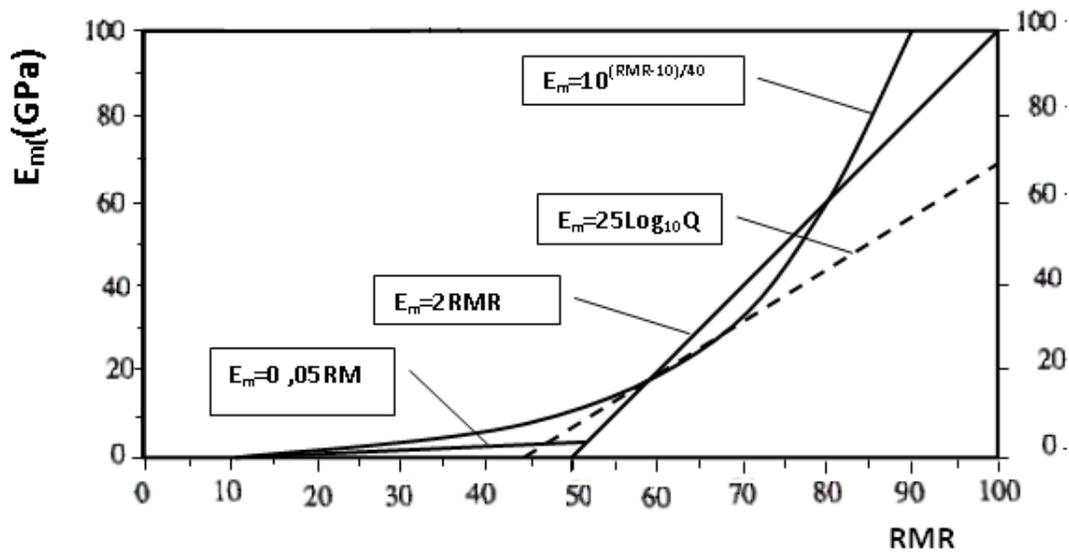


Fig. 12 : Prédiction du module de déformation E_m du massif rocheux à partir du RMR

À la vue des quatre courbes, la relation proposée par Serafim & Pereira est celle qui donne un module de déformation pour la plus grande étendue de RMR . Pour des RMR compris entre 40 et 50, l'estimation de E_m par Serafim & Pereira est nettement plus optimiste que par les autres méthodes : d'après leur relation, E_m varie de 5,5 à 10 GPa pour un RMR compris entre 40 et 50, alors que les estimations les plus basses des autres auteurs donnent un E_m d'environ 2-3 GPa .

Il faut savoir que le RMR peut facilement varier de ± 5 points selon la personne qui en fait l'estimation

Le tableau 4 regroupe les erreurs relatives $\Delta E_m / E_m$ dues à l'erreur d'estimation ΔRMR du RMR .

Tableau 4. Erreur relative $\Delta E_m / E_m$ en fonction de l'erreur d'estimation ΔRMR du RMR

Plages de variatio de RMR	E_m (GPa)	$\Delta E_m / E_m$
$RMR < 52$	$E_m = 0.05 RMR$	$\Delta RMR / RMR$
$RMR > 50$	$E_m = 2 RMR - 100$	$\Delta RMR / (RMR - 50)$
$20 < RMR < 85$	$E_m = 10^{(RMR-10)/40}$	$(\ln 10 / 40) \Delta RMR$

Si l'erreur ΔRMR est fixée à 5 points, l'erreur $\Delta E_m/E_m$ pour la méthode de Serafim & Pereira est d'environ 30%. Pour des RMR de 10 (Stille & Olsson) ou de 60 (Bieniawski), l'erreur $\Delta E_m/E_m$ est de 50%.

1.5 La résistance des massifs rocheux fissurés

La résistance du massif rocheux est gouvernée par la résistance de la roche intacte est la résistance des discontinuités quelle contient ; d'où en distingue les cas suivants :

- le cas où l'on veut déterminer la résistance de la rocheuse intacte (ce cas n'est pas représentatif d'un massif rocheux),
- le cas où la roche laisse apparaître une ou deux familles de discontinuités,
- le cas où la roche est moyennement, voire fortement fissurée, la où aucune famille de discontinuités ne présente une orientation remarquable.

Nous allons décrire ces deux derniers cas avec plus de détail.

1.5.1 La résistance d'un massif rocheux légèrement fissuré

La résistance d'un massif rocheux fracturé est déterminée par celle de ses zones de faiblesse, donc par celle des discontinuités, qui se rompent par cisaillement des aspérités en contact. Dans ce qui suit nous allons présenter la résistance au cisaillement des discontinuités.

Résistance au cisaillement d'une discontinuité parfaitement lisse

La théorie de Coulomb stipule que la résistance au cisaillement d'une surface plane est proportionnelle à la contrainte normale appliquée à cette surface.

Ainsi, lors d'un essai de cisaillement d'une discontinuité lisse et sans remplissage sous contrainte normale σ_n constante, on observe une montée constante (de pente K_s , appelée aussi raideur tangentielle) de l'effort de cisaillement tant que la résultante des contraintes appliquées (τ, σ_n) reste à l'intérieur du cône de frottement.

Au-delà, la rupture intervient et le cisaillement se produit sans perte de résistance (figure 13).

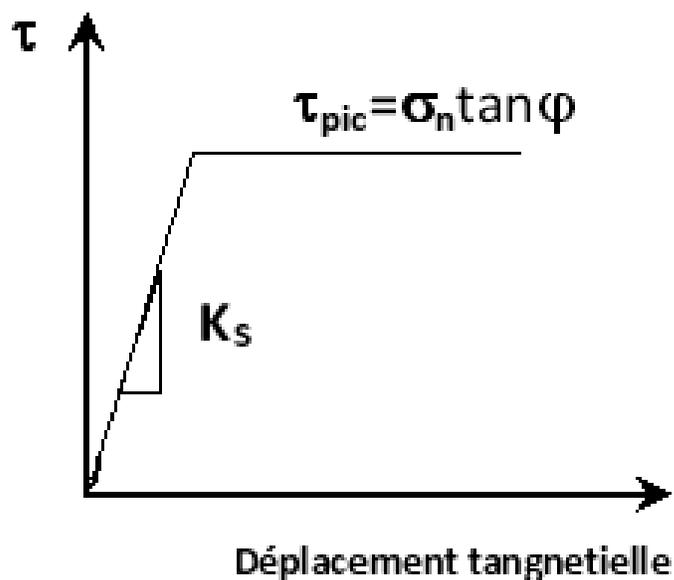


Fig. 13 : Cisaillement d'une discontinuité lisse sous contrainte normale constante

L'enveloppe de rupture d'une discontinuité lisse de frottement φ dans le plan de Mohr est une droite rectiligne de pente $\tan(\varphi)$.

Résistance au cisaillement d'une discontinuité naturelle

Une discontinuité naturelle n'est pas parfaitement lisse. Elle présente des ondulations (échelle centimétrique à décimétrique ou plus) et une rugosité (échelle millimétrique à centimétrique ou plus) irrégulières. Ce sont les aspérités de surface qui déterminent le comportement en cisaillement de la discontinuité.



Fig. 14 : Etat de surface d'une discontinuité naturelle

Pour une faible contrainte normale, le cisaillement d'une discontinuité naturelle suit l'inclinaison i des aspérités et s'accompagne d'un déplacement normal, appelé dilatance.

Pour une contrainte normale élevée, le mouvement relatif des surfaces broie immédiatement les aspérités en contact. Il y a peu de dilatance.

Pour une contrainte normale intermédiaire, le mouvement des épontes s'effectue selon un angle d , inférieur aux inclinaisons maximales des aspérités, et qui évolue avec le déplacement tangentiel. Les aspérités les plus redressées sont en partie cisailées, et seules les aspérités à base large déterminent l'inclinaison du mouvement.

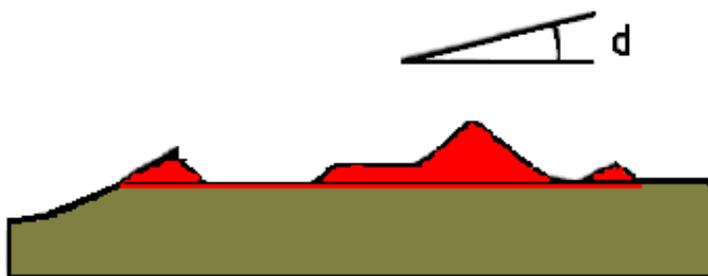


Fig. 15 : Cisaillement des aspérités

La figure 16 représente l'allure de la résistance tangentielle et le déplacement normal V en fonction du déplacement tangentiel U d'une discontinuité rocheuse dilatante soumise à un essai de cisaillement sous contrainte normale constante.

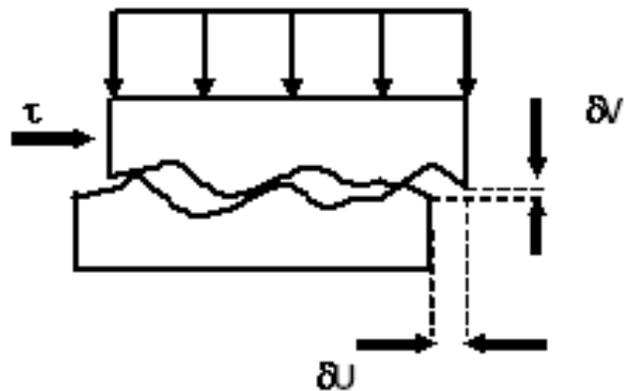


Fig. 16 : Cisaillement de deux blocs rocheux

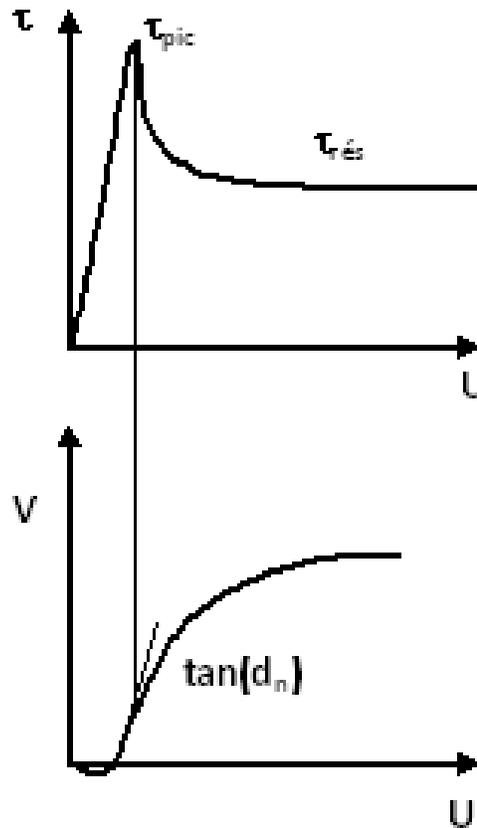


Fig. 17 : Essai de cisaillement d'une discontinuité naturelle distante

Pour une valeur donnée de la contrainte normale, deux valeurs particulières de la résistance tangentielle sont définies :

- la résistance de pic τ_{pic} qui est la valeur maximale atteinte lors de la rupture des aspérités,
- la résistance résiduelle $\tau_{rés}$ qui est atteinte lorsque toutes les aspérités sont broyées, $\tau_{rés}$ est

caractérisée par le frottement résiduel φ_r des surfaces en contact.

La valeur de l'angle de dilatance d_n au pic de résistance τ_{pic} est généralement retenue.

L'enveloppe de rupture d'une discontinuité rocheuse dans le plan de Mohr (τ, σ_n) n'est plus une droite rectiligne de pente $\tan(\varphi)$. Le frottement τ_{pic} est décomposé en la somme du frottement résiduel φ_r et de l'angle de dilatance d_n .

Dans le domaine de contrainte où la dilatance existe, le critère de rupture d'une discontinuité naturelle se traduit par la relation :

$$\tau = \sigma_n + \tan(\varphi_r + d_n) \quad (15)$$

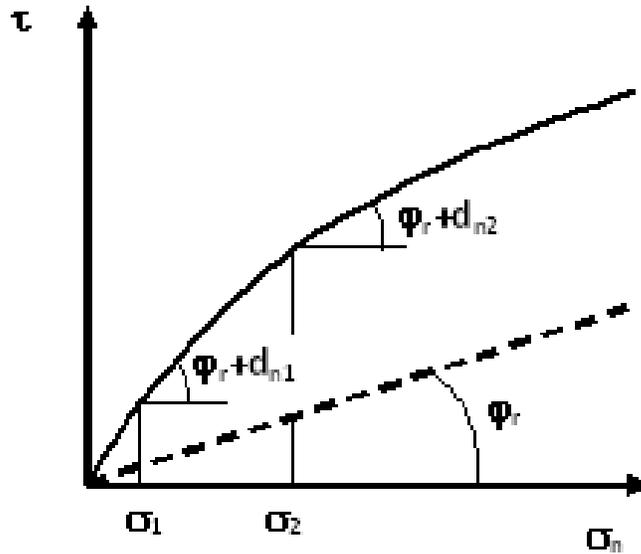


Fig. 18 : Représentation de la dilatance dans le plan de Mohr

Prélever des discontinuités naturelles sans les détériorer est une opération délicate ; les essais de cisaillement représentatifs sont donc souvent difficiles à réaliser dans des études classiques de géotechnique. Certains auteurs ont privilégié des caractérisations semi empiriques du comportement au cisaillement des discontinuités. Nous présenterons ci-après les travaux de Barton.

Comportements au cisaillement d'une discontinuité (Approche semi-empirique)

Barton (1973) propose de déterminer le comportement au cisaillement d'une discontinuité rocheuse à l'aide de la relation suivante :

$$\tau = \sigma_n \tan \left(\varphi_r + JRC \log \frac{JCS}{\sigma_n} \right) \quad (16)$$

où :

σ_n est la contrainte normale appliquée à la discontinuité, $\%$ est le frottement résiduel,

JRC est le Joint Roughness Coefficient,

JRC exprime la rugosité des contacts, il est déterminé à partir d'un relevé de profil de la discontinuité.

JCS est le Joint Wall Compressive Strength.

JCS tient compte de l'altération des épontes en contact en estimant leur résistance à la compression simple.

La méthodologie de Barton est plutôt appliquée dans le domaine des mines. En effet, il est plus facile d'obtenir le JCS et le JRC d'une grande discontinuité accessible que d'obtenir ceux-ci sur un échantillon de petite taille détruit partiellement par son prélèvement. Rode (1991) a souligné que ces mesures pouvaient être difficiles à mettre en œuvre (prélèvement de joints de taille suffisante, etc.), et qu'il fallait parfois recourir à des essais de cisaillement.

Bandis et al. (1983) ont obtenu d'autres relations empiriques exprimant les angles de dilata-tance et de frottement résiduel et les raideurs normale et tangentielle. Mais toutes ces relations nécessitent des essais in-situ ou de laboratoire et des relevés de profils des discontinuités ainsi que des mesures de la résistance à la compression simple des épontes.

La détermination des caractéristiques d'une discontinuité (par une série d'essais ou par méthode semi-empirique) se fait généralement avec des échantillons issus des sondages carottés. L'aire de la discontinuité soumise aux essais de cisaillement ou de compression normale est de l'ordre de 100 à 200 cm^2 .

L'effet d'échelle sur le comportement tangentiel d'une discontinuité dépend principalement du remplissage de la discontinuité. Il faut distinguer trois cas :

- les discontinuités avec un remplissage épais.
- les discontinuités avec un remplissage mince.
- les discontinuités sans remplissage.

Comportements au cisaillement d'une discontinuité avec remplissage épais

Lorsque le remplissage empêche tout contact entre les épontes d'une fracture rocheuse.

Londe (1973) a sollicité latéralement des discontinuités remplies d'argile d'une surface de 0,05 à 4,4 m^2 sans observer de mesures différentes de la résistance au cisaillement. Muralha et Cunha (1990a) en sont venus à la même conclusion, à savoir que dès que le remplissage d'une discontinuité est suffisamment important pour commander le comportement au cisaillement, alors il n'y a pas d'effet d'échelle.

Remarque 1.3 *Si la discontinuité est suffisamment remplie d'un matériau et si les épontes de la roche ne sont plus en contact, son comportement ne dépend plus de la matrice rocheuse, mais uniquement du matériau de remplissage.*

Comportements au cisaillement d'une discontinuité avec remplissage mince

La résistance au pic de cisaillement d'une discontinuité avec remplissage mince est due à la cohésion des épontes en contact et au matériau de remplissage.

Pratt et al. (1972) ont mené des essais sur des échantillons de diorite et ont mis en évidence l'effet d'échelle sur la résistance au pic de cisaillement : un échantillon in-situ de 5000 cm^2 a un pic de résistance au cisaillement de 40% moindre que celui d'un échantillon de 140 cm^2 . Les auteurs ont remarqué que pour des grands échantillons, la surface en contact entre les deux blocs était d'environ 20-25% de la surface totale de l'échantillon, ce qui réduisait donc la résistance au cisaillement.

Muralha et Cunha (1990a) ont montré que l'effet d'échelle avait un rôle plus déterminant que celui de la rugosité sur la résistance au cisaillement : lors d'essais sur des échantillons de roche schisteuse avec des discontinuités légèrement remplies d'argile, il s'est avéré que les échantillons de faible rugosité (JRC de l'ordre de 2 à 4) et de petite taille (30 cm^2) avaient une résistance au cisaillement beaucoup plus importante que des échantillons de forte rugosité (JRC de l'ordre de 8 à 10) mais de taille plus étendue (160 cm^2).

Il a été mis en évidence sur plusieurs sites la décroissance logarithmique de la résistance au cisaillement τ d'une discontinuité en fonction de son aire A . Il a été établi la relation suivante :

$$\tau = c + ae^{-bA} \quad (17)$$

Avec a , b et c constantes

En extrapolant la droite obtenue dans un graphe semi-logarithmique, les auteurs ont montré qu'une discontinuité d'une aire de 5000 cm^2 de cohésion nulle et de frottement 40° aurait un frottement équivalent à $12,8^\circ$ pour une aire de 500 m^2 .

Ce n'est pas pour autant que la résistance au cisaillement chuterait de la même proportion, car plus la taille de la discontinuité augmenterait, plus les ondulations de surface de grande amplitude offriraient une force résistante aux déplacements tangentiels.

Les multiples données disponibles ont permis de remarquer que la dispersion des mesures de x en fonction de A est fonction croissante de la contrainte normale σ_n appliquée lors des essais.

Nous retiendrons donc que si le matériau de remplissage n'est plus assez épais pour empêcher le contact des épontes rocheuses, il y a effet d'échelle. La résistance au cisaillement d'une telle discontinuité diminue en fonction de sa taille.

Comportements au cisaillement d'une discontinuité sans remplissage

Ces discontinuités ont une certaine cohésion, leur pic de résistance au cisaillement se produit lors de la rupture des épontes.

Londe (1973), en cisailant des échantillons de diamètre de 8 et 30 cm , a mis en évidence que la résistance due à la cohésion décroît avec l'augmentation de volume de l'échantillon et que, par contre, la résistance résiduelle (due au frottement) ne dépend pas de l'effet d'échelle.

Sage et al. (1990) ont mis en évidence l'effet d'échelle sur l'ouverture de discontinuités dilatantes de différentes tailles soumises à des déplacements tangentiels. L'ouverture d'une discontinuité dilatante est contrôlée par l'angle i de ses aspérités. Pour des petits déplacements tangentiels l'ouverture d'une petite ou d'une grande discontinuité de caractéristiques identiques est sensiblement la même, car seules les petites aspérités sont mises en jeu. Par contre, pour de grands déplacements tangentiels, l'ouverture est contrôlée par les aspérités de grande ondulation et donc les grandes discontinuités s'ouvrent plus que les plus petites. Au cours des expériences menées, une discontinuité de 244 cm s'est ouverte de 20 cm alors qu'un bout de 30 cm ne s'est ouvert que de 2 cm . Il y a donc effet d'échelle sur l'ouverture de discontinuités soumises à de grands déplacements tangentiels.

Ces auteurs ont aussi mis en évidence l'effet d'échelle sur la fermeture de discontinuités dilatantes soumises à des efforts normaux. Pour une même contrainte normale, ce sont les plus grandes discontinuités qui se ferment le plus rapidement. Le rapport entre la surface des contacts et la surface de la discontinuité est inversement proportionnel à la surface de la discontinuité ; donc plus la discontinuité est petite, plus les aspérités offrent une résistance à la compression.

Remarque 1.4 *L'effet d'échelle est très important pour des discontinuités sans remplissage, dû entre autres aux ondulations de surface de très grande amplitude (du mètre à la dizaine de mètres par rapport au centimètre représentant les essais de laboratoire). Le rapport entre K_n et K_s oscille entre 2 et 10. K_s croît avec la contrainte normale (écrasement plus au moins fort des épontes qui change la raideur tangentielle). Le frottement résiduel varie globalement de 25 à 40° pour des discontinuités saines et sans remplissage. La dilatance excède rarement les 10°. La raideur tangentielle d'une discontinuité naturelle est généralement plus faible que la raideur normale (dans un rapport de 2 à 10). Les valeurs les plus courantes sont comprises entre 1 et 10 MPa/mm. Dans le cas où les discontinuités sont dépourvues d'un matériau de remplissage, la raideur normale et tangentielle auront le même ordre de grandeur. Les essais élaborée par Yoshinaka et Yamabe [1986], qui consiste en trois types de rugosité produites artificiellement en découpant la roche par une scie en diamant, scie à chaîne et jet de sable. ces essais montrent que les raideurs normales et tangentielles ont le même ordre de grandeur ($K_n/K_s \approx 1$).*

Tableau 5. Les rares valeurs de raideurs normale et tangentielle de discontinuités naturelles

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	$2K_s$		
remplissage de 1-3 mm d'argile	18	9	$<K_n<$?	0,5-2
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

1.5.2 La résistance de la roche moyennement ou fortement fracturée

Si le massif est fissuré "homogènement", il est possible d'estimer la résistance du massif à l'aide de critères empiriques.

Si les familles de discontinuités prennent une orientation particulière et que le massif est anisotrope, il faudra avoir recours à des critères empiriques anisotropes (Hoek & Brown, 1980 ; Srivastana & al. 1990). Dans le cas où le massif est isotrope, des critères empiriques plus simples peuvent être utilisés.

Hoek et Brown (1980b, 1988) ont proposé le critère de résistance des roches, généralisé par Hoek et al. en 1992 :

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \left(m_m \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right)^a \quad (18)$$

où :

σ_1 et σ_3 sont les contraintes principales majeures et mineures,

σ_c est la résistance à la compression simple de la roche intacte,

s et a sont des constantes empiriques qui dépendent des caractéristiques du massif rocheux, m_m (ou m_b d'après la notation de Hoek) est la valeur de la constante empirique m du massif rocheux définie par Hoek & Brown en 1988.

Ce critère empirique n'avait d'intérêt que s'il était possible de déterminer facilement les constantes s , a et m_m . Lors de la première parution du critère de rupture, les constantes s et m_m étaient données selon la nature lithologique, l'espacement et le degré d'altération des discontinuités. Hoek & Brown (1988) ont donc eu l'idée d'estimer ces constantes à l'aide du Rock Mass Rating (Bieniawski, 1976), RMR simplifié ne tenant pas compte des paramètres déterminant la présence d'eau et l'orientation des discontinuités. Cette classification géomécanique RMR ne pouvant rendre compte de massifs de faible résistance (le RMR était limité à 18), Hoek (1994) définit le Geological Strength Index (GSI) (déduit du RMR ou du Rock Mass Quality Q , cf. annexe A.I).

Finalement, ces constantes m_m , s et a sont aujourd'hui déterminées par le GSI grâce aux relations suivantes :

$$\frac{m_m}{m_r} = \exp\left(\frac{(GSI - 100)}{28}\right) \quad (19)$$

où m_r est la constante empirique déterminée pour la roche intacte.

et pour un $GSI > 25$ (si le massif n'est pas perturbé par les travaux d'excavation)

$$s = \exp\left(\frac{(GSI - 100)}{9}\right) \text{ et } a = 0,5 \quad (20)$$

ou pour un $GSI < 25$ (si le massif n'est pas perturbé par les travaux d'excavation)

$$s = 0,5 \quad a = 0,65 - \frac{GSI}{200} \quad (21)$$

1.6 Détermination empirique de la déformabilité d'une fissure

Une détermination empirique de l'ouverture initiale, la raideur normale et la fermeture maximale d'une fissure a été proposée par Bandis [1980] et Bandis et al [1983].

L'expression de ces paramètres fait intervenir la morphologie, la nature et l'altération des joints. Les auteurs ont établi les expressions suivantes :

$$a_j = \frac{JRC}{5} \left(0, 2 \frac{\sigma_c}{JCS} - 0, 1 \right) \quad (22)$$

$$K_{n_i} = 0, 02 \left(\frac{JCS}{a_j} \right) + 2JRC - 7, 15 \quad (23)$$

$$V_m = A + BJRC + C \left(\frac{JCS}{a_j} \right)^D \quad (24)$$

Dans ces expressions K_{n_i} est exprimée MPa/mm et V_m en mm. A, B, C et D sont des constantes déterminées empiriquement à l'aide des essais au laboratoire.

Ces expressions sont établies pour des joints colmatés dont les propriétés géométriques et mécaniques varient dans les intervalles suivants :

$$5 \leq JRC \leq 15$$

$$28MPa \leq JCS \leq 182MPa$$

$$0, 10mm \leq a_j \leq 0, 60mm$$

$$\sigma_{n_i} \leq 1kPa$$

Barton et Choubey [1977] ont suggéré également une relation empirique caractérisant la raideur tangentielle :

$$K_s = \frac{100}{L} \sigma_n \tan \left(JRC \log_{10} \left(\frac{JCS}{a_j} \right) + \phi_r \right) \quad (25)$$

L représente la longueur réelle de la discontinuité qui est introduite pour prendre en considération l'effet d'échelle. De même, le JCS et le JRC correspondent aux valeurs déterminées in situ. Il est donc primordial d'introduire l'effet d'échelle sur ces termes Bandis et al. [1981]. La formulation mathématique de cet effet a été fournie par Barton et Bandis [1982] :

$$JRC = JRC_0 \left(\frac{L_n}{L_0} \right)^{-0,02JRC_0} \quad (26)$$

$$JCS = JCS_0 \left(\frac{L_n}{L_0} \right)^{-0,03JCS_0} \quad (27)$$

où JRC_0 et JCS_0 correspondent à des échantillons de taille 100mm, L_0 la longueur du joint mesurée au laboratoire et L_n la longueur réelle du joint in-situ.

La précision des valeurs numériques appropriées de K_n et de K_s est un problème assez délicat. En effet, peu d'auteurs ont réalisé des essais empiriques afin d'élaborer une base de donnée complète qui soit facilement employée par les ingénieurs.

Les résultats des essais établis sur une variété de discontinuités par Bandis et al. [1983], montrent que les raideurs normales appartiennent à un intervalle allant de 3.000 jusqu'à 235.000 MPa/m et les raideurs tangentielles varient entre 3.500 et 25.000 MP/m .

L'étude établie par Kulhawy [1978] montre que si le matériau de remplissage a des propriétés mécaniques plus faibles que celles de la roche, la raideur tangentielle est inférieure à la raideur normale.

Tableau 6. Valeurs caractéristiques de raideurs normales et tangentielles pour divers types de discontinuités (Kulhawy [1978])

Type de joint	K_n (Gpa/m)	K_t (Gpa/m)	K_n/K_t
Grès, dry sawed joint	35,1	1,29	27,21
Marly, sand filled joint, 1-2mm thickness	1,96	0,78	2,51
Shale interbed, wet, 2-5 mm thickness	0,26	0,02	13

Bandis et al. [1983] ont généré les courbes Suite à des essais empiriques (la figure 19) qui montre la variation de K_n/K_s en fonction de la contrainte normale appliquée sur la discontinuité.

Les résultats des essais montrent que, sous l'effet de faibles contraintes normales ; le rapport K_n/K_s varie entre 50 et 130. pour des contraintes élevées ($4 \leq K_n/K_s \leq 20$).

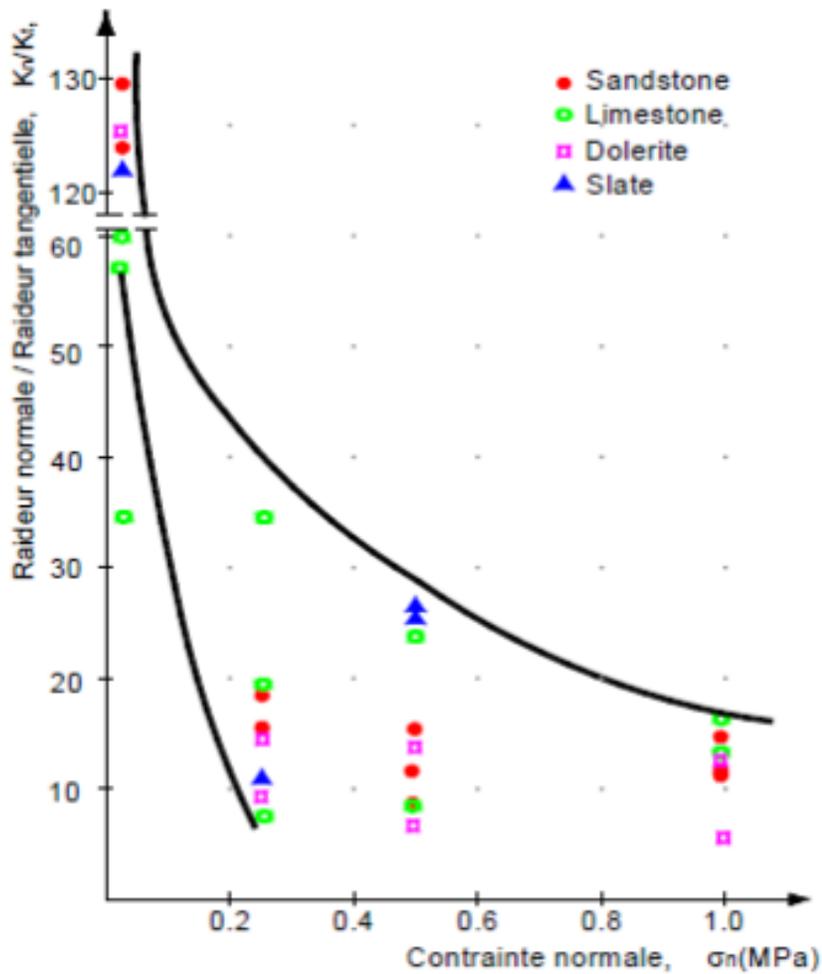


Fig.19 : Variation de K_n/K_t en fonction de σ_n (Bandis et al.[1983]modifié)

Le comportement anisotrope élastique d'une discontinuité, fait que la modélisation d'une discontinuité d'épaisseur e ayant un comportement élastique isotrope défini par son module d'Young, son coefficient de Poisson et son module de cisaillement (E_j , ν_j et G_j) n'est pas assez exact.

En effet, dans ce type de modèle les raideurs normales et tangentielles sont exprimées de la façon suivante :

$$K_n = \frac{E_j}{e} \quad (28)$$

$$K_s = \frac{G_j}{e} \quad (29)$$

Ce qui fait que

$$\frac{K_n}{K_s} = \frac{E_j}{G_j} \quad (30)$$

Or, pour un matériau isotrope :

$$G_j = \frac{E_j}{2(1 + \nu_j)} \quad (31)$$

D'où

$$\frac{K_n}{K_s} = 2(1 + \nu) \quad (32)$$

1.7 Synthèse

Dans ce chapitre nous avons exposé le comportement mécanique des roches ainsi que la plage de variation de leurs propriétés mécaniques. Le comportement mécanique des discontinuités a été présenté et la difficulté de régler le choix de leurs paramètres de déformabilité (raideur normale et tangentielle) a été soulignée.

La variété et la diversité des cas qui se présentent pour un massif rocheux dont certains peuvent se prêter à des calculs analytiques et d'autres, présentant des propriétés variées et extrêmement complexes, excluent la possibilité d'être facilement homogénéisable et imposent le recours à des méthodes empiriques approchées. Ces dernières méthodes, ainsi que celles analytiques, feront l'objet du chapitre suivant.

Chapitre 2

Classification géomecanique des massifs rocheux

-
- 1- Les classifications géomecanique.
 - 2- Estimation de la stabilité des ouvrages par les méthodes empiriques .
 - 3- Structure des massifs rocheux.
 - 4-Synthèse sur les systèmes de classification
-

Introduction

Les méthodes de classification empiriques des massifs rocheux sont fondées sur des corrélations entre, d'une part, l'identification physique et la classification des roches et, d'autre part, des caractéristiques de soutènement.

ces méthodes sont utilisées dans les études préliminaires et ne concernent que les ouvrages creusés dans les roches. Elles présentent l'avantage d'être simples et rapides, donc peu coûteuses, Néanmoins, leur emploi et l'interprétation des résultats nécessitent une certaine habileté de la part de l'ingénieur d'études

2.1 Les classifications géomecanique

2.1.1 Approche de Terzaghi

la première approche a été, développée par Terzaghi (1946) : elle consiste à supposer que le tunnel est soumis, d'une part, à un chargement vertical dû au poids des terrains sus-jacents et, d'autre part, à un chargement horizontal égal à une fraction de la pression verticale agissant en clé ; cette dernière est déterminée à partir d'un calcul de type équilibre limite, en faisant l'hypothèse de la mise en rupture d'un bloc de terrain au dessus de l'ouvrage et en écrivant l'équilibre de ce bloc sous l'action de son poids, de la réaction de l'ouvrage et du frottement mobilisé le long de la ligne de rupture.

2.1.2 Approche de Protodiakonov

Protodiakonov (cité par Széchy (1966)). Cette méthode s'est généralisée grâce aux expériences faites pendant la construction des tunnels du métro soviétique. Elle est basée sur la recherche de la sollicitation de la voûte qui est de forme parabolique.

2.1.3 Approche de Lauffer

Lauffer (1958) (cité par Bouvard-Lecoanet et al. (1992)) a proposé une amélioration importante de ce type de méthode. Cette méthode considère deux paramètres fondamentaux pour la

conception d'un ouvrage souterrain :

- la portée active, c'est-à-dire la plus petite des longueurs suivantes que l'on peut laisser sans soutènement
- le temps de tenue du terrain sur cette portée.

Ces deux paramètres ont été conservés par la suite dans les méthodes de classification. Les progrès ont porté sur la méthode de classification elle-même et sur les recommandations des soutènements qui en découlent.

2.1.4 La classification Bieniawski : Rock Mass Rating(*RMR*)

Cette classification a été développée par Bieniawski [1973] 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.

Le *RMR* résulte de la somme de cinq notes de caractérisation (de A1 à A5) et d'une note d'ajustement).

La somme de ces notes attribue une valeur comprise entre 0 et 100 au massif. Cette valeur utilise à plus de 70% la fracturation et elle accorde 15% d'influence aux propriétés de la matrice rocheuse et 15% à la présence d'eau (AFTES [2003]).

La distribution des notes correspondant à chaque cas est détaillée dans l'annexe 1.

Quant à la signification des indices du RMR, ils sont définis comme suit :

- A1 (Strength of intact rock material) : la résistance à la compression simple de la matrice rocheuse est obtenue, soit par procédure d'écrasement d'un échantillon, soit par procédure de chargement ponctuel (note : de 0 à 15).
- A2 (Rock Quality Designation *RQD*, Deer [1964]) : il caractérise la qualité des carottes de sondage en calculant le rapport entre la longueur cumulée des carottes supérieures à dix centimètres et la longueur totale considérée (note : de 3 à 20).
- A3 (Spacing of discontinuities) : dans le cas de plusieurs familles de fractures le minimum des notes attribuées à l'espacement des fractures est considéré (note : de 5 à 20).

- A4 (Conditions of discontinuities) : cet indice caractérise l'extension, l'ouverture, la rugosité, le matériau de remplissage et l'altération des épontes des discontinuités (note : de 0 à 30).

- A5 (Groundwater conditions) : Il est en rapport avec les conditions hydrogéologiques et consiste à réaliser des mesures de flux d'eau ou de pressions interstitielles des joints (note : de 0 à 15).

- B (Adjustment for joint orientation) : c'est un facteur correctif qui est en rapport avec l'effet de l'azimut et du pendage des familles de discontinuités sur la stabilité de l'ouvrage (note : de -12 à 12 pour les tunnels, de -25 à 0 pour les fondations et de -60 à 0 pour les talus).

Les somme des cinq premiers indices caractérise le RMR de base. Quant aux travaux souterrains, il faut ajouter l'effet du facteur correctif (Bieniawski [1989]). Le RMR89 s'écrit alors :

$$RMR_{89} = A1 + A2 + A3 + A4 + A5 + B$$

Cette classification ne prend pas en considération l'état de contrainte in-situ ni la rugosité des fractures et l'angle de frottement du matériau de remplissage ; les roches gonflantes n'y sont pas non plus traitées. L'application de cette classification est limitée aux cas de massifs dont la matrice a une bonne résistance et dont le comportement est régi par les discontinuités.

L'extension de cette classification a touché quelques problèmes pratiques de mines (Mining Rock Mass Rating (MRMR) : Laubscher et Jakubec [2000]), des fondations de barrages (Dam Mass Rating : Romana [2003-a]) et de pentes (Slope Mass Rating : Romana et al. [2003-b]).

2.1.5 La classification de Barton : Q-system

Développée par le Norwegian Geotechnical Institute (NGI), cette classification a été établie pour prévoir le soutènement des excavations exécutées dans des terrains à contrainte horizontale élevée (Barton et al. [1974]). Elle est caractérisée par un indice de qualité Q variant entre 0.001 pour un massif très mauvais et 1000 pour un massif très bon. Dans la pratique, cet indice est réduit entre 0.005 et 50.

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \frac{J_r}{J_a} \frac{J_w}{SRF} \quad (1)$$

- RQD (Rock quality Designation, Deer [1988]) caractérise la qualité des carottes de sondage.

- J_n (Joint set number) représente le nombre de familles de discontinuités.
- J_r (Joint roughness number) représente la rugosité des épontes de la famille de discontinuité la plus défavorable en terme d'orientation.
- J_a (Joint alteration number) caractérise l'état d'altération des discontinuités.
- J_w (Joint water reduction) est un facteur de réduction dû à la présence de l'eau dans les joints.

- SRF (Stress Reduction Factor) est un facteur de réduction des contraintes dans le massif.

D'une façon globale, RQD/J_n représente l'effet de la taille des blocs, J_r/J_a caractérise la qualité mécanique de contact entre les blocs en cisaillement et J_w/SRF décrit l'état initial du massif par rapport à l'eau et aux contraintes. Dans cette classification, l'évaluation de Q dépend de l'état des contraintes dans le massif et des paramètres non intrinsèques de la matrice rocheuse. La contribution directe de la résistance mécanique de la matrice rocheuse est absente. En outre l'orientation des joints n'apparaît pas dans cette classification.

2.1.6 La classification GSI

Introduit par Hoek et al. [1995] puis amélioré par Hoek et Brown [1997], le Geological Strength Index ne présente pas une classification géomecanique en soi. Cependant, il constitue un lien entre le RMR (Q-system) et la détermination des paramètres de déformabilité et de résistance des massifs rocheux.

Afin d'estimer le GSI, il est nécessaire de calculer le RMR' et le Q' qui sont des valeurs modifiées de RMR et de Q . Le RMR' est calculé en retenant une valeur 15 pour le coefficient relatif à l'eau (A5) et une valeur nulle pour le coefficient de correction relatif à l'orientation des discontinuités (B).

$$RMR' = A1 + A2 + A3 + A4 + 15$$

De même, Q' se calcule en ne tenant pas compte de l'état initial du massif par rapport à l'eau et aux contraintes

$$Q' = \frac{RQD J_r}{J_n J_a} \quad (2)$$

Ayant calculé RMR' et Q' le GSI se détermine comme suit :

$$GSI = (RMR)_{89} - 5si(RMR)_{89} > 23 \quad (3)$$

$$GSI = 9(\log \dot{Q} + 44)si(RMR)_{89} \leq 23 \quad (4)$$

L'estimation du GSI s'appuie sur une observation directe de la structure du massif rocheux à partir d'un examen de la qualité de la masse rocheuse in situ (Annexe 1).

Cet indice varie entre 5 et 85. Par définition, les valeurs proches de 5 correspondent à des matériaux de très mauvaise qualité, tandis que les valeurs proches de 85 décrivent des matériaux d'excellente qualité.

Le GSI représente une certaine estimation de la réduction de la résistance du massif rocheux suivant les conditions géologiques. Il est un paramètre essentiel dans le critère de Hoek et Brown [1997]. Pour un massif rocheux, ce critère s'écrit dans le plan de contraintes principales (σ_1, σ_3)

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \left(\frac{m_b \sigma_3}{\sigma_c + s} \right)^a \quad (5)$$

$$m_b = m_i e^{\left(\frac{GSI \times 100}{28} \right)} \quad (6)$$

$$m_i = \frac{\sigma_c}{\sigma_t} \quad (7)$$

$$\text{Pour } GSI > 25 \text{ (bonrocher)} : a = 0,5; s = e^{\left(\frac{GSI - 100}{9} \right)} \quad (8)$$

$$\text{Pour } GSI < 25 \text{ (rocherdequalitémédiocre)} : s = 0; a = 0,65 \left(\frac{GSI}{100} \right) \quad (9)$$

s , a et m_b sont des constantes caractéristiques du massif. m_i représente le rapport entre la résistance à la compression simple σ_c et la résistance à la traction simple σ_t de la roche intacte. $\frac{m_b}{m_i}$ varie entre de faibles valeurs (< 0.1) pour des massifs fracturés et peu frottant à des valeurs 0.4 à 0.6 pour des massifs de roches dures ne comportant que peu de fractures à rugosité élevée.

2.1.7 Recommandation AFTES

Le groupe de travail n° 1 d'Association Française des Travaux en Souterrains – AFTES - (géologie-géotechnique) a établi en 1978 un texte de recommandation pour la description des massifs rocheux, en s'inspirant des définitions proposées par la Société Internationale de Mécanique des roches – SIMR- .

L'AFTES vise à définir des paramètres quantifiables que puissent recouvrir toutes les qualités du rocher, ainsi qu'un mode de quantification qui soit le plus universel possible. On classe ces paramètres en trois groupes, Classification géologiques, hydrogéologiques et Géotechniques. Les onze (11) paramètres de classification correspondant sont : l'altération du massif rocheux, l'intervalle entre les discontinuités, l'orientation des discontinuités, le nombre de familles des discontinuités, l'intervalle entre les discontinuités de chaque famille, la charge hydraulique, la perméabilité, l'indice de continuité, la résistance à la compression simple, l'état des contraintes naturelles, en fonction du rapport (la résistance à la compression uniaxiale de la roche sur la contrainte principale majeure), le module de déformabilité.

Aussi, elle établit un texte de recommandation portant sur le choix d'un type de soutènement en galerie à partir de la description du massif rocheux.

Contrairement aux autres méthodes déjà présentées qui combinent les paramètres entre eux pour obtenir une note finale et pour lesquelles il est ensuite nécessaire de vérifier la validité du soutènement recommandé vis-à-vis de chacun des paramètres pris séparément, cette vérification est déjà implicite dans les recommandations de l'A.F.T.E.S

Structure des massifs rocheux

Une des caractéristiques fondamentales des roches et des massifs est qu'à différentes échelles, du "micro" au "macro", ils sont constitués de matériaux "intacts", séparés par des discontinuités.

En règle générale, on considère la succession (Calembert et al. 1978) :

- minéraux, considérés comme éléments de base, postulés non affectés de discontinuités ;
- matériaux rocheux constitués de minéraux séparés par des microdiscontinuités ;
- massifs rocheux constitués de matériaux rocheux séparés par les macrodiscontinuités.

Les caractéristiques d'un matériau à une échelle donnée dépendent de celles des constituants et de celles des discontinuités (à cette échelle).

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 perpendiculairement auquel la résistance à la traction est souvent faible, voire nulle.

Les discontinuités représentent des types de surface très variées dont l'identification géologique, depuis l'échelle millimétrique jusqu'à l'échelle kilométrique, apporte des informations importantes sur nombre de leurs paramètres géométriques et mécaniques.

Synthèse sur les recommandations A.F.T.E.S

• L'AFTES [2003] a présenté une comparaison des utilisations du RMR et de Q-system dans le domaine des travaux souterrains (tableau 1). Nous reprenons dans ce sens le texte intégral qui a été rédigé. Ce texte insiste sur les précautions à respecter lors de l'utilisation des classifications géomécaniques :

- Ne pas se limiter à une seule classification.
- Expliciter la démarche de calcul des notes, en particulier en identifiant les familles de discontinuités utilisées à chaque étape.
- Examiner la sensibilité de la valeur du RMR et de Q aux variations des différents paramètres et présenter les résultats sous la forme d'une fourchette de valeur pour la note finale.
- Penser que, basées sur l'empirisme, les classifications reflètent certaines pratiques de creusement et de soutènement et sont donc appelées à évoluer.

Chapitre 2. Classification géomecanique des massifs rocheux

Tableau 1 Comparaisons des utilisations du RMR et du Q-system dans le domaine des travaux souterrains (AFTES [2003])

	<i>RMR</i>	<i>Q-system</i>
<i>Caractérisation globale du massif rocheux</i>	<ul style="list-style-type: none"> • Bonne prise en compte de l'organisation de la fracturation, sauf pour les massifs rocheux anisotropes (schistes, ardoises...). 	<ul style="list-style-type: none"> • Bonne prise en compte des propriétés mécaniques des discontinuités. • Prise en compte des contraintes naturelles.
<i>Evaluation des caractéristiques mécaniques à l'échelle du massif</i>	<ul style="list-style-type: none"> • Existence de relations empiriques liant <i>RMR</i> aux paramètres de déformabilité et de résistance. 	<ul style="list-style-type: none"> • Existence des relations empiriques liant <i>Q</i> et paramètres physiques et mécaniques (vitesse des ondes longitudinales, déformabilité).
	<ul style="list-style-type: none"> • Utilisation nécessitant une très grande prudence, en particulier pour les paramètres de résistance : proscrire les corrélations en cascade $Q \rightarrow RMR \rightarrow (m,s)^* \rightarrow (C_m, \Phi_m)$ 	
<i>Utilisation pour les ouvrages</i>	<ul style="list-style-type: none"> • Prise en compte de l'orientation des discontinuités par rapport à l'ouvrage. • Définition raide de la longueur de volée. • Définition du temps de tenue sans soutènement (approche conservative). • Ne prend pas en compte la méthode d'excavation. 	<ul style="list-style-type: none"> • Non prise en compte de l'orientation des discontinuités par rapport à l'ouvrage. • Définition rapide des soutènements à mettre en œuvre (voûtes, parement et intersections) mais fausse impression de précision concernant la longueur des boulons. • Utilisation en phase amont (projet) et aval (suivi de creusement). • Prise en compte de l'évolution des techniques de soutènement.
* : Paramètres du critère de résistance généralisé de Hoek et Brown [1997]		

- En l'absence de reconnaissances poussées et d'essais géotechniques permettant d'évaluer les caractéristiques mécaniques du massif, il est possible d'avoir une estimation de la qualité de ce dernier et un prédimensionnement du soutènement à utiliser grâce aux classifications de massifs rocheux et aux recommandations.

- De manière commune à toutes les classifications, une part importante est donnée aux discontinuités du massif en raison de leur influence sur le comportement de l'ouvrage. Par contre,

certaines critères intrinsèques au massif sont présents dans des classifications et pas dans d'autres. Le RMR de Bieniawski ne fait intervenir que des critères intrinsèques au massif alors que, pour Barton et l'A.F.T.E.S, l'état de contrainte initial et la géométrie de l'ouvrage sont pris en compte. On se limite donc dans un cas à une description du massif la plus générale possible et à des recommandations de soutènement qui ne seront applicables que dans certaines conditions de contraintes et de dimensions alors que dans l'autre, on introduit l'influence de ces paramètres dans la classification pour permettre l'utilisation des recommandations dans le plus grand nombre de cas possible.

2.2 Estimation de la stabilité des ouvrages par les méthodes empiriques :

- La classification géomecanique 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. L'estimation de la stabilité des ouvrages par ces classifications se résumant comme suit :
- Estimer indirectement les propriétés mécaniques à grande échelle d'un massif fissuré, 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. C'est un indice très essentiel dans la détermination de la portée d'excavation.
- Donner des recommandations de soutènement des ouvrages.

D'après Singh et Goel [1999], la popularité des classifications quantitatives dérivent de plusieurs facteurs :

- Elles représentent un langage commun entre les géologues, les ingénieurs concepteurs.
- Moyennant ces classifications, l'observation, l'expérience et le jugement des ingénieurs sont mieux corrélés.
- Les ingénieurs préfèrent les nombres aux descriptions.

Plusieurs systèmes de classification ont été développés. En se basant sur un grand nombre

de références, Palmstrom [1995] a rassemblé un recueil de ces systèmes les plus utilisés, on conclut que chaque système est mieux adapté à l'objectif pour lequel il a été conçu (tunnel, mines, fondations...) : aucune classification n'est universelle.

- Les classifications des massifs rocheux fissurés continuent à évoluer depuis plus d'un siècle. Leur utilisation a un intérêt considérable lors de l'étude de faisabilité et de dimensionnement préliminaire d'un projet, surtout quand les informations mécaniques, hydrologiques et l'état de contrainte in-situ du massif rocheux ne sont pas disponibles.
- 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...).

2.3 Structure des massifs rocheux

Une des caractéristiques fondamentales des roches et des massifs est qu'à différentes échelles, du "micro" au "macro", ils sont constitués de matériaux "intacts", séparés par des discontinuités.

En règle générale, on considère la succession (Calembert et al. 1978) :

- minéraux, considérés comme éléments de base, postulés non affectés de discontinuités ;
- matériaux rocheux constitués de minéraux séparés par des microdiscontinuités ;
- massifs rocheux constitués de matériaux rocheux séparés par les macrodiscontinuités.

Les caractéristiques d'un matériau à une échelle donnée dépendent de celles des constituants et de celles des discontinuités (à cette échelle).

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 perpendiculairement auquel la résistance à la traction est souvent faible, voire nulle.

Les discontinuités représentent des types de surface très variées dont l'identification géologique, depuis l'échelle millimétrique jusqu'à l'échelle kilométrique, apporte des informations importantes sur nombre de leurs paramètres géométriques et mécaniques.

2.3.1 Types de discontinuités

Les surfaces de discontinuités sont décrites et classées par le géologue d'un point de vue génétique. Bien que les mécaniciens de roches (et spécialement les anglosaxons) parlent généralement de " discontinuités ", sans faire de différenciation génétique, l'utilisation d'une nomenclature correcte, précisant bien le type de discontinuité, n'est pas anodine : de la genèse d'une discontinuité (de traction, de cisaillement...) dépendent ses caractéristiques hydrauliques et mécaniques.

Les principales discontinuités présentes dans les massifs rocheux sont :

- les surfaces de stratification, plus ou moins régulières, séparant les strates. Ces surfaces peuvent être soulignées de minces dépôts argileux ou schisteux favorisant le glissement banc sur banc.

- la schistosité, résultant de la réorientation des minéraux constitutifs dans une direction perpendiculaire à celle des contraintes de compression auxquelles le massif a été soumis ;

- les failles (fractures), surfaces de rupture, par cisaillement sous l'effet des contraintes de compression (failles inverses ou normales selon l'orientation des contraintes principales ...) ou par traction. Le déplacement des lèvres de la rupture, le rejet, peut avoir une amplitude nulle ou atteindre plusieurs kilomètres. Il est évident que de la genèse de la faille va dépendre l'état de fracturation des épontes (masses rocheuses de part et d'autre de la fracture). Les plans de faille sont souvent marqués de stries indiquant le sens du mouvement et facilitant un rejeu de la faille dans cette direction.

- les diaclases, correspondant à une rupture de type fragile, en traction. L'origine des diaclases est contestée : plans liés à la diagenèse et au retrait de la roche pour certains, d'origine tectonique pour d'autres. Quoi qu'il en soit, dans les roches stratifiées, les diaclases se présentent pratiquement toujours sous la forme de deux familles orthogonales entre elles et perpendiculaires aux plans de stratification. Les diaclases découpent ainsi des éléments parallélépipédiques facilitant les chutes de blocs.

2.3.2 Lever structural d'un massif rocheux

Il ne s'agit pas ici de procéder à un lever tel que le pratiquent les géologues structuralistes. L'objectif, bien moins ambitieux, est de déterminer avec le plus d'exactitude possible la distribution spatiale des différentes familles de discontinuités.

Une famille de discontinuité est caractérisée par :

- son orientation, définie par celle du plan auquel elle est assimilée (ce qui est valable localement)
- sa fréquence, inverse de l'espacement moyen entre deux discontinuités de la même famille et sa persistance (continuité)

Ces deux premières caractéristiques permettent de définir un bloc élémentaire, permettant d'apprécier les dimensions des blocs susceptibles de s'ébouler.

- sa morphologie : rugosité, altération, remplissage...
- ses propriétés mécaniques

2.3.3 Orientations des familles de discontinuités

L'orientation d'un plan est donnée par (figure 1) :

- la direction, droite d'intersection du plan avec un plan horizontal. On caractérise cette direction par son azimut, c'est-à-dire l'angle qu'elle fait avec la direction du nord. Cet angle est compté à partir du nord en tournant vers l'est (attention aux corrections magnétiques). Une direction de 90° ou de 270° caractérise une horizontale orientée est - ouest ;
- le pendage, angle que forme la ligne de plus grande pente avec l'horizontale, compté à partir de cette dernière (un pendage nul signifie un plan horizontal, un pendage de 90° caractérise un plan vertical)

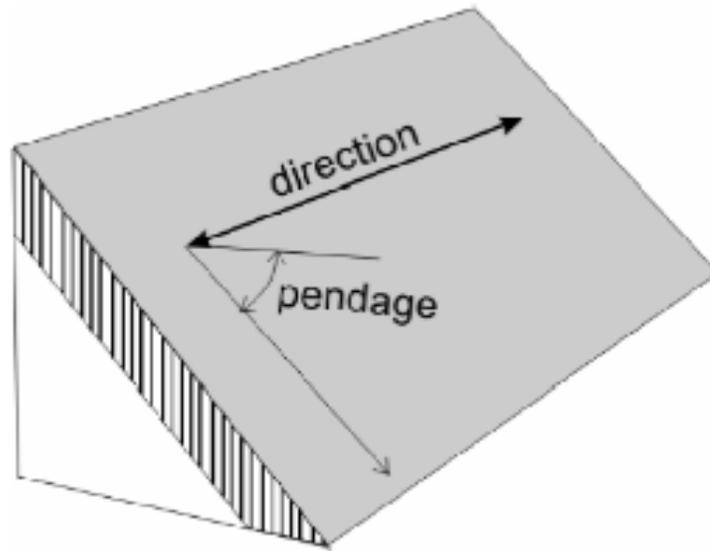


Fig.1 : définition de la direction et du pendage d'un plan

Les géologues utilisent principalement deux notations pour donner les directions et pendages :

- la notation "classique" donnant l'azimut de la direction en degrés (chiffre < 180) et le secteur (N, E, S ou O) vers lequel "pend" le plan (exemple N120/50 S indique un plan orienté à 120° (ou 300°) par rapport au nord et dont la pente incline vers le sud.

- la notation "de Clar" qui donne l'azimut (entre 0° et 360°) d'un plan vertical passant par une droite de plus grande pente du plan (celui-là qui contient la droite donnant le pendage) et la valeur du pendage. Deux chiffres suffisent pour indiquer sans ambiguïté l'orientation du plan. Cette dernière notation tend à supplanter la précédente.

La représentation des plans se fait habituellement en utilisant les diagrammes polaires (figure

– On considère une sphère dont un diamètre du plan équatorial est la direction du plan considéré, un autre diamètre étant orienté nord - sud.

Sur l'hémisphère inférieur, se tracent le grand cercle, intersection du plan avec la surface hémisphérique, et le pôle du plan, c'est-à-dire le point de percée sur l'hémisphère de la normale au plan passant par le centre de la sphère.

La représentation en plan du grand cercle et du pôle se fait par projection stéréographique sur le plan équatorial de la sphère.

Pour effectuer les projections, on peut utiliser le canevas de Wulf (qui correspond à la projection stéréographique) mais en général, on utilise le canevas de Schmidt (Lambert) qui est une projection équilatérale et qui n'introduit donc pas de distorsion quant à la densité des pôles (figure 2). Par erreur de langage, on appelle souvent le diagramme de Schmidt "diagramme stéréographique"

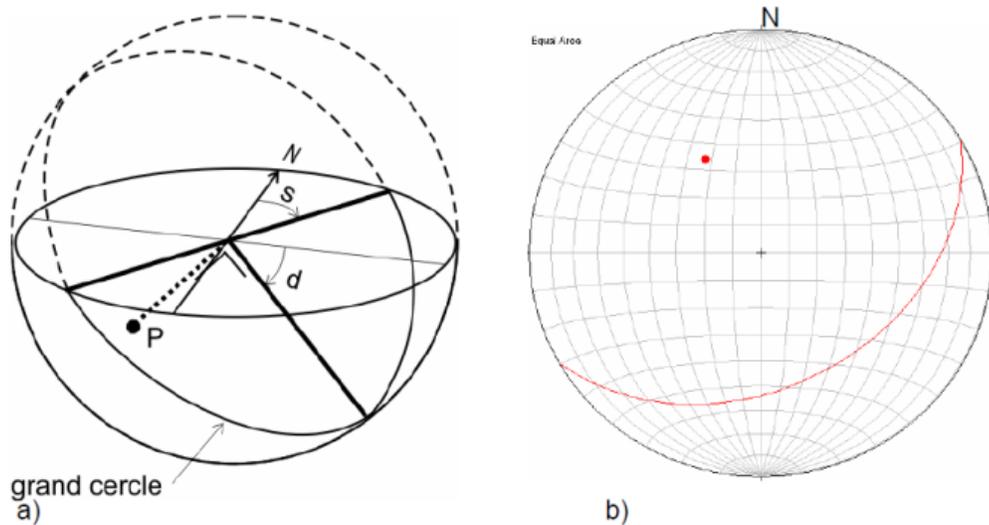


Figure 2 a) direction, s (strike), pendage, d (dip), grand cercle et pôle, P

b) canevas de Schmidt. Sur le plan équatorial figurent les projections des grands cercles et des petits cercles tracés sur l'hémisphère inférieur. Sur ce canevas sont représentés le grand cercle et le pôle d'un plan orienté N60E/40S ou 60/40S ou 150/40.

L'orientation moyenne de chaque famille de discontinuité se détermine soit par analyse statistique, soit par tracé des courbes d'égale densité de représentation de pôles sur le diagramme stéréographique (figure 3)

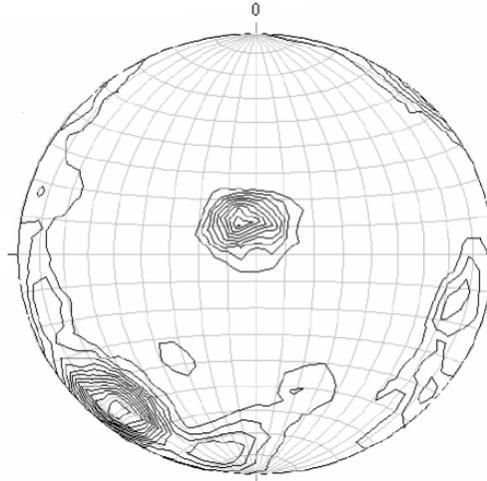


Fig.3 : Courbes d'égalité de densité de pôles de discontinuités (canevas de Schmidt).

2.3.4 Fréquences des discontinuités

La fréquence des discontinuités d'une famille se détermine par comptage sur le terrain, par exemple en mesurant l'espacement des discontinuités le long d'une (ou de plusieurs) ligne(s) tracée(s) perpendiculairement à leur direction (Figure 4) ou selon des lignes traversant au mieux (statistiquement) les différentes familles de joints (Hudson, 1993).

Si, le long de la ligne de lever, N est le nombre de discontinuités et L la longueur du lever, la fréquence λ , des discontinuités vaut : $\lambda = N/L$ et l'espacement moyen, x , vaut : $x = L/N$ (la fréquence et l'espacement moyen dépendant de l'orientation de la ligne de lever par rapport à celle des discontinuités). Ce travail est fastidieux mais indispensable. Par la même occasion, les caractéristiques, d'ouverture, de remplissage, de rugosité etc. sont notées.

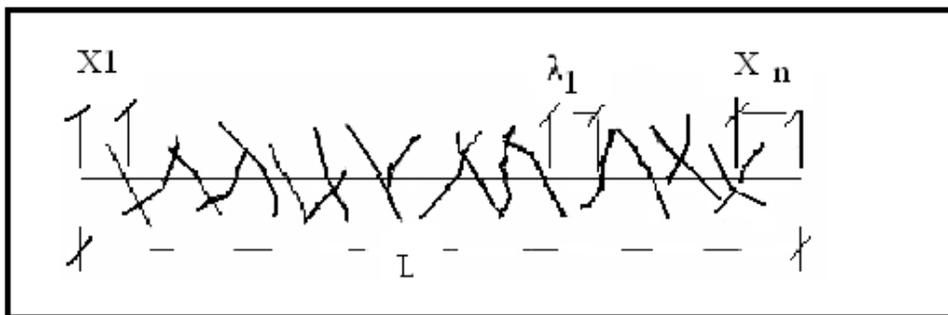


Fig.4 : mesure de la fréquence des discontinuités (d'après Hudson, 1993)

Une autre méthode pour déterminer le degré de fracturation du massif rocheux est, lorsque des forages carottés sont disponibles, est de mesurer le RQD (Rock Quality Designation). Cet indice (Deere, 1988) est égal au rapport de la somme des longueurs des éléments de carottes du forage dont la longueur est au moins égale à 10 cm à la longueur totale de la passe carottée. La figure 5.a donne un exemple de détermination de RQD. Notons que la carotte de 20 cm, vers le bas de la passe, cassée longitudinalement en deux, est considérée ici comme intacte.

Cet indice, bien qu'universellement utilisé, est cependant critiquable. Il n'est valable en toute rigueur que pour des forages dont le diamètre est supérieur à 54.7mm. De plus, l'orientation du forage par rapport à celle des discontinuités (figure 5.b) peut introduire des différences considérables dans la valeur du RQD (Hack, 2002)

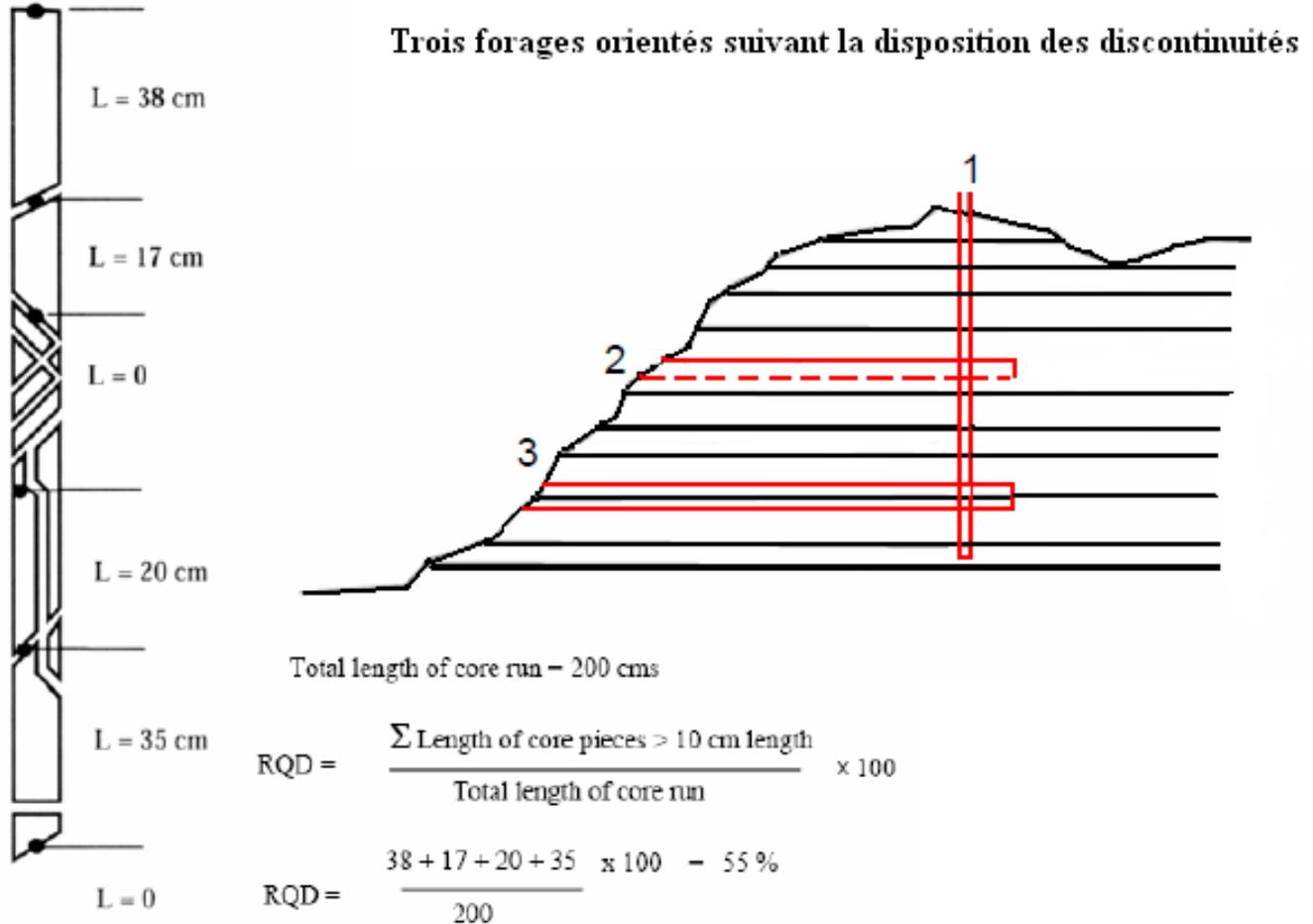


Fig .5 calcul du RQD pour une passe de 200 cm de longueur :

$$RQD = ((38 + 17 + 20 + 35)/200) \times 100 = 55 \%$$

b : le forage 1 traverse toutes les discontinuités ; si celles-ci sont espacées de 9 cm, RQD = 0 ; si elles sont espacées de 11 cm, RQD = 100 le forage 2 ne traverse aucune discontinuité, RQD = 100 le forage 3 suit une discontinuité sur toute sa longueur RQD = 100 ou 0 selon les auteurs.

Rappelons que, par le biais de la notion d'indice de continuité (Fourmaintraux, 1971, Schroeder et al., 1996), les résultats de la prospection sismique permettent d'apprécier avec une bonne précision l'intensité de la fracturation globale d'un massif rocheux, sans toutefois pouvoir faire la part entre les différentes familles de discontinuités.

Morphologie des discontinuités

a) du point de vue de leur morphologie, les discontinuités sont souvent classées sur base de la description d'un certain nombre de leurs caractéristiques, par exemple :

- forme de la surface de contact
- rugosité
- longueur d'onde (par rapport à la longueur de l'échantillon)
- amplitude de l'onde (par rapport à la longueur d'onde)
- remplissage : existence - nature, épaisseur / ouverture

Arnould et al. 1991 ont fait des descriptions permettant une approche quantitative, chaque catégorie définie pouvant être reliée aux caractéristiques mécaniques correspondantes.

b) une autre approche (Barton, 1977), consiste à quantifier les caractéristiques morphologiques des discontinuités par un seul paramètre, le JRC (Joint Roughness Coefficient). La méthode de détermination du JRC peut être une observation directe (Figure 6.a) ou une mesure "objective"

des paramètres géométriques (Figure 6.b). Le JRC est utilisé pour la détermination des caractéristiques mécaniques.

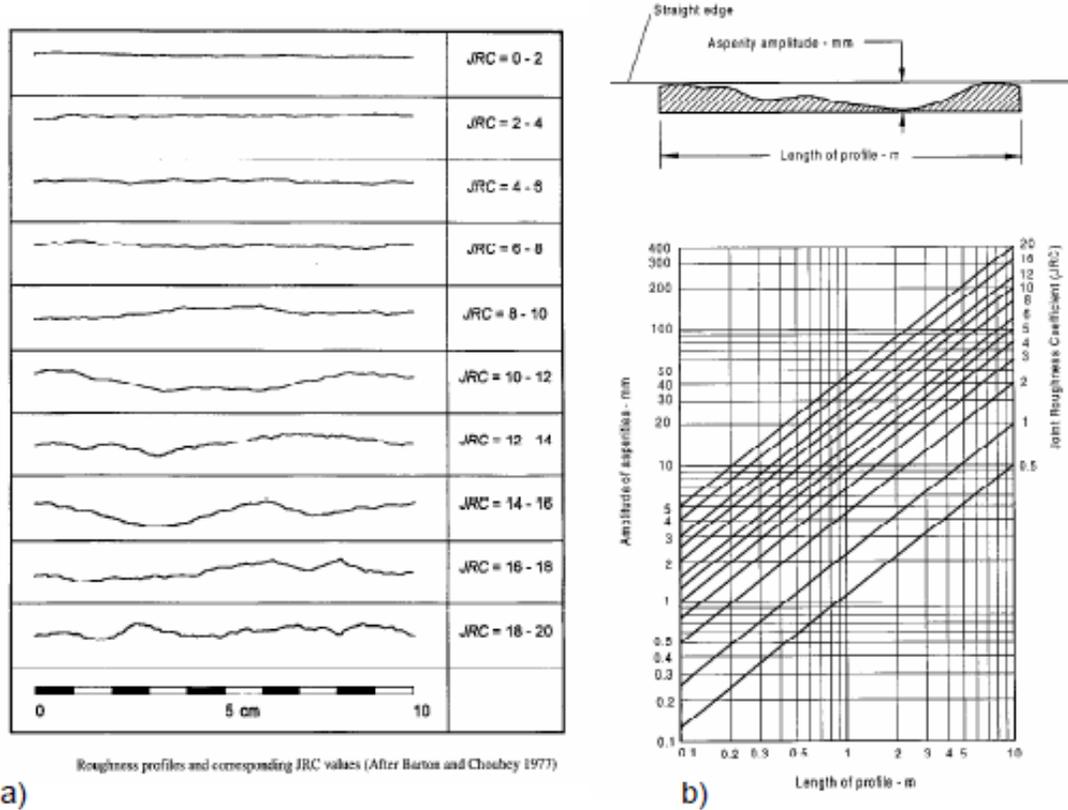


Fig.6 détermination du JRC par mesures morphologiques

2.4 Synthèse sur les systèmes de classification

Les classifications quantitatives des massifs rocheux fissurés sont utilisées depuis plusieurs dizaines d'années pour la conception et la construction des ouvrages réalisés dans les massifs rocheux. Elles sont basées sur la connaissance des paramètres décrivant la qualité du massif rocheux et font la combinaison des différents paramètres mesurés sur le site pour arriver à mettre une note concernant la qualité du massif rocheux. Ces méthodes sont facilement utilisées au stade de l'avant-projet. Cependant elles présentent certaines limites que nous résumons ci-dessous :

- Les paramètres de classification sont utilisés universellement sur tous les types de massifs rocheux, sans tenir compte de leurs caractéristiques spécifiques et du projet considéré.
- Les propriétés complexes du massif rocheux, en particulier son anisotropie et son compor-

tement différé (dépendant du temps) ne sont pas pris en compte.

- Les paramètres de déformabilité et de résistance qui en résultent sont relatifs à un milieu isotrope.
- En général, ces méthodes empiriques simplifiées ne prennent pas en compte le mécanisme de rupture, de déformation et de l'interaction du support avec la roche.
- Le RMR et le Q-system ne sont pas adaptés au cas de roches tendres contrairement aux recommandations AFTES.
- La démarche de soutènement par le biais des méthodes de classification a donné des résultats satisfaisants, dans de nombreux cas de creusement à l'explosif. Toutefois, elles ne sont pas toujours adaptées aux autres méthodes de creusement (tunneliers, machine à attaque ponctuelle).

Chapitre 3

Modélisation des ouvrage souterrains en milieux rocheux fissures

-
- 1- Méthodes de calcul des ouvrages en milieux rocheux fissurés.
 - 2- L'analyse de la stabilité des ouvrages creusés dans un milieu rocheux fissuré.
 - 3- L'analyse en déplacement des ouvrages creusés dans un milieu rocheux fissuré.
 - 4- Synthèse
-

3.1 Méthodes de calcul des ouvrages en milieux rocheux fissurés

Il existe deux approches de calcul des ouvrages creusés dans un milieu rocheux fissuré, une qui vise la stabilité l'autre les réponses en déplacement de l'ouvrage.

- L'analyse de la stabilité des ouvrages creusés dans un milieu rocheux fissuré, est basée principalement sur les discontinuités qui constituent des zones de faiblesse pour le milieu rocheux. C'est naturellement le long de ces derniers que les mécanismes de rupture se développent en général. C'est pourquoi, et devant la complexité du problème, les méthodes d'analyse de stabilité usuelles reposent sur le postulat que la rupture survient par défaut de résistance des discontinuités. Cette hypothèse est à la base des méthodes étudiant l'équilibre limite des blocs. Les modèles de calcul de stabilité qui se basent principalement sur l'analyse des forces en situation d'équilibre limite d'un mécanisme de rupture.

- L'évaluation de la réponse en déplacement de l'ouvrage. Les modèles de calculs en déformations qui requièrent en général l'utilisation de méthodes du type éléments finis, différences finies ou éléments discrets nécessitant des ressources informatiques importantes.

- Dans ce qui suit nous présentons sommairement ces deux catégories. Une attention particulière sera accordée à la méthode des éléments finis que nous employons dans le cadre de cette thèse pour établir une validation numérique des résultats trouvés à partir des classifications géomécaniques qui seront l'objet du chapitre suivant.

3.1.1 L'analyse de la stabilité des ouvrages creusés dans un milieu rocheux fissuré

Analyse vectorielle (Warburton, 1981)

Cette méthode consiste à analyser la stabilité des blocs. Ces derniers sont délimités soit par des faces de contact entre blocs (discontinuités) soit par des faces libres (en bord d'excavation). On parle ainsi pour définir les modèles d'équilibre limite, certains mécanismes de rupture élémentaire de blocs dans un massif rocheux tels que la rupture plane, en dièdre ou par basculement. Ils

quantifient l'instabilité de ces blocs vis-à-vis de ces mécanismes de ruptures et nécessitent l'introduction d'un critère de rupture qui est souvent celui de Mohr-Coulomb. Ces méthodes consistent à modéliser le massif rocheux comme un ensemble de blocs rigides susceptibles de glisser le long d'une ou de plusieurs surfaces de discontinuités identifiées préalablement par une observation structurale du massif. Parmi les travaux qui ont introduit cette méthode, nous citons ceux de Hoek et Bray [1977], Oboni et Martinenghi [1984] et Scavia et al. [1990].

L'identification des mouvements potentiels pour un bloc et sa susceptibilité de bouger définit ainsi un facteur de sécurité pour ce bloc, comme le rapport des forces "résistantes" et des forces "motrices". Ce facteur permet de statuer, selon cette méthode, sur la stabilité ou l'instabilité du bloc.

Deux problèmes se posent dans ce type d'approche. La restriction des mouvements à des translations, ne permet pas de prévoir des éboulements par rotation.

Le second problème est que l'on étudie l'équilibre d'un bloc seul, sans prendre en compte les efforts que les autres blocs peuvent lui appliquer. Cette analyse peut donc conduire à une conclusion trop optimiste de la stabilité du massif rocheux.

Théorie des blocs (Goodman et Shi, 1985, 1989)

Cette théorie repose sur une analyse purement géométrique de l'organisation des blocs de matrice rocheuse et des discontinuités. Elle consiste à rechercher les blocs clés (blocs potentiellement instables) dans le massif étudié. Comme pour la méthode précédente, ces blocs sont rigides et délimités par des discontinuités planes. Ensuite une analyse d'instabilité par translation ou rotation des blocs est réalisée. Cette théorie a été introduite initialement par Goodman et Shi [1985] et développée plus tard par Mauldon et Goodman [1990]. Le principe fondamental de cette théorie s'écrit :

"La rupture d'une excavation commence avec le mouvement d'un bloc dans l'espace excavé. La perte d'un premier bloc augmente l'espace et offre ainsi la possibilité de déplacement pour les blocs voisins, accroissant la dégradation pouvant mener jusqu'à la rupture massive."

Ici encore, l'absence de la prise en compte du caractère mécanique du problème conduit cette méthode à ne donner que des résultats qualitatifs sur la stabilité de l'ouvrage rocheux.

3.1.2 L'analyse en déplacement des ouvrages creusés dans un milieu rocheux fissuré.

Comme pour le calcul de stabilité, les méthodes d'analyse en déplacement se rattachent à deux catégories distinctes : les approches discrètes et les approches continues (homogénéisation).

Afin de tenir compte de l'aspect mécanique des massifs rocheux (contraintes, déformation, propriétés homogénéisées. . .), les modèles de calcul en déformation doivent être consultés. Avec la croissance de la capacité des ordinateurs, les modèles en déformation augmentent leur domaine d'application de la stabilité des massifs à diverses applications mécaniques comme la compréhension de l'état de contrainte in situ (Hart [2003]), le comportement au cisaillement des discontinuités rugueuses (Cundall [2000]) et la résistance d'un massif (Pouya et Ghoreychi [2001], Min et Jing [2003]).

Les différents outils de calcul permettant la réalisation de ces modèles présentent des degrés de sophistication différents qui pèsent évidemment sur la performance des modèles réalisés. Il en est ainsi de leur possibilité de refléter plus ou moins fidèlement la géométrie de l'ouvrage, les anisotropies et hétérogénéités des matériaux ainsi que les sollicitations. De plus, ces outils présentent des différences dans la manière de résoudre les équations en jeu qui se ramènent toujours à l'intégration de fonctions «déplacement». Certains procèdent par intégration directe comme avec la méthode des éléments frontières. Les autres ont recours à la discrétisation de ces fonctions. Ces derniers diffèrent par ailleurs entre elles par les principes de discrétisation, les algorithmes et les techniques de résolution, comme c'est le cas notamment entre les outils qui s'appuient sur la méthode des éléments finis, celle des éléments distincts, ou celle des différences finies. Nous exposons parmi ces outils quelques-uns qui sont les plus connus.

Approches discrètes

Ces approches sont également appelées approches directes. La spécificité des milieux rocheux fissurés a conduit plusieurs auteurs à étendre la méthode des éléments finis aux cas des milieux discontinus. Les premières tentatives ont consisté à modéliser les fissures par des éléments-joints de fine épaisseur (Goodman & Bray, 1976), séparant des éléments continus déformables. Cette

tentative présente un volume très important des calculs à réaliser dès que la densité des joints croît, et ne peut donner lieu à la construction de champs de déplacements discontinus (ne permet pas la simulation de grands déplacements au niveau des failles, ainsi que des chutes de blocs.).

Afin de pallier ces inconvénients, la méthode dite des éléments distincts a été développée par Cundall (1971). Elle conduit à modéliser le milieu rocheux fissuré en blocs de cinématiques différentes, en contact entre eux le long des discontinuités. La déformation du massif provient alors de l'interaction entre l'ensemble des blocs et des discontinuités du massif. Deux codes de calcul ont été construits sur la base de cette méthode : UDEC (Universal Distinct Element Code) qui est voué à la résolution de problèmes dynamiques, et BRIG3D (Tahiri, 1992) qui lui, est destiné aux problèmes statiques, et UDEC (Cundall [1980], ITASCA [2000]).

- La méthode des éléments distincts propose de considérer les discontinuités comme des interactions entre les blocs, leur comportement étant régi par des lois liant forces et déplacements au niveau des interfaces. L'évolution des déplacements dans l'ouvrage est déterminé par la résolution numérique des équations du mouvement selon un schéma d'intégration explicite on parle ainsi de résolution explicite (Hart et al. 1988)
- Le modèle est donc composé de deux constituants. Les blocs de matrice rocheuse possèdent un comportement de type élastoplastique, avec une plasticité de type Coulomb ou Drucker-Prager. Deux types de loi de comportement peuvent être retenus pour les discontinuités : une loi élastoplastique avec critère de plasticité de type Mohr-Coulomb, ou la loi de l'endommagement continu.

La procédure numérique est une technique de relaxation dynamique pour résoudre les équations du mouvement. Les forces et les déplacements entre blocs peuvent être déterminés en étudiant l'équilibre dynamique des blocs considérés séparément. Pour chaque incrément en temps, les équations du problème sont obtenues en écrivant le bilan en résultante et en moment résultant pour chaque bloc considéré (forces extérieures, forces de contact entre blocs et forces d'inertie). Cette résolution adopte un schéma explicite en temps, au moyen de différences finies centrées.

Un code de calcul adapté au cas statique a été développé par Tahiri (1992). La procédure de calcul numérique suivie est celle des éléments finis classiques. Les blocs sont considérés indéformables, leur déplacement étant donc décrit par une translation et une rotation. L'interaction

entre deux blocs, initialement en contact par l'intermédiaire d'une discontinuité, peut être alors évaluée à partir du déplacement relatif entre les deux blocs. Les forces de contact sont reliées aux déplacements relatifs du joint par l'intermédiaire de la loi de comportement de celui-ci. La loi de comportement du joint est écrite sous forme incrémentale.

L'énergie potentielle totale du modèle étudié est composée de l'énergie de déformation des discontinuités et du travail des forces extérieures. Sa minimisation permet de lier les forces et les déplacements des blocs par l'intermédiaire d'une matrice de rigidité et conduit à un système d'équations non-linéaires, les rigidités étant fonction des déformations. on parle ainsi de résolution statique : BRIG3D (Tahiri, 1992) Inspiré de la méthode des éléments distincts.

- La méthode des différences finies, quant à elle, traite le problème comme un milieu continu dont les caractéristiques mécaniques sont une moyenne établie sur un élément du maillage. Elle permet aussi d'introduire, en nombre limité, des discontinuités, mais la réponse globale du massif est cependant dominée par la déformation de la roche. L'un de logiciels les plus connus pour cette méthode dans le domaine de mécanique des roches est FLAC (Fast Lagrangien Analysis of Continua, ITASCA [1998]).
- Parmi les méthodes de calcul numériques en déformation, la méthode des éléments finis se présente comme étant la plus générale. Elle consiste à substituer un domaine réel par un modèle discrétisé formé d'un assemblage de noeuds et des éléments de taille finie appelés mailles. L'idée de base est de calculer les déplacements nodaux à partir desquels dérivent les contraintes dans les éléments. Le problème statique

général nécessite la résolution d'un système d'équation linéaire qui dépend des conditions aux limites du système. Ce problème prend la forme mathématique suivante :

$$\underline{F} = \underline{K}\underline{U} \quad (1)$$

F étant le vecteur de forces appliquées sur le système, U le vecteur de degré de liberté et K la matrice de rigidité globale du système. Pour une connaissance plus approfondie de cette méthode dans le domaine de mécanique des roches, le lecteur peut consulter des ouvrages de référence comme celui de Zienkiewicz [1973] ou Goodman et Saint John [1977].

L'épaisseur des fractures est, en général, très faible. Ceci demande l'introduction d'un élément

fini spécial appelé «élément joint». Cet élément a fait l'objet de plusieurs études antérieures parmi lesquelles nous citons celle de Goodman et al. [1968].

La méthode des éléments finis présente certains avantages :

- traiter des milieux à propriétés homogènes ou hétérogènes.
- prendre en considération des lois de comportement variées (élasticité, viscoélasticité, plasticité...).
- traiter des problèmes statiques et dynamiques.
- coupler plusieurs phénomènes (mécanique, hydraulique, thermique, transfert de gaz, chimique...).

L'avantage sur la méthode des éléments distincts dérive du fait que la roche peut être déformable, que les fractures ne sont pas censées former des blocs et que la rupture peut trouver son chemin dans la matrice rocheuse.

Toutefois, cette méthode rencontre certaines difficultés au niveau de génération du maillage surtout dans le cas d'un massif rocheux très fissuré. Ces difficultés disparaissent progressivement suite à l'amplification de la puissance des ordinateurs et l'élaboration d'algorithmes appropriés.

Modèle de comportement mécanique de la roche

La roche est modélisée par un milieu continu homogène et isotrope. Son comportement est défini par une élasticité linéaire de module d'Young constant E et de coefficient de Poisson ν et un critère de résistance de Mohr-Coulomb de cohésion C et d'angle de frottement interne φ . Pour faciliter la modélisation numérique et l'intégration dans un code de calcul, nous adoptons le formalisme d'élastoplasticité parfaite avec un critère de plasticité correspondant au critère de résistance de la roche la formulation mathématique du comportement mécanique de la roche est définie précédemment dans le chapitre 1.

La figure 1 illustre la variation de cette loi en termes d'une courbe contrainte déformation et d'une courbe intrinsèque de cisaillement.

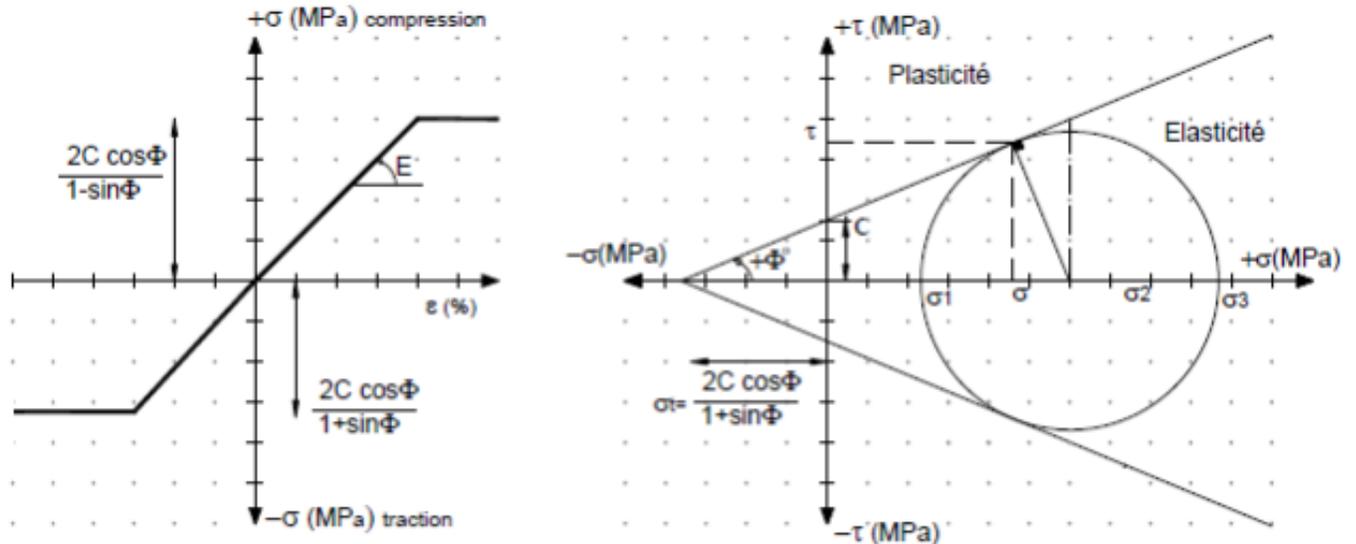


Fig.1 Modèle de comportement mécanique de la roche (Mohr-Coulomb)

Modèle de comportement mécanique de la discontinuité

Afin de modéliser le comportement mécanique d'un joint, il est avantageux de choisir un modèle mathématique simple ayant un nombre réduit de paramètres facilement identifiables et qui soit adapté à la méthode des éléments finis.

Malgré son caractère linéaire, l'emploi du modèle de Mohr-Coulomb procure des résultats assez représentatifs au niveau des contraintes et des déformations dans un massif rocheux. Ce modèle est caractérisé par une raideur normale K_n et une raideur tangentielle K_s constantes ainsi qu'une cohésion c et un angle de frottement interne φ . Sur la figure.2 sont illustrées les courbes contraintes-déformations normales et tangentielles ainsi que la courbe intrinsèque en cisaillement de ce modèle.

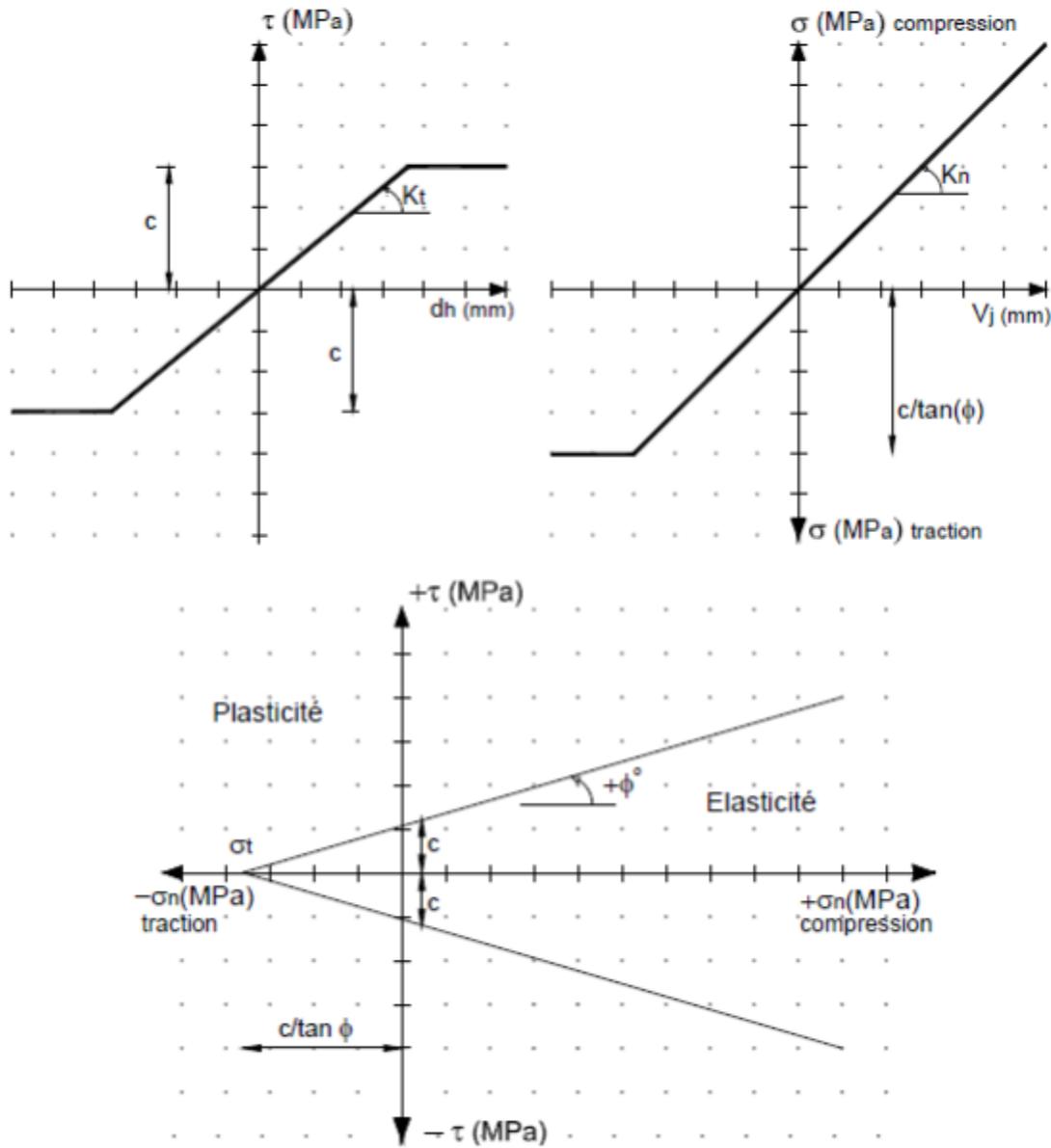


Fig.2 Modèle de comportement mécanique des fractures (Mohr-Coulomb)

Une comparaison graphique entre le modèle de Mohr- Coulomb (MC) et celui de Barton-Bandis (BB) est établie sur la figure 3. Cette comparaison montre les principales différences entre les deux modèles ainsi que les approximations qu'implique le modèle MC par rapport au modèle BB.

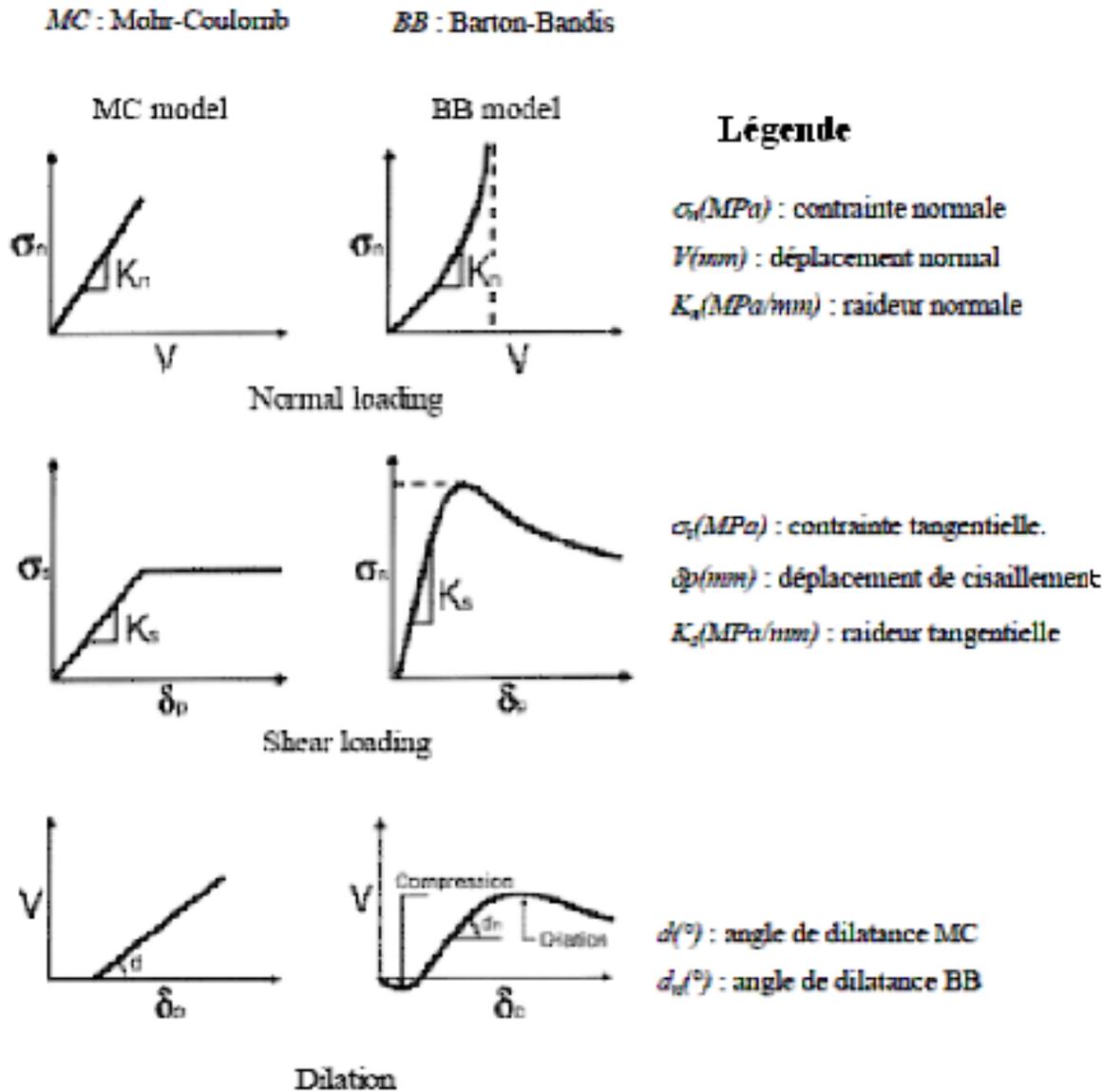


Fig.3 Principales différences entre le modèle de Barton-Bandis et celui de Mohr-Coulomb (Choi et Chung [2004])

3.1.3 Approche continue

Lorsque le réseau des discontinuités traversant le massif est peu dense les méthodes numériques que l'on vient de décrire sont efficaces. En revanche, elles deviennent inopérantes pour les milieux fortement fissurés car les calculs numériques deviennent très lourds, voire parfois insurmontables. Les approches par homogénéisation constituent alors une alternative, prenant

justement avantage de la forte densité des joints. Elles découlent de l'idée intuitive selon laquelle, le massif rocheux fissuré peut être appréhendé à l'échelle de l'ouvrage comme un milieu homogène (continu).

L'homogénéisation consiste à substituer au problème initial défini sur l'ouvrage fissuré, un problème homogène associé (figure 4) défini sur un ouvrage de même géométrie que l'ouvrage initial; soumis au même chargement que l'ouvrage initial; constitué d'un matériau homogène équivalent dans un sens à définir.

La démarche réside dans. De nombreux auteurs, tels Sanchez-Palencia (1982), Suquet (1982) ou de Buhan (1986), ont montré que la détermination du comportement mécanique du milieu homogène équivalent, défini sur la cellule de base ou le volume élémentaire représentatif (VER).

L'approche par homogénéisation permet une analyse de l'ouvrage à une échelle, dite macroscopique, de sorte que l'on ne distingue plus géométriquement les discontinuités de la matrice rocheuse.

Les hétérogénéités sont prises en compte au travers des caractéristiques mécaniques du matériau homogène équivalent, qui dépendent de celles des constituants à l'échelle microscopique.

L'application de la démarche d'homogénéisation a déjà été appliquée avec succès dans le cadre de la thèse de Fréard (2000), pour l'analyse de stabilité des massifs rocheux fracturés. Par ailleurs, une étude (de Buhan et al. (2001)) portant sur les effets d'échelle a permis de montrer la complémentarité entre les approches directes et les approches par homogénéisation : à chacune son domaine de pertinence.

La théorie d'homogénéisation appliquée aux milieux fissurés

Homogénéiser c'est remplacer un milieu hétérogène et parfois discontinu par un milieu homogène équivalent (MHE) dans lequel il est plus aisé d'appliquer les principes de la mécanique des milieux continus (fig.4).

L'application de la théorie d'homogénéisation sur les massifs rocheux fissurés est récente. Elle a été l'objet de plusieurs approches :

1-les approches empiriques parmi lesquelles nous citons le critère de résistance isotrope de Hoek et Brown [1980] et les classifications géomécaniques (Bieniawski [1973], Barton et al. [1974]).

2-les approches analytiques qui sont applicables uniquement sur des massifs dont la géométrie n'est pas complexe (Amadei et Goodman [1981], Bekaert et Maghous [1996], Fréard [2000] et Atta [2004]).

3-des méthodes numériques permettant une prise en compte d'une distribution aléatoire des discontinuités (Pouya et Ghoreychi [2001], Min et Jing [2003], Chalhoub et Pouya [2006]).



Fig.4 le passage d'un milieu hétérogène a un milieu homogène

En vue d'appliquer cette théorie, une première condition implique la recherche d'un milieu suffisamment grand par rapport à la taille des hétérogénéités (Fig. 4) ; ce milieu est appelé VER ou Volume Élémentaire Représentatif. C'est la taille à partir de laquelle une grandeur (mécanique, hydraulique, géométrique...) caractérisant le milieu hétérogène devient constante ou que ses fluctuations deviennent négligeables.

Dans le cas des massifs rocheux, une deuxième condition impose que la taille de l'ouvrage étudié (diamètre d'une galerie, hauteur d'une pente ...) soit supérieure à la taille du VER.

Calcul de la taille du VER

Recherche du VER mécanique Il est indispensable de noter qu'il y a plusieurs types de VER :

- VER mécanique élastique,
- VER mécanique plastique,

- VER géométrique,
- VER des contraintes initiales,
- VER thermique...

Long et al. [1982] ont proposé que les deux critères suivants doivent être satisfaits pour pouvoir calculer correctement la taille d'un VER :

- Le VER est le plus petit domaine au-delà duquel la valeur moyenne du paramètre cherché demeure constante.

- Une fois que cette taille est précisée, elle doit vérifier les propriétés d'un tenseur, en particulier la rotation de base. En d'autres termes, en comparant la valeur du paramètre obtenue par rotation du domaine (Fig.5) et celle calculée par la relation de transformation de base, il faut que la différence entre les deux soit minimale. Ce critère est schématisé sur la figure suivante :

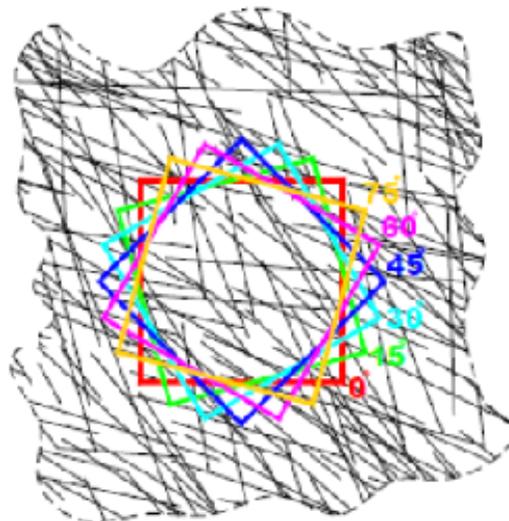


Fig5 : recherche de la taille du VER géométrique (carré mobile de taille constante ; carré centré de taille croissante)

Sur la figure 5 sont illustrées deux méthodes de recherche d'un VER. Une première méthode consiste à chercher le plus petit carré dont le centre coïncide avec le centre du domaine initial. Une autre méthode consiste à chercher un carré de taille fixe et tel que, en le déplaçant dans le domaine, la valeur du paramètre considéré ne change pas.

Il faut que, pour les deux méthodes, le carré ne dépasse pas la marge d'erreur illustrée dans la figure 5. En effet, le domaine dans lequel nous découpons notre carré est prélevé dans un milieu théoriquement infini. Les centres des fissures interceptant ce domaine peuvent se trouver à l'intérieur ou à l'extérieur de celui-ci. Or, vu que nous travaillons dans un milieu de taille finie, il est possible de manquer des fissures existant hors du domaine. La dimension de la marge d'erreur est égale au rayon maximal des fissures.

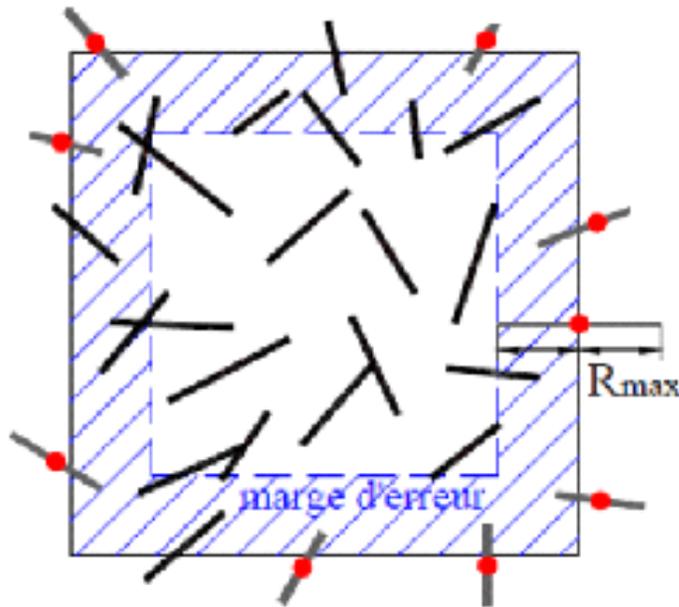


Fig.6 Définition de la marge d'erreur géométrique lors de la recherche d'un VER

Vu la taille importante du calcul du VERméca (maillage, dédoublement, essais numérique, calcul des contraintes et des déformations homogénéisées et calcul du tenseur de souplesse). L'étude de cas qui sera détaillée au paragraphe suivant montre l'équivalence entre le VERméca et le VERgéó dans le cas où les propriétés mécaniques de la roche et des discontinuités ne varient pas dans le domaine.

Pour calculer la taille du (VERgéó) il est nécessaire de calculer l'extension moyenne des fissures ainsi que leur espacement moyen. En ce qui concerne l'extension moyenne, nous la calculons

en cherchant la moyenne arithmétique de toutes les extensions des fractures existant dans le domaine. Quant à l'espacement moyen, son calcul demande une analyse spéciale que nous proposons de détailler au paragraphe suivant.

VER géométrique : Méthode de calcul de l'espacement moyen Cette méthode est applicable dans le cas général d'un domaine quelconque et pour plusieurs lignes d'échantillonnages. Les étapes de calcul se résument comme suit :

- Plusieurs lignes verticales d'échantillonnages parallèles sont considérées (Fig.7).
- Sur chaque ligne, le nombre de discontinuités qui l'interceptent est calculé.
- L'espacement moyen d_i sur chaque ligne est calculé en divisant la longueur de la ligne d'échantillonnage (w_i) par le nombre de fissures ($d_i = \frac{w_i}{N_i}$)
- La valeur de l'espacement moyen d de toutes les lignes d'échantillonnage est ensuite calculée moyennant l'équation 4.

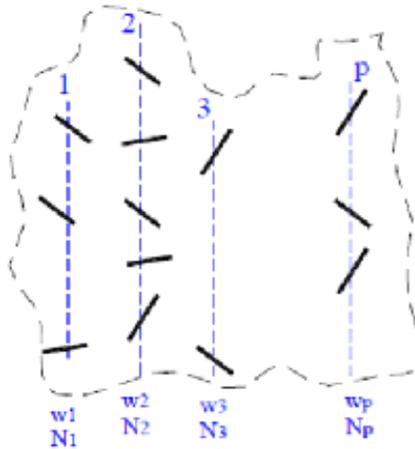


Fig .7 Méthode de calcul de l'espacement moyen des fractures sur plusieurs lignes d'échantillonnage

$$d = \sum_{i=1}^p K_i d_i; \quad (2)$$

$$d_i = \frac{w_i}{N_i}; K_i = \frac{w_i}{\sum_{j=1}^p w_j} \quad (3)$$

où K_i est une fonction poids de la ligne d'échantillonnage i , w_i est la longueur de la ligne i , d_i est l'espacement moyen des fractures sur la ligne i , N_i est le nombre de fractures interceptant la ligne i et p est le nombre de lignes d'échantillonnage. Dans le cas particulier où toutes les lignes d'échantillonnage ont la même longueur l'équation 4 s'écrit comme suit :

$$d = \frac{\sum_{i=1}^p d_i}{p}; d_i = \frac{w_i}{N_i} \quad (4)$$

Il est important de signaler que l'obtention de la densité linéique moyenne de toutes les lignes d'échantillonnage ne peut pas se calculer en inversant l'équation 6. En effet, un raisonnement similaire à celui de l'espacement moyen nous conduit à établir l'expression de la densité linéique moyenne.

$$n = \sum_{i=1}^p n_i k_i = \begin{cases} n_i = \frac{w_i}{N_i}, i = \overline{1, p} \\ k_i = \frac{w_i}{\sum_{j=1}^p w_j}, i = \overline{1, p} \end{cases} \quad (5)$$

n_i étant la fréquence ou la densité linéique sur la ligne d'échantillonnage i . De même, dans le cas où toutes les lignes d'échantillonnages ont la même longueur nous aurons :

$$n = \frac{\sum_{i=1}^p n_i}{p}; n_i = \frac{w_i}{N_i} \quad (6)$$

L'équation 8 montre la différence entre les deux paramètres dont nous venons d'établir l'expression.

$$\left(\frac{1}{n} = \frac{1}{\sum_{i=1}^p \frac{n_i}{w_i} k_i} \right) \neq \left(\sum_{i=1}^p \frac{w_i}{n_i} k_i = d \right) \quad (7)$$

Dans leur travail, les auteurs ont précisé une plage de variation de la borne inférieure de la

dimension du VER géométrique D ($D_{\min}=10d-50d$).

3.2 Synthèse

- Les méthodes d’analyse de stabilité usuelles reposent sur le postulat que la rupture survient par défaut de résistance des discontinuités. Cette hypothèse est à la base des méthodes étudiant l’équilibre limite des blocs rocheux.
- Les méthodes de calculs en déformations du type éléments finis, différences finies ou éléments discrets nécessitant des ressources informatiques importantes.
- Pour faciliter la modélisation numérique, nous adoptons le formalisme d’élastoplasticité parfaite avec un critère de plasticité correspondant au critère de résistance de la roche.
- Malgré son caractère linéaire, l’emploi du modèle de Mohr-Coulomb procure des résultats assez représentatifs au niveau des contraintes et des déformations dans un massif rocheux.
- L’approche par homogénéisation permet une analyse de l’ouvrage à une échelle, dite macroscopique, de sorte que l’on ne distingue plus géométriquement les discontinuités de la matrice rocheuse.
- Homogénéiser c’est remplacer un milieu hétérogène et parfois discontinu par un milieu homogène équivalent (MHE) dans lequel il est plus aisé d’appliquer les principes de la mécanique des milieux continus.
- Le VER est le plus petit domaine au-delà duquel la valeur moyenne du paramètre cherché demeure constante.
- Pour calculer la taille du (VER_{géo}) il est nécessaire de calculer l’extension moyenne des fissures ainsi que leur espacement moyen.

Chapitre 4

Etude de la stabilité des ouvrages miniers

-
- 1- Cadre géologique de la mine de Boukhadra
 - 2- L'exploitation du minerai de Boukhadra
 - 3- Rocheux de Boukhadra
 - 4- Classification géomecanique du massif rocheux de Boukhadra
-

4.1 Cadre géologique de la mine de Boukhadra

4.1.1 Introduction

Les conditions géologiques et hydrogéologiques sont des facteurs déterminants du degré de difficulté et du coût de réalisation d'un ouvrage souterrain et elles ont une grande influence sur le choix des méthodes d'excavation et de soutènement. L'étude de ces conditions nous informe des problèmes potentiels, se qui nous aidera à proposer des solutions qui permetterons d'adapter ou pas le soutènement , le drainage et/ou les traitements spéciaux aux conditions rencontrées. Ces conditions géologiques et hydrogéologiques sont donc des outils très importants pour le géotechnicien pour qu'il obtienne une image aussi complète que possible des caractéristiques du massif rocheux traversé.

4.1.2 Situation géographique

Le djebel de Boukhadra est situé à l'Est de l'Algérie à 45Km au Nord du chef lieu de la willaya de Tébessa, à 47Km de la mine de l'Ouenza, à 13Km des frontières Algéro-Tunisiennes et à 190Km au sud du complexe sidérurgique d'El hadjar (willaya d'Annaba). Le djebel de Boukhadra constitue un massif isolé qui s'élève au dessus de la vallée de Morsott de 700 à 800m d'altitude. Avec un point culminant de 1463m. Le gisement est entre les méridiens $8^{\circ}-01'$ et $8^{\circ}-04'$ Est et les parallèles $35^{\circ}-40'$ et $35^{\circ}-50'$ Nord.

4.1.3 Géologie du site

Stratigraphie

Les terrains du secteur de Boukhadra sont formés par des sédiments du Mésozoïque et une partie du Tertiaire et du Quaternaire pour le Mésozoïque, les formations sont formées par les sédiments du Trias et du Crétacé.

Le Trias : Les dépôts Triasiques rencontrés dans la région de Boukhadra sont représentés par les marnes bariolées, gypses, dolomies, débris de calcaires et de grés. Les roches du Trias se

développent dans les parties Ouest, Sud et Sud Est et en contact anormal avec les dépôts aptiens du crétacé (Diapirisme).

Le Crétacé : Dans le profil du crétacé, nous retrouvons le Cénomaniens, l'Aptien, l'Albien, le Coniacien, et le Cénomaniens où on a la série Aptienne, porteuse de la minéralisation est caractérisée par des marnes et des calcaires constituant la partie inférieure qui encaisse le gîte Sud, des calcaires récifaux construits, à organismes fossiles (rudistes) qui constituent le niveau porteur de la minéralisation principale et des grès et calcaires de la partie supérieure de l'Aptien non productif et on a :

-L'Aptien : Les dépôts ou les sédiments aptiens de la région Boukhadra occupent des vastes surfaces. L'aptien se présente sous forme de deux faciès bien distincts :

- Faciès carbonaté (calcaire)
- Faciès terrigènes (marno-grésocalcaireux).

-L'Albien : La base et le sommet de l'albien sont surtout représentés par des marnes, la partie moyenne étant constituée dans une large mesure par des calcaires sublitographiques

-Vraconien . : La séquence est composée de minces lits de marnes avec intercalation d'argile marneuse noires et de calcaires marno-argileux. La puissance maximale est de (470m).

-Le Cénomaniens . Il s'agit d'une série de marnes gris ou verdâtres grises, avec par endroits des intercalations de calcaires.

-Turonien : Les dépôts de cet âge s'observent dans la partie Ouest et Sud du domaine traité. Il s'agit surtout de calcaires épais et massifs pélicoliques marneux dans la partie basale, avec de rares minces intercalations de marnes. La puissance est variable, décamétrique jusqu'à quelques centaines de mètres.

- Coniacien : contient les marnes argileuses avec intercalation d'argile marneuse et par endroit de calcaire marneux

Le Tertiaire : Les dépôts classés comme Tertiaire (miocène) sont observés seulement dans la partie occidentale du domaine étudié et sont représentés par des conglomérats à éléments variés, cimentés par une matrice carbonatée et des intercalations de roches gréseuses.

Le Quaternaire : Les dépôts récents du Quaternaire sont formés par un matériel caillouteux, blocs de calcaires, grés, débris de minerai et de conglomérats. Ils sont répandus aux flancs de la montagne et dans les parties basses du relief.

Tectonique

La région de Boukhadra est marquée par deux phases tectoniques ; la phase de plissement et la phase de tectonique cassante. Dans la structure anticlinale de Boukhadra, on observe deux grandes dislocations tectoniques :

-La 1ère se prolonge presque parallèlement à l'axe de l'anticlinal à partir du pic vers la terminaison périclinale.

-La 2ème zone de dislocation tectonique de direction WNW-ESE coupe la structure dans sa partie centrale en deux parts, l'amplitude de cette dislocation peut arriver jusqu'à 1000 mètres.

-D'autres failles, sans importance majeure sont à signaler.

Le Diapirisme : Le Triasique avait une contribution principale dans la formation de la structure du Djebel Boukhadra.

Géomorphologie

Le gisement ferrugineux de Boukhadra, appartenant au domaine de l'Atlas saharien est localisé dans le massif montagneux de Djebel Boukhadra, caractérisé par une structure anticlinale très simple de direction NE-SO avec une terminaison périclinale au NE. Le Djebel Boukhadra s'étend sur une longueur de 7 à 8 Km et une largeur variant de 3 à 5 Km, suivant une direction NE-SO. Les côtes absolues dans les limites de la concession minière variant de 750m au pied de la montagne à 1463m au point culminant, localisé au niveau du pic de Boukhadra.

4.1.4 . Hydrogéologie

D'après les études hydrogéologiques le niveau hydrostatique est à 818m. Dans le niveau amont 926m, un mince filet d'eau apparaît entre les marnes. Le réseau hydrographique dans la région de la mine de Boukhadra est faible, à l'exception des multiples petits chéneaux d'écoulement pluviaux sans importance majeure qui parsème de Djebel Boukhadra

3. Description de gisement de Boukhadra

3.1. Nature du minerai exploité : Le minerai exploité est du fer sous forme d'oxyde de fer montré par l'hématite rouge (Fe_2O_3) présente en abondance dans ce gisement avec une teneur moyenne de 54% de fer. Le gisement est de forme ventriculaire, dont la genèse est hydrothermale ou sédimentaire, d'une longueur de 900 à 2200m et d'une puissance variant de 10 à 15m. Le tableau.1 donne les profondeurs moyennes et angle de pendage du gîte exploité en souterrain :

Tableau.1 Profondeurs moyennes et angles de pendages du gîte exploité en souterrain

	Profondeur (m)	Angle de pendage (°)
Axe Nord2	391	60
Axe Sud Est	320	54
Axe Principal	215	54

4.2 L'exploitation du minerai de Boukhadra

Le minerai est exploité par deux méthodes d'exploitation :

- Exploitation à ciel ouvert.
- Exploitation souterraine.

Exploitation à ciel ouvert : Le djebel Boukhadra étant un relief montagneux exploité par des demi-tranchées.

Exploitation souterraine : La méthode appliquée est la méthode du sous niveau abattu dont

Chapitre 4. Etude de la stabilité des ouvrages miniers

l'ouverture est faite par des galeries au jour. L'exploitation souterraine est effectuée suivant trois axes : Axe Nord, Axe Principal et l'Axe Sud Est ;

On a cinq phases d'exploitation qui contiennent plusieurs types d'ouvrages souterrains verticaux (cheminées), inclinés (montages, descenderies), horizontaux (galeries).

Nous nous intéressons dans cette thèse à un ouvrage souterrain qui va nous décrire la structure géologique du massif rocheux de Boukhadra ; c'est la galerie principale du niveau 1105 dont nous présentons la coupe géologique visuelle figure 1

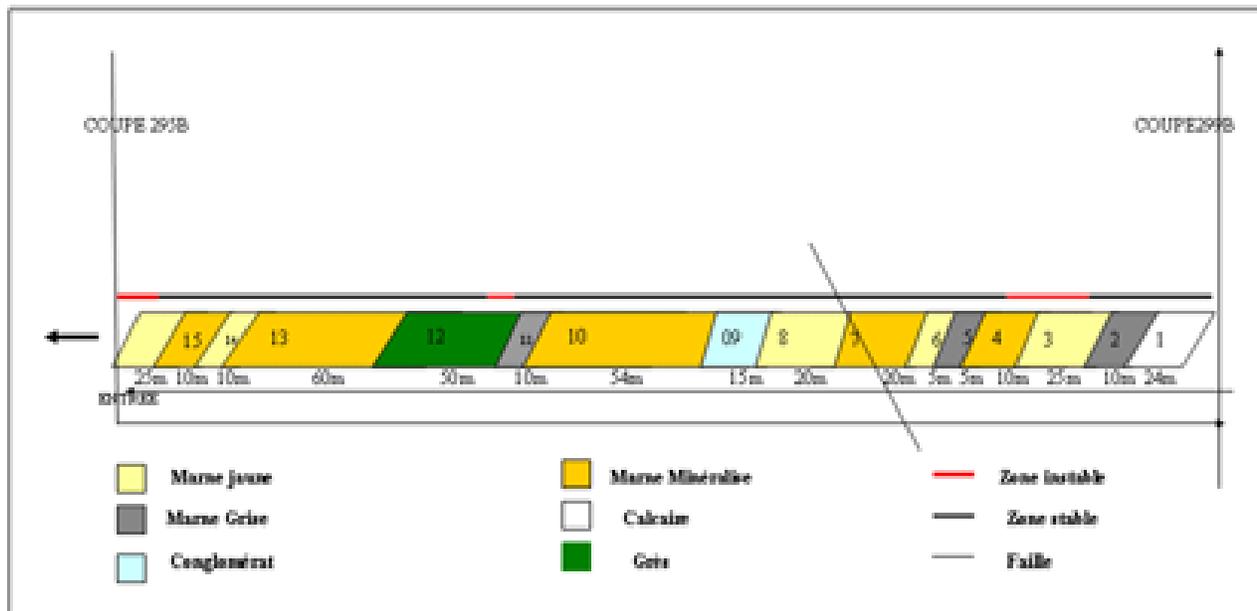


figure 1 coupe géologique visuelle de la galerie principale du niveau 1105m

Les dimensions de la galerie sont représentées par le tableau.2 :

Tableau.2. les dimensions de la galerie principale du niveau 1105 m

Hauteur moyenne (m)	3.5
Largeur moyenne (m)	4
Section (m²)	12-13
Longueur (m)	225

Chapitre 4. Etude de la stabilité des ouvrages miniers

Le tableau.3 donne une quantification des discontinuités (failles, fissures) dans le tronçon étudié (la galerie principale du niveau 1105 m).

Tableau.3. failles et fissures existantes dans le tronçon étudié de la galerie principale du niveau 1105 m

Discontinuités	Direction (grade)	Pendage (°)	Ouverture (cm)	Remplissage	Distance de l'entrée (m)
-Faille	310 nord	-	-	-	39
-Faille	280 nord	-	-	-	40.5
-Faille	Nord sud	-	-	-	69
-Faille	180 nord	-	-	Calcite	74.5
-Des petits fissures	Différentes directions	-	-	Calcite	-
-Faille	350 nord	10°ouest	4	-	77
-Des petits fissures	Différentes directions	-	-	Calcite	-
-Faille	330 nord	45°	40	-	91
-Des petits fissures	Différentes directions	-	-	Calcite	-
-Faille	330 nord	-	-	Calcite	99
-Faille	330 nord	-	-	Calcite	107
-Faille	330 nord	-	-	Calcite	115
-Faille	330 nord	-	-	Calcite	123
-Faille	330 nord	45°	40	-	126
-Faille	Nord sud	70°	-	Calcite	156

4.2.1 Discontinuités du massif

On désigne par discontinuité une interruption de la roche qui résulte de la formation du massif. Les discontinuités dans la mine de Boukhadra peuvent être d'origine tectonique (failles, fractures) ou stratigraphique. Ce réseau de discontinuités confère au massif une structure, importante à connaître pour la stabilité.

Levés de discontinuités

Les informations mesurables sur les discontinuités sont de nature géométrique (orientation du plan, trace...) et de nature « mécanique » (altération des épontes, matériau de remplissage, rugosité, présence d'eau...). Les informations qualitatives sont intéressantes pour un traitement en profondeur et une reconstitution de l'histoire du massif et des informations géométriques. La caractérisation de chaque discontinuité va ainsi reposer sur les paramètres suivants :

- l'orientation, qui définit la position du plan de discontinuité dans l'espace, par deux valeurs (voir l'illustration sur la figure 6) :

L'azimut (direction par rapport au nord) de l'horizontale du plan. C'est un angle compris entre 0 et 180° ;

Le pendage, inclinaison de la ligne de plus grande pente du plan. En général, les valeurs de pendage sont prises entre 0 et 90°, ce qui laisse deux plans possibles.

- l'espacement entre deux discontinuités est la distance entre elles ;

- l'extension de la discontinuité correspond, en toute rigueur, à la surface totale de la discontinuité dans l'espace. Sur le terrain, on approche ce paramètre en mesurant la trace de la discontinuité.

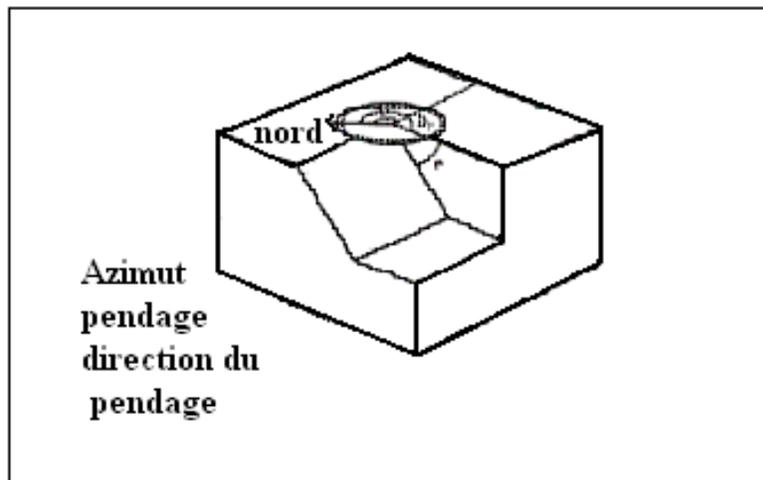


Figure 2 orientations des discontinuités

Pour lever les discontinuités du massif, la méthode dite « de la ligne de mesure » est appliquée. Sur les fronts d'exploitation, une ligne est tendue, on mesure ensuite de manière systématique les paramètres des discontinuités qu'elle intercepte.

Les mesures des orientations des discontinuités du massif permettent un premier classement en familles de discontinuités (même orientation). En fonction de leur continuité et de leur connectivité, ces directions définissent également des blocs dans le massif, et vont gouverner l'anisotropie du massif (comportement mécanique, hydraulique...). Les informations de trace et d'espacement vont permettre ensuite de caractériser plus précisément ces familles.

Notons également que les discontinuités visibles sur le massif peuvent également résulter d'effets arrières de tirs précédents : il s'agit du cas où le travail de l'explosif d'un tir précédent a contribué à pré-fragmenter l'arrière du front. Il est cependant difficile de distinguer les discontinuités initiales de celles créées par le tir ; ceci n'a, en fin de compte, que peu d'importance dans notre étude, qui cherche à déterminer la structure globale du massif exploité.

Sur la mine de Boukhadra, les levés systématiques de discontinuités ont été effectués sur les paliers jugés mesurables (accessibles et assez peu altérés). Nous avons effectué un certain nombre de mesures dans la galerie principale du niveau 1105m.

Analyse des données. Deux étapes successives sont proposées pour le traitement de la base de données de discontinuités : tout d'abord la représentation des orientations des discontinuités et le classement en familles directionnelles principales.

les méthodes de projection vont permettre de synthétiser et représenter les orientations des discontinuités en 2D. Les représentations classiques sont les projections dans un cercle équatorial selon les méthodes de Wulff ou de Schmidt. Pour ces méthodes stéréographiques, on s'intéresse au vecteur normal au plan de discontinuité (qui contient à la fois l'information de pendage et l'information d'azimut). Ce vecteur intersecté la sphère de travail (sphère de référence), en un point appelé pôle, comme la figure 7 l'illustre.

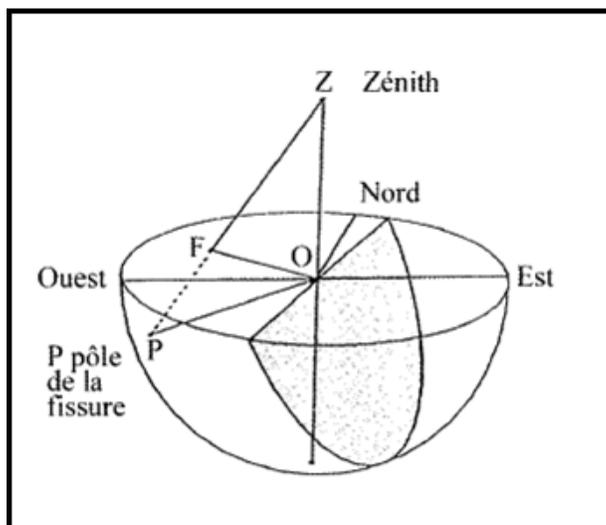


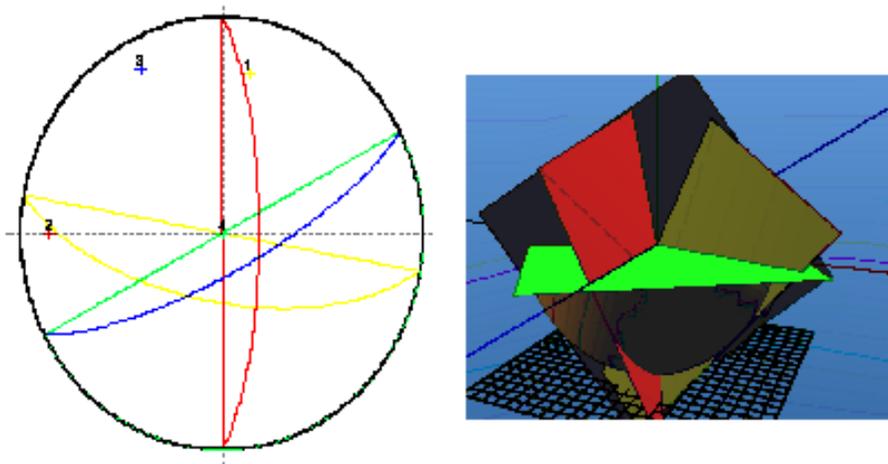
Figure 3 sphères de référence

Ces projections stéréographiques permettent ainsi de distinguer des familles directionnelles dans la base de données. Certaines familles pouvaient déjà être pressenties sur le terrain, ou peuvent être devinées sur les projections stéréographiques.

Projection stéréographique des discontinuités du massif rocheux de Boukhadra

Plan(1) : $\alpha_1 = 190$ $\beta_1 = 64$, Plan(2) : $\alpha_1 = 90$ $\beta_1 = 75$, Plan(3) : $\alpha_I = 152$ $\beta_{talus} = 75$

Plan(3) : $\alpha_I = 152$ $\beta_{version} = 0$



Représentation 2D Représentation 3D

4.3 Classification géomecanique du massif rocheux de Boukhadra

4.3.1 Classification RMR et GSI du massif rocheux de boukhadra

Nous avons prélevé plus de 100 échantillons à travers la galerie principale sur les différentes formations rocheuses rencontrées ; ces échantillons sont soumis à des essais au laboratoire pour la détermination des propriétés physico-mécaniques des roches ; les différents résultats obtenus sont mentionnées en annexe II.

Les différentes formations rocheuses rencontrées à travers la galerie principale sont :

Les grès ; calcaires ; marne jaune ; marne minéralisée ; marnes bariolées ; minerai de fer ; conglo-mérats.

L'application de la classification de Bieniawski attribue une note à chacun des paramètres en fonction de l'intervalle de valeurs dans lequel ils se situent. Leur influence sur le comportement du massif n'étant pas équivalente, Bieniawski a affecté à chacun un indice de pondération. La valeur du RMR varie entre 0 et 100. Cette valeur est divisée en cinq classes qui décrivent la qualité du massif rocheux. D'un extrême à l'autre, on passe de la classe 1, pour un RMR compris entre 81 et 100, qui est décrite comme une roche de très bonne qualité à la classe 5 pour un RMR inférieur à 20 et qui correspond à une roche de très mauvaise qualité.

Les résultats de classification par le RMR et le GSI du massif rocheux de Boukhadra sont mentionnées dans le tableau.2 nous donne

Table .4 classification of the rock mass of Boukhadra (RMR-system)

	Uniaxial compressive strength	Rock quality designation	Joint spacing	Joint condition	Ground water condition	Joint orientation	RMR	Classification	GSI	E_M (GPa)
yellow marl	2	13	20	10	15	-5	55	fair	50	4.47
mineralized marl	2	13	20	10	15	-5	55	fair	50	4.47
conglomerate	2	13	20	10	15	-5	55	fair	50	4.47
sandstone	2	13	20	10	15	-5	55	fair	50	4.47
limestone	7	13	20	20	15	-5	70	good	65	19.84
multicolored marl	2	13	20	0	15	-5	45	fair	40	3.35
iron ore	7	13	20	20	15	-5	70	good	65	21

Comme synthèse des résultats obtenus par ces systèmes de classification ; le massif rocheux de Boukhadra est formé par des roches allant d'une moyenne qualité à une bonne qualité.

4.3.2 Classification [Q système] du massif rocheux de Boukhadra

L'indice Q peut varier de 0,001 à 1000. La valeur de Q est divisée en 9 classes correspondant à la qualité du massif depuis exceptionnellement mauvaise jusqu'à exceptionnellement bonne Table5.

Table 5 : classification de la qualité de la roche

VALEURS Q	QUALITE DU MASSIF
400-1000	Exceptionnellement bonne
100-400	Extrêmement bonne
40-100	Très bonne
10-40	Bonne
4-10	Moyenne
1-4	Mauvaise
0,1-1	Très mauvaise
0,01-0,1	Extrêmement mauvaise
0,001-0,01	Exceptionnellement mauvaise

Après avoir défini la valeur de l'indice Q représentatif de la qualité du massif, Barton a introduit un paramètre supplémentaire De , appelé dimension équivalente de l'excavation :

$$De = \frac{\text{longueur ; diamètre ou hauteur de l'excavation (en m)}}{ESR}$$

Avec ESR (Excavation Support Ratio) étant un facteur dépendant de la finalité de l'excavation, autrement dit, du degré de sécurité recherché pour la stabilité. Des valeurs sont suggérées dans la table 6.

Table 6 : Excavation Support Ratio (ESR) pour divers types d'ouvrages souterrains [Barton & al, 1974]

Type d'excavation	ESR
A. Ouvertures temporaires dans les mines	3-5
B. Ouvertures permanentes dans les mines Conduites forcées pour usines hydroélectriques Galeries pilotes pour grandes excavations	1.6
C. Chambres de stockage Tunnels routiers et ferroviaires d'importance mineure Tunnels d'accès Cheminées d'équilibre	1.3
D. Centrales électriques Tunnels routiers et ferroviaires d'importance majeure Abris souterrains Têtes et intersections de galeries	1.0
E. Centrales nucléaires souterraines Aménagements sportifs et publics Entreprises	0.8

La portée maximale en deçà de laquelle la cavité peut rester stable sans soutènement est estimée à l'aide de la relation suivante :

$$\text{Portée non soutenue} = 2xESRxQ^{0.4}$$

Lorsque la portée d'une excavation excède la portée limite prédite par l'équation ci-dessus, il est nécessaire d'installer un système de soutènement en vue de maintenir le massif rocheux entourant l'excavation dans des conditions acceptables de stabilité.

Contrairement à la classification de Bieniawski, le Q-system a connu très peu de modifications depuis sa publication.

Les seuls changements ont eu lieu au niveau du paramètre SRF avec un changement de valeur dans le cas de roches compétentes et sous de très fortes contraintes.

Détermination des efforts

La valeur de l'indice Q est utilisée dans le calcul de la pression qui s'exerce sur le soutènement. Au niveau de la voûte la pression s'exprime de la façon suivante :

$$P_{voûte} = \left(\frac{2}{J_r} \right) Q^{-\beta} \quad (1)$$

(1) Cette équation peut être améliorée avec l'introduction du paramètre J_r et l'équation (1) est remplacée par l'équation (2) :

$$P_{voûte} = \frac{2\sqrt{J_n} Q^{-\frac{1}{3}}}{3 J_x} \quad (2)$$

(2) On remarque que les équations (1) et (2) sont équivalentes quand le massif rocheux présente 3 familles de discontinuités.

Quand il y a moins de trois familles de discontinuités l'équation (2) donne une valeur inférieure à celle donnée par l'équation (1), et quand il y a plus de trois familles de discontinuités c'est l'inverse.

Au niveau de la paroi, des observations ont montré que la pression qui s'exerce sur le soutènement est égale au tiers de la pression qui s'exerce au niveau de la voûte, en supposant un état de contrainte "normal" :

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= \sigma_v \\ \sigma_3 &= \sigma_h \\ \frac{\sigma_h}{\sigma_v} &= 0,5 \end{aligned}$$

Un nouvel indice Q_p est recalculé. Il correspond à l'indice Q mais au niveau des piedroits et se nomme "Wall quality" ou "indice de qualité au niveau des piédroits". La valeur de Q_p se calcule à partir de Q :

$$Q_p = 5Q \text{ quand } Q > 10 \quad (3)$$

$$Q_p = 2,5Q \text{ quand } 0,1 < Q < 10 \quad (4)$$

$$Q_p = Q \text{ quand } Q < 0,1 \quad (5)$$

Pour obtenir la pression exercée sur le soutènement au niveau des piédroits on introduit Q_p dans les équations (1) et (2).

4.3.3 Détermination du module de déformabilité du massif.

Le Q-system permet de calculer le module de déformabilité du massif.

Pour un même massif rocheux il existe trois valeurs de module de déformabilité : un module minimum (E_{min}), un module maximum (E_{max}) et un module moyen (E_{moy}).

Ces 3 modules peuvent être calculés à l'aide de l'indice Q :

$$E_{min} = 10.logQ \quad (6)$$

$$E_{max} = 40.logQ \quad (7)$$

$$E_{moy} = 25.logQ \quad (8)$$

Barton présente aussi la formule ci-après qui permet de calculer E_m à partir de l'espacement des discontinuités (S), de la raideur normale des joints (K_n) et du module de déformabilité de la roche intacte (E_i) :

$$\frac{E_m}{E_i} = \frac{K_n S}{K_n S + E_i} \quad (9)$$

La raideur normale des joints K_n est la pente de la droite $n = f(V_n)$, où n est la contrainte normale et V_n la déformation normale équivalente, lors d'un essai de serrage.

Toutes les formules précédentes permettent de calculer E_m dans le cas d'excavation avec soutènement. Pour des excavations sans soutènement le module de déformabilité est calculé à l'aide de la largeur de l'excavation (SPAN) et du coefficient ESR

$$E_{\min} = 25 \log \left(\frac{SPAN}{2ESR} \right) \quad (10)$$

$$E_{\max} = 100 \log \left(\frac{SPAN}{2ESR} \right) \quad (11)$$

Les résultats de classification par le Q système du massif rocheux de Boukhadra sont présentés Table .7 classification of the rock mass of Boukhadra (Q-system)

Rock mass	Conglomérat	Sandstone	yellow marl	mineralized marl	multicolored marl	Iron ore	Limestone
RQD	75	70	60	65	70	90	50
joint set number (<i>Jn</i>)	3	3	3	3	3	3	3
joint roughness number (<i>Jr</i>)	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
joint alteration number (<i>Ja</i>)	1	1	1	1	1	1	1
joint water and pressure reduction factor (<i>Jw</i>)	1	1	1	1	1	1	1
stress reduction factor (<i>SRF</i>)	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5	5
Q	15	14	12	13	14	18	15
Rock class	bon rocher	bon rocher	bon rocher	bon rocher	bon rocher	bon rocher	bon rocher

Cette classification à donné comme résultats; le massif rocheux de Boukhara est formé par des roches de bonne qualité.les valeurs de Q allant de 12 à 18 sort du domaine de performance de cette méthode de classification pour le choix du soutènement adéquat comme le montre la figure4.

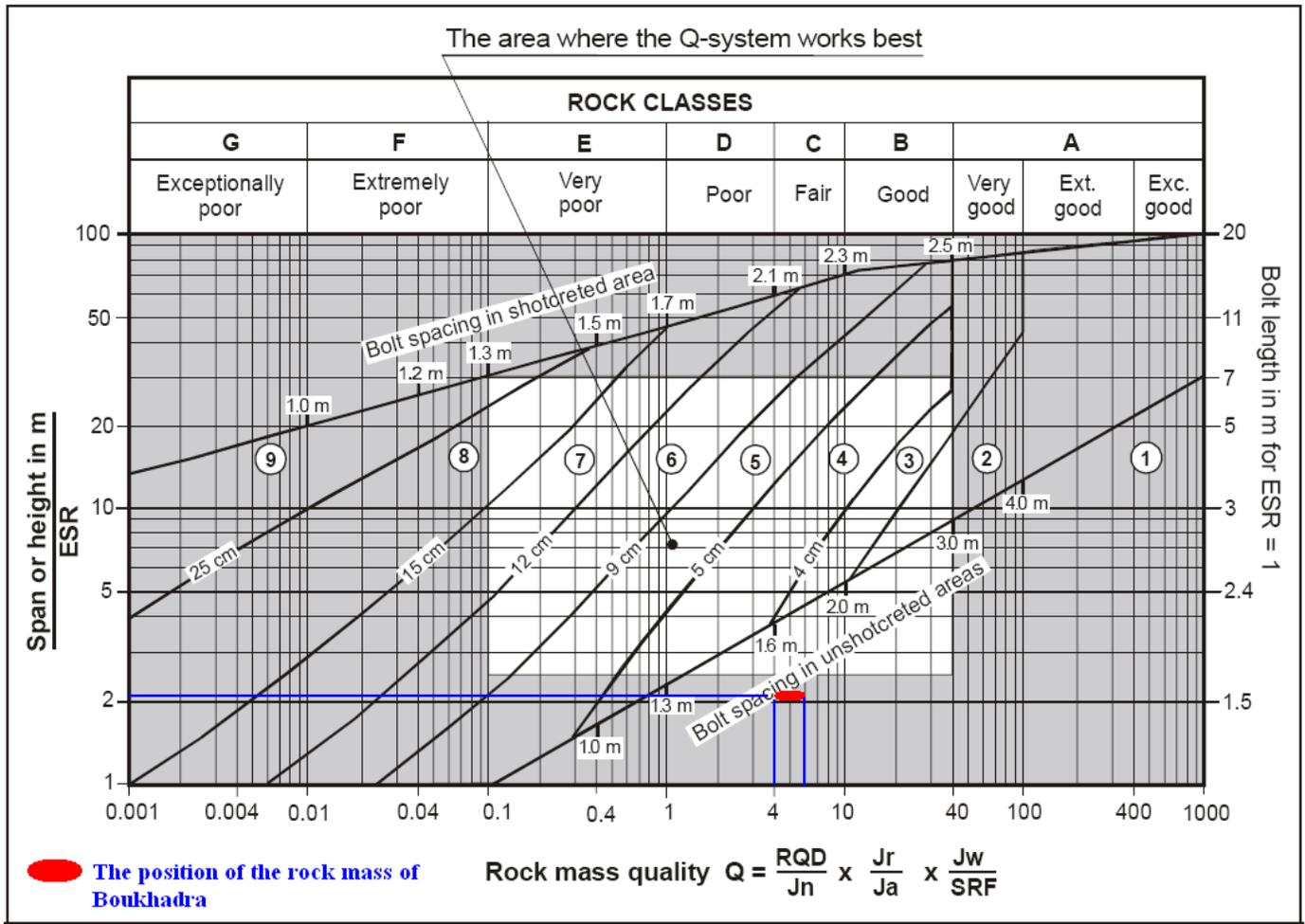


Figure4. Limitations in the Q rock support diagram (from Palmstrom et al. 2002)

4.3.4 Classification AFTES du massif rocheux de Boukhadra

Les résultats de classification AFTES du massif rocheux de Boukhadra sont mentionnées dans le tableau.8 nous donne.

Chapitre 4. Etude de la stabilité des ouvrages miniers

Table 8 classification of the rock mass of Boukhadra (AFTES guidelines)

	Conglomerate	Sandstone	yellow marl	mineralized marl	multicolored marl	Iron ore	Limestone
Ultrasound wave velocity (V_c)	IC4 Low continuity	IC3 Moderate continuity	IC4 Low continuity	IC3 Moderate continuity	IC4 Low continuity	IC2 High continuity	IC4 Low continuity
Unconfined compressive strength σ_c	RC 5 Low strong matrix	RC 5 Low strong matrix	RC 5 Low strong matrix	RC 5 Low strong matrix	RC 5 Low strong matrix	RC 3 Strong matrix	RC 3 Strong matrix
Joint set orientation	OR 2b 20° to 90° against dip	OR 2b 20° to 90° against dip	OR 2b 20° to 90° against dip	OR 2b 20° to 90° against dip	OR 2b 20° to 90° against dip	OR 2b 20° to 90° against dip	OR 2b 20° to 90° against dip
Joint set numbers	N 2b One main set plus random discontinuities	N 2b One main set plus random discontinuities	N 2b One main set plus random discontinuities	N 2b One main set plus random discontinuities	N 2b One main set plus random discontinuities	N 2b One main set plus random discontinuities	N 2b One main set plus random discontinuities
Joint spacing in each joint set	ES 1 Very widely spaced discontinuities > 200 (cm)	ES 1 Very widely spaced discontinuities > 200 (cm)	ES 1 Very widely spaced discontinuities > 200 (cm)	ES 1 Very widely spaced discontinuities > 200 (cm)	ES 1 Very widely spaced discontinuities > 200 (cm)	ES 1 Very widely spaced discontinuities > 200 (cm)	ES 1 Very widely spaced discontinuities > 200 (cm)
Interval between discontinuities (ID index)	ID 1 Very low density > 200 (cm)	ID 1 Very low density > 200 (cm)	ID 1 Very low density > 200 (cm)	ID 1 Very low density > 200 (cm)	ID 1 Very low density > 200 (cm)	ID 1 Very low density > 200 (cm)	ID 1 Very low density > 200 (cm)
Degree of alteration	AM 5 Texture and large fractures still visible	AM 2 Little weathering of rock in the mass but well developed in discontinuities	AM 3 Weathering clearly visible in whole rock mass but material not friable	AM 2 Little weathering of rock in the mass but well developed in discontinuities	AM 4 Severe weathering in the mass	AM 1 Weathering confined to surfaces of main discontinuities; rock sound in the mass	AM 1 Weathering confined to surfaces of main discontinuities; rock sound in the mass
Rock mass deformation modulus E_{Mz}	D_{M3} Moderate deformability	D_{M3} Moderate deformability	D_{M3} Moderate deformability	D_{M3} Moderate deformability	D_{M3} Moderate deformability	D_{M2} Low deformability	D_{M2} Low deformability
Hydraulic head	H 0 Zero head	H 0 Zero head	H 0 Zero head	H 0 Zero head	H 0 Zero head	H 0 Zero head	H 0 Zero head
Permeability	K 3 High permeability	K 2 Moderate permeability	K 1 Low permeability	K 1 Low permeability	K 1 Low permeability	K 2 Moderate permeability	K 4 Very high permeability
Stress states	CN 1 $\sigma_c/\sigma_0 > 4$	CN 1 $\sigma_c/\sigma_0 > 4$	CN 1 $\sigma_c/\sigma_0 > 4$	CN 1 $\sigma_c/\sigma_0 > 4$	CN 1 $\sigma_c/\sigma_0 > 4$	CN 1 $\sigma_c/\sigma_0 > 4$	CN 1 $\sigma_c/\sigma_0 > 4$

Parmi les onze paramètres de cette méthode ; quelque paramètres sont communs à toutes les formations rocheuses :

- orientation des joints (OR 2b).
- nombre de joints (N 2b).
- espacement entre les joints (espacement des discontinuités ($> 200\text{cm}$) (ES 1)).
- Inter val entre les discontinuités (très faible densité (ID INDEX $> 200\text{cm}$) (ID 1)).
- niveau hydrostatique (niveau Zéro (H 0)).
- Etat de contraintes ($(\frac{\sigma_c}{\sigma_0} > 4$, la roche est suffisamment résistante mais le soutènement est nécessaire à cause des joints) (CN 1)).

Les paramètres non communs aux différentes formations rocheuses sont mentionnés dans le Tableau 9.

Tableau 9 : Description du massif rocheux de Boukhadra

	velocity (Ic) Ultrasound wave	Unconfined compressive strength σ_c	Degree of alteration	Rock mass deformation modulus E_{rms}	Permeability
conglomerate	Low continuity (IC 4)	Low strong matrix (5 MPa < σ_c < 25 MPa) (RC 5)	Completely weathered rock Texture and large fractures still visible (AM 5)	Moderate deformability (E_{rms} = 3 to 10 GPa) (D _{nr} 3)	High permeability (10-à 10-4m/s) (K 3)
sandstone	Moderate continuity (IC 3)	Low strong matrix (5 MPa < σ_c < 25 MPa) (RC 5)	Slightly weathered rock Little weathering of rock in the mass but well developed in discontinuities (AM 2)	Moderate deformability (E_{rms} = 3 to 10 GPa) (D _{nr} 3)	Moderate permeability (10-à 10-4m/s) (K 2)
yellow marl	Low continuity (IC 4)	Low strong matrix (5 MPa < σ_c < 25 MPa) (RC 5)	Moderately weathered rock Weathering clearly visible in whole rock mass but material not friable (AM 3)	Moderate deformability (E_{rms} = 3 to 10 GPa) (D _{nr} 3)	Low permeability (<10-8m/s) (K 1)
mineralized marl	Moderate continuity (IC 3)	Low strong matrix (5 MPa < σ_c < 25 MPa) (RC 5)	Slightly weathered rock Little weathering of rock in the mass but well developed in discontinuities (AM 2)	Moderate deformability (E_{rms} = 3 to 10 GPa) (D _{nr} 3)	Low permeability (<10-8m/s) (K 1)
multicolored marl	Low continuity (IC 4)	Low strong matrix (5 MPa < σ_c < 25 MPa) (RC 5)	Well weathered rock Severe weathering in the mass (AM 4)	Moderate deformability (E_{rms} = 3 to 10 GPa) (D _{nr} 3)	Low permeability (<10-8m/s) (K 1)
iron ore	High continuity (IC 2)	Strong matrix (50 MPa < σ_c < 100 MPa) (RC 3)	Sound rock (AM 1)	Low deformability (E_{rms} = 10 to 30 GPa) (D _{nr} 2)	Moderate permeability (10-à 10-4m/s) (K 2)
limestone	Low continuity (IC 4)	Strong matrix (50 MPa < σ_c < 100 MPa) (RC 3)	Sound rock (AM 1)	Low deformability (E_{rms} = 10 to 30 GPa) (D _{nr} 2)	High permeability (10-à 10-4m/s) (K 3)

4.3.5 Recommandation du soutènement pour les différentes formations rocheuses :

Les recommandations des soutènements proposés par (Q, RMR et AFTES) donnent une base de conception du soutènement des mines souterraines lors de la planification et les phases de construction du projet. L'application de ces trois méthodes dans le cas de la mine souterraine de Boukhadra a donné des résultats comparables.

Les systèmes de soutènements recommandés pour les différents types de roches traversées par la galerie principale du niveau 1105 de la mine souterraine de Boukhara ne diffèrent pas beaucoup entre les trois méthodes appliquées.

On voit clairement dans le (tableau 10) que Q système et les recommandations AFTES proposent des systèmes de soutènements très proche.

Chapitre 4. Etude de la stabilité des ouvrages miniers

Tableau 10 : Les systèmes de soutènement proposés par RMR, Q système et les recommandations AFTES

Formation	Rock mass class	Proposed support types by different classifications				
		Rock bolts	Shotcrete	Steel sets	Mesh reinforced	
yellow marl	RMR = 55 Fair rock	1	1.0-1.5m	30mm en voûte si nécessaire	none	none
		2	Systematic bolts 4m long, spaced 1.5-2m in crown and walls with wire mesh in crown	50-100mm in crown and 30mm in sides	none	occasional wire mesh
		3	None	none	light support 1.5-2.0m	none
	Q = 4	none				
	AFTES	None	none	Heavy or light support	none	
mineralized marl	RMR = 55 Fair rock	1	1.0-1.5m	30 (mm) in crown where required	none	none
		2	Systematic bolts 4m long, spaced 1.5-2m in crown and walls with wire mesh in crown	50-100mm in crown and 30mm in sides	none	occasional wire mesh
		3	None	none	light support 1.5-2.0m	none
	Q = 4.33	Unsupported				
	AFTES	None	none	Heavy or light support	none	
conglomerate	RMR = 55 Fair rock	1	1.0-1.5m	30 (mm) in crown where required	none	none
		2	Systematic bolts 4m long, spaced 1.5-2m in crown and walls with wire mesh in crown	50-100mm in crown and 30mm in sides	none	occasional wire mesh
		3	None	none	light support 1.5-2.0m	none
	Q = 8	Unsupported				
	AFTES	None	none	Heavy or light support	none	
sandstone	RMR = 55 Fair rock	1	1.0-1.5m	30 (mm) in crown where required	none	none
		2	Systematic bolts 4m long, spaced 1.5-2m in crown and walls with wire mesh in crown	50-100mm in crown and 30mm in sides	none	occasional wire mesh
		3	None	none	light support 1.5-2.0m	none
	Q = 4.66	Unsupported				
	AFTES	None	none	Heavy or light support	none	
limestone	RMR = 70 Good rock	1	1.5-2.0m	None	None	Locally, bolts in crown 3m long, spaced 2.5m with occasional wire mesh
		2	None	50 (mm) in crown where required	None	None
		3	None	None	None	None
	Q = 8	Unsupported				
	AFTES	None	None	Heavy or light support with forepoling	None	
multicolored marl	RMR = 45 Fair rock	1	1.0-1.5m	30 (mm) in crown where required	none	none
		2	Systematic bolts 4m long, spaced 1.5-2m in crown and walls with wire mesh in crown	50-100mm in crown and 30mm in sides	none	occasional wire mesh
		3	None	none	light yielding 1.5-2.0m	none
	Q = 4.66	Unsupported				
	AFTES	None	none	Heavy or light yielding	none	
iron ore	RMR = 70 Good rock	1	1.5-2.0m	None	None	Locally, bolts in crown 3m long, spaced 2.5m with occasional wire mesh
		2	None	50 (mm) in crown where required	None	None
		3	None	None	None	None
	Q = 6	Unsupported				
	AFTES	None	None	Heavy or light yielding with forepoling	None	

Le RMR qui est plus souple dans le choix du système de soutènements, mais n'est pas, en réalité, en désaccord avec les autres méthodes de classification. Pour une même qualité du rocher le RMR propose trois variantes possibles de soutènement, ce qui rend cette méthode plus flexible.

Bien que les trois méthodes ont donné des recommandations relativement similaires pour le système de soutènement. La décision finale du soutènement sera faite sur un critère technico-économique.

Nous avons remarqué des éboulements le long de la galerie principale du niveau 1105.

Pour plus de mesure de sécurité il est impératif de procéder au soutènement de cette galerie.

L'amélioration de la stabilité de la galerie principale du niveau 1105, après l'application du système du soutènement proposé dans le (tableau 10) devrait être, par la suite, réévalués par des méthodes numériques qui seront l'objet du chapitre suivant.

Conclusion

La nature sédimentaire du terrain étudié fait qu'il existe une anisotropie très marquée liée à leur dépôt, cette anisotropie caractérisant donc la matrice rocheuse, est souvent désignée par des joints de stratification qui forment des plans de glissement naturels.

Les deux phases tectoniques qui ont marqué la zone de Boukhadra ont causé plusieurs failles et fissures se qui crée des difficultés pour l'exploitation et on remarque cela surtout à l'axe nord qui est situé dans une zone tectonique de broyage.

L'eau n'a pas d'influence sur les ouvrages de la mine de Boukhadra parce que le niveau hydrostatique est en dessous de la zone d'exploitation.

L'étude stéréographique du massif rocheux de Boukhadra à montre que ce massif est forme par une seule famille de discontinuités avec présences de discontinuités diffuses.

La méthode de classification RMR classe le massif rocheux de Boukhadra comme étant un massif formé de roche de moyenne a bonne qualité.

Le soutènement proposé par cette méthode c'est l'ancrage ponctuel.

Les recommandations de l'AFTES appliquées sur le massif rocheux de Boukhadra estiment que ce massif est formé de roches moyennement stables.

Le soutènement proposé par cette méthode c'est l'ancrage repartis.

La méthode de N. BARTON classe le massif rocheux de Boukhadra comme un massif formé

de roches de bonne qualité suivant l'indice de qualité de la roche étudiée.

Le soutènement propose par cette méthode c'est l'ancrage repartis.

Chapitre 5

Analyse en éléments finis de la stabilité des ouvrages souterrains

-
- 1- Application de la méthode des éléments finis en géotechnique
 - 2- Application de la méthode des éléments finis au calcul des ouvrages souterrains
 - 3- Modélisation par éléments finis
 - 4- Validation numérique du soutènement recommandé par les méthodes empiriques
-

5.1 Application de la méthode des éléments finis en géotechnique

La méthode des éléments finis est une technique numérique qui peut être utilisée pour résoudre les problèmes géotechniques. Plusieurs codes basés sur la méthode des éléments finis ont été développés pour résoudre les problèmes comportant l'interaction sol/structure, la construction des remblais, la dynamique des sols ... etc.

Avec les récents développements au niveau du matériel et des logiciels, une analyse en éléments finis conduite proprement peut être réalisée rapidement et avec des coûts relativement faibles.

L'utilisation de la méthode des éléments finis pour la géotechnique a débuté en 1966, quand Clough et Woodward l'ont utilisée pour déterminer les contraintes et les déplacements dans les remblais et Reyes et Deer ont décrit ses applications pour l'analyse des constructions souterraines dans les roches. Plusieurs recherches et applications ont pris place ces 40 dernières années. Durant cette période, des progrès considérables ont été réalisés dans la théorie et la pratique.

La majorité des analyses géotechniques en éléments finis sont effectuées en étapes qui simulent des séquences d'événements réels.

L'analyse par étapes a deux importants avantages pour les problèmes géotechniques :

- la géométrie peut être changée d'une étape à une autre par la suppression ou l'addition des éléments.
- Les propriétés des terrains et des structures peuvent être changer d'une étape à une autre.

La fiabilité des solutions fournies par cette méthode est affectée par trois sources distinctes d'erreurs :

- Les données initiales ne sont connues qu'approximativement,
- Le système d'équations différentielles du modèle ne décrit que très approximativement l'évolution du milieu étudié,
- Et finalement, la solution discrète calculée par l'ordinateur n'est qu'une approximation de la solution du problème continu.

La somme de ces trois approximations forme l'erreur de la prédiction qui est parfois excessive.

Il est dès lors essentiel d'estimer l'erreur totale en estimant individuellement chaque terme afin de tenter d'améliorer la précision où cela est possible et nécessaire [21].

5.2 Application de la méthode des éléments finis au calcul des ouvrages souterrains

Ici seront abordées les particularités d'application de la méthode des éléments finis aux ouvrages souterrains d'où la détermination des sollicitations auxquelles est soumis le soutènement présente un problème hyperstatique dont les paramètres suivants peuvent être pris en compte par la méthode des éléments finis :

- la bi ou tridimensionnalité du problème,
- l'état d'équilibre naturel du milieu (ou état de contrainte initial),
- la géométrie de l'excavation,
- les propriétés de déformation du terrain et son hétérogénéité éventuelle,
- les caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments du soutènement ainsi que la nature de son contact avec le terrain,
- les techniques de réalisation de l'ouvrage, les différentes phases d'exécution des travaux, en particulier la non simultanée de l'excavation et la mise en place du soutènement,
- enfin l'évolution dans le temps des pressions exercées par le terrain sur le soutènement.

La méthode des éléments finis, principalement grâce au traitement incrémental, permet de tenir compte simultanément de tous ces paramètres. La difficulté vient généralement de la connaissance incomplète que l'on a des conditions naturelles du milieu et de son comportement. C'est donc à ces derniers paramètres que se réfèrent encore les principales hypothèses.

Mais elle remplace avantageusement les méthodes antérieures là où celles-ci ne peuvent plus s'appliquer correctement.

Les calculs bidimensionnels élastiques ou même élasto-plastiques à plusieurs phases modélisant les étapes de construction de l'ouvrage sont maintenant couramment effectués, de même que les calculs tridimensionnels.

Grâce aux pré- et post-traitements (maillage automatique, interprétations graphiques des

résultats...) les prix de revient de ces calculs ont beaucoup diminué.

Pour réduire encore le coût de certains calculs complexes, on peut utiliser la méthode des éléments finis, après avoir néanmoins effectué auparavant des analyses à l'aide de méthodes plus souples tels que ceux appliquées dans le chapitre 4.

5.2.1 Les principales étapes d'une analyse par la méthode des éléments finis

Pour résoudre un problème type par la méthode des éléments finis on passe par les étapes suivantes :

Le maillage et les conditions aux limites

Le modèle sera bi ou tridimensionnel. La symétrie (ou l'antisymétrie) du problème permet parfois de ne traiter que la moitié du modèle en imposant les conditions de symétrie (ou d'antisymétrie) adéquates sur le plan médian.

Les limites du modèle, si elles ne sont pas clairement définies par la géométrie du sous-sol, doivent être placées raisonnablement loin de l'ouvrage pour que les conditions qui y sont imposées n'influent pas sur le calcul des déplacements et des contraintes. Il est rappelé à ce propos qu'au voisinage de l'excavation l'incrément de contrainte varie comme $1/r^2$ en fonction de la distance r au centre de l'excavation et que l'incrément de déplacement varie lui comme $1/r$. Ainsi si on modélise le terrain autour de l'excavation sur une épaisseur de deux diamètres, l'incrément de contrainte à cette limite n'est plus que de 4 % alors que le déplacement vaut encore 20 % du déplacement obtenu à l'intrados.

Généralement on modélise le terrain autour de l'excavation sur une largeur de 1,5 à 2 diamètres mais les conditions aux limites sont alors imposées en contraintes et non en déplacement sous peine de rigidifier anormalement le modèle.

Si des conditions de déplacements nuls doivent être imposées aux frontières, il convient de repousser celles-ci à 3 à 5 diamètres de l'excavation.

Si l'excavation doit s'effectuer en plusieurs phases les parties à excaver s'ont également maillées, ainsi que les éléments de soutènement qui seront introduits par la suite.

Loi rhéologique des matériaux

Si tous les matériaux en présence sont élastiques, on détermine E et ν pour chacun d'entre eux.

Même si le calcul est mené en élasticité il est intéressant de donner un critère de rupture (C et Φ par exemple) pour déterminer les zones où l'état de contraintes obtenu dépasse ce critère, donnant ainsi l'extension minimale des zones en état limite de rupture. Dans le cas d'excavation circulaire ou pseudo-circulaire, l'expérience montre qu'avec un calcul élasto-plastique, les zones en état limite de rupture sont souvent à peine plus étendues que celles déterminées par le calcul élastique, justifiant ainsi qu'un simple calcul élastique suffit à donner l'étendue de ces zones.

Si les conditions naturelles du milieu l'imposent, d'autres lois rhéologiques doivent être introduites telles que le fluage (module à court terme et module à long terme), l'élasto-plasticité, ou la fragilité. Dans ce cas des itérations sont généralement nécessaires pour obtenir l'état d'équilibre du système.

Les étapes de chargement

L'état initial L'état initial des contraintes est à définir car c'est lui qui conditionne le chargement de l'ouvrage souterrain. Il peut être connu par une relation simple (par exemple $\sigma_V = \gamma \cdot H$ et $\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V$), par des mesures in situ ou par un calcul « éléments finis » sur le modèle lui-même (par exemple application de la pesanteur pour le calcul de contraintes sous un versant).

L'état initial du modèle est défini par

$$\begin{aligned} \{U\} &= 0 && \text{aux nœuds du maillage} \\ \{\sigma\} &= \{\sigma_0\} && \text{aux points d'intégration des éléments} \end{aligned}$$

Les chargements Dans certains cas le chargement peut consister à appliquer les contraintes initiales sur les limites du modèle initialement non chargé mais il ne faut pas oublier que les déplacements obtenus ont alors pour origine l'état correspondant à un état de contraintes nulles et non $\{\sigma_0\}$ et qu'une correction s'impose. Si de plus le modèle comporte déjà le revêtement du tunnel, ce mode de chargement ne convient pas. Le chargement équivalent à l'excavation consiste à appliquer à l'intérieur des éléments à excaver des contraintes égales et de signe opposé à l'état

de contraintes qui existe à l'intérieur de ces éléments avant excavation (la résolution du système s'effectue bien sûr après avoir annulé la rigidité de ces éléments, et en tenant compte le cas échéant des éléments de soutènement).

L'intégration de ces contraintes sur l'ensemble des éléments à excaver conduit à des forces nodales qui s'appliquent sur le contour de l'excavation vers le vide qui étaient les forces internes de soutènement du noyau non excavé (Fig.1).

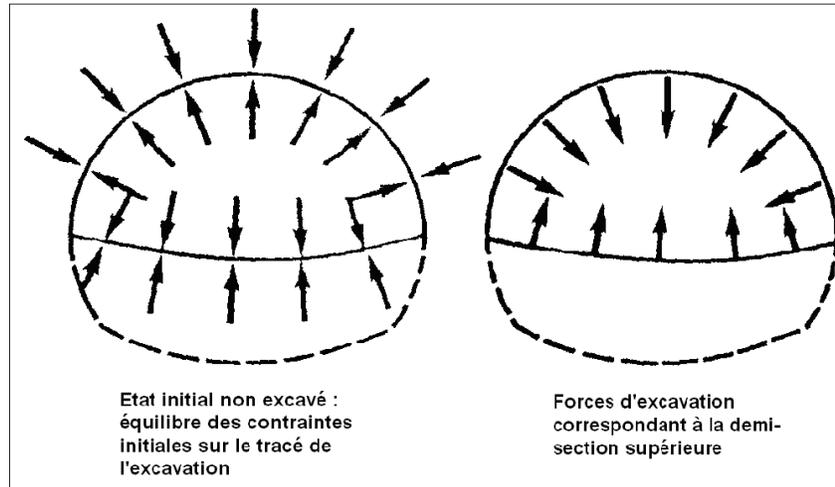


Fig.1. Forces d'excavation

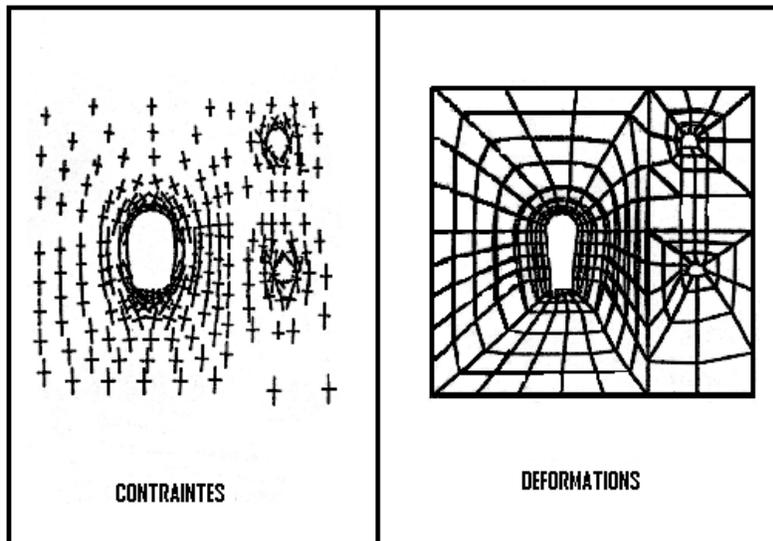


Fig.2. Exemple de calcul aux éléments finis d'une grande excavation souterraine (document COYNE et BELLIER)

Les soutènements peuvent être passifs (revêtement, soutènement par cintres ou béton projeté) ou actifs (boulons actifs à ancrage ponctuel, cibles de précontrainte); dans ce dernier cas leur action est modélisée par des forces.

Le fluage se traduit par des forces internes et éventuellement une modification de la rigidité du matériau.

La résolution du système

Chaque phase de chargement est appliquée sur un système dont la matrice de rigidité peut évoluer en fonction des étapes d'excavation (des éléments voient leur rigidité se modifier ou s'annuler, d'autres sont introduites).

La résolution du système $\{F_i\} = [K_i]\{\Delta u_i\}$ conduit à obtenir un incrément de déplacement $\{\Delta u_i\}$ et un incrément de contrainte qui s'ajoutent à l'état précédent pour obtenir l'état suivant [49] :

$$\{u_{i+1}\} = \{u_i\} + \{\Delta u_i\} \quad (1)$$

$$\{\sigma_{i+1}\} = \{\sigma_i\} + \{\Delta \sigma_i\} \quad (2)$$

5.2.2 Codes de calcul par éléments finis

La méthode des éléments finis est à la base de nombreux logiciels utilisés pour la simulation de modèles de la géotechnique tel que Z – Soil, CESAR-LCPC, Plaxis.

Les différents programmes de calcul aux éléments finis diffèrent généralement les uns des autres par leur capacité à introduire des types d'éléments plus ou moins élaborés et des lois rhéologiques variées, par leur capacité incrémentale ainsi que par le développement de leurs pré et post-traitements.

D'après un Recueil de renseignements réalisé par GeoTechNet (European Geotechnical Thematic Network), plusieurs difficultés qu'un utilisateur de logiciel éléments finis peut rencontrer ont été quantifiées comme il est illustré dans les figures 3 et 4.

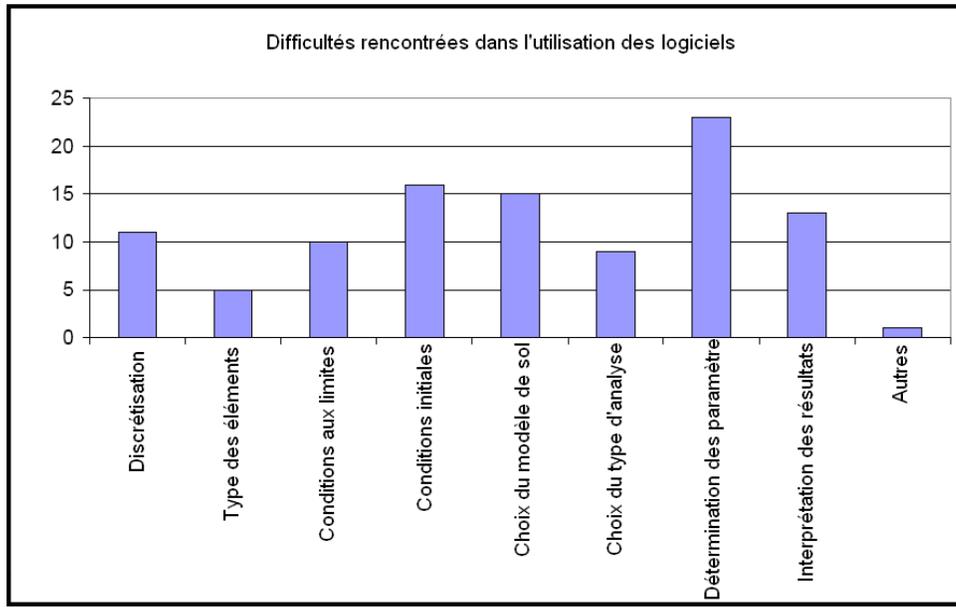


Fig.3. Difficultés rencontrées durant l'utilisation des logiciels

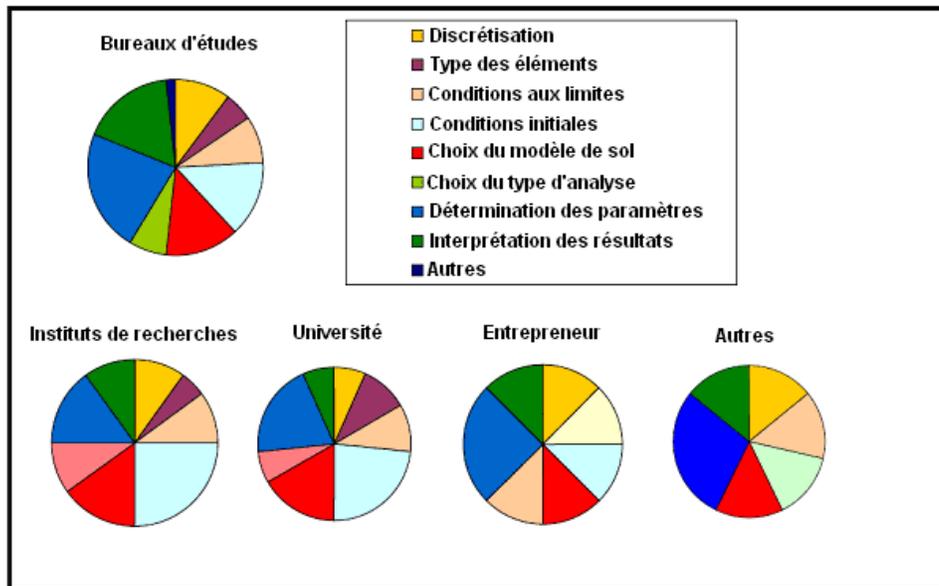


Fig.4. Difficultés rencontrées durant l'utilisation des logiciels, selon le type d'utilisateur

Donc les problèmes majeurs de l'utilisation des logiciels éléments finis ont été identifiées :

- La détermination des paramètres;
- La définition des conditions initiales;
- Le choix du modèle du terrain;

- L'interprétation des résultats ;

Dans ce travail c'est le code de calcul par éléments finis « Plaxis » qui sera utilisé vu sa disponibilité et son puissant éditeur de tunnels en plus qu'il est validé et approuvé par la communauté scientifique à travers le monde.

5.3 Modélisation par éléments finis

En vue de valider les résultats trouvés dans le chapitre précédant ; l'application de la méthode des éléments finis c'est avéré l'un des meilleurs moyens permettant d'atteindre cet objectif.

5.3.1 Dimensions du modèle

- les dimensions du modèle ont été pris cinq fois le diamètre de la galerie principale du niveau 1105 m pour les frontières dans la direction horizontale et verticale (40 x 40 m).
- D'après la littérature la relation constatée entre le diamètre du tunnel D , la profondeur de l'axe du tunnel H par rapport à la surface du terrain naturel et la profondeur des terrains h . On remarque que le rapport h/H varie entre les valeurs extrêmes 1.2 et 5.3 ; sa moyenne vaut environ 2.5. De même, la figure 6.3 décrit la relation entre le diamètre du tunnel D et la largeur maximale du modèle L pour représenter des conditions aux limites à l'infini. Le rapport L/D est compris entre 2 et 17.7, avec une valeur moyenne autour de 5. Donc les dimensions du modèle qu'on a choisi respectent parfaitement les moyennes requises pour un modèle représentatif.

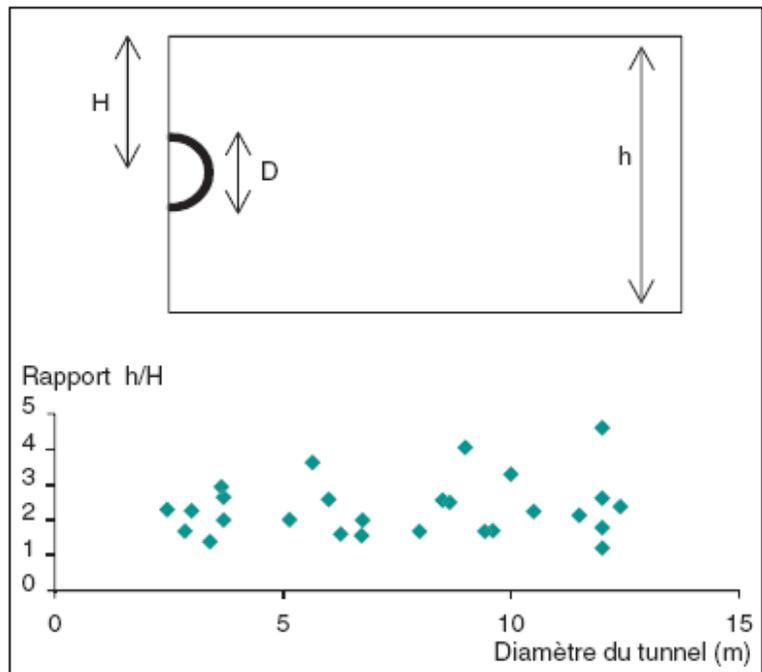


Fig.5. Rapport h/H en fonction du diamètre du tunnel D
(extraits de la base de données MOMIS)

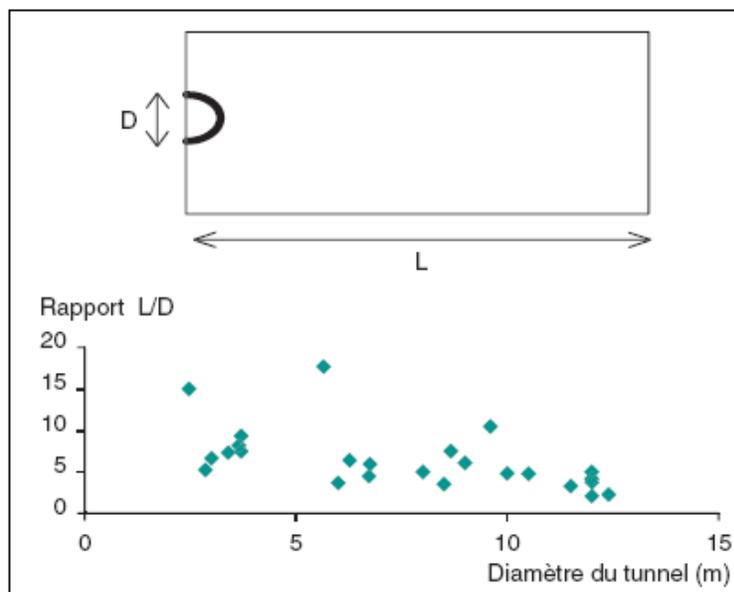


Fig.6. Rapport L/D en fonction du diamètre du tunnel D
(extraits de la base de données MOMIS) [42]

Les déplacements horizontaux et verticaux sont imposés nuls au niveau de toutes les frontières du modèle (voir figure 7).

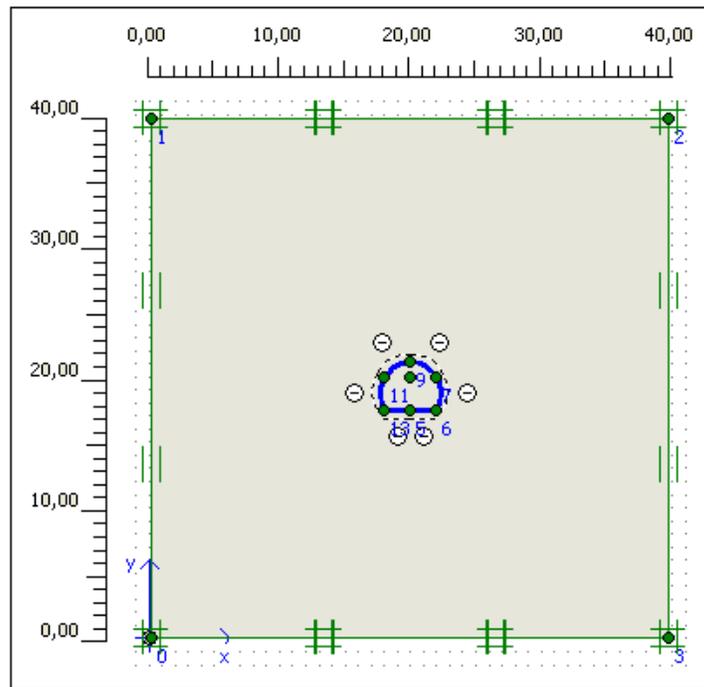


Fig.7. le modèle

Pour les conditions initiales, les déplacements sont nuls et les contraintes initiales sont égales aux contraintes engendrées par le terrain sous son propre poids.

5.3.2 Loi de comportement choisie pour le terrain et le soutènement

Les lois de comportement complexes nécessitent la mesure d'un grand nombre de paramètres que très peu de projets vont justifier ou bien les moyens techniques existants ne permettent pas l'obtention de ces données. Donc, d'une manière générale on utilise dans 90% des cas la lois élasto-plastiques de Mohr-Coulomb (5 paramètres avec la dilatance) ou de Hoek et Brown (6 paramètres avec la dilatance) [18].

Dans notre cas, nous avons opté pour l'utilisation de la loi de Mohr-Coulomb. Même dans la base de données MOMIS on utilise les lois élasto-plastiques dans plus de 70 % des cas pour les tunnels.

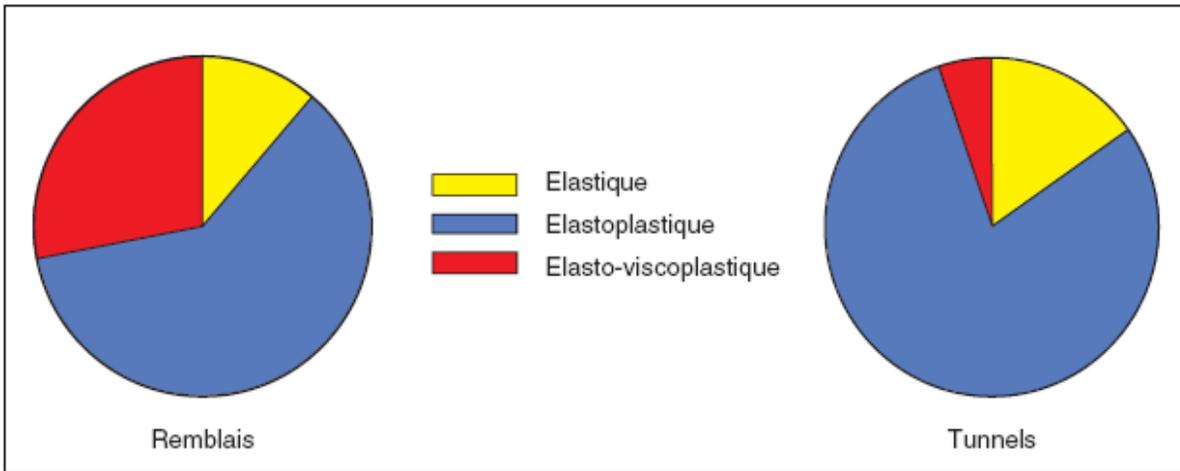


Fig.8. Type de schéma de comportement pour les modélisations de remblais et de tunnels.

Dans les ouvrages souterrains le choix de l'analyse du comportement des massifs est généralement pris en mode drainé comme le montre la figure suivante.

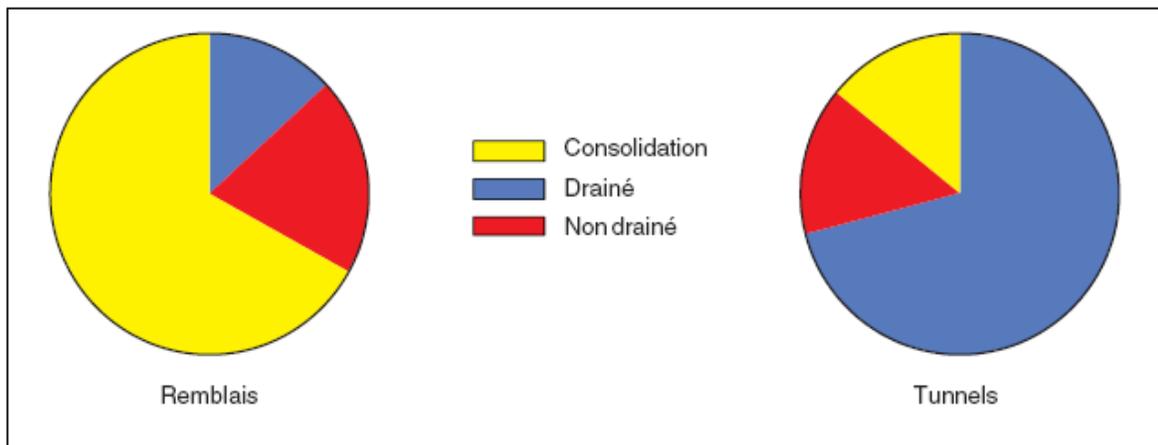


Fig.9. Type d'analyse pour les modélisations de remblais et de tunnels.

Pour le soutènement, la loi de comportement adoptée est la loi élastique linéaire.

5.3.3 Propriétés physico-mécaniques du terrain

En vu de la détermination des propriétés physico-mécaniques des différentes formations rocheuses rencontrées dans le massif rocheux de boukhadra, 98 échantillons ont été testés au laboratoire dont les résultats sont présentés dans les tableaux ci-dessous.

Tableau.1 Propriétés physico-mécaniques des roches du massif de Boukhadra

	E [GPa]	ν	γ_h [g/ cm ³]	γ_{sat} [g/ cm ³]	C [Bars]	ϕ [°]	Dureté	R _c [Mpa]
Marne Jaune	4.47	0.33	2.2	2.6	0.33	23	3	20
Marne minéralisé	4.47	0.3	2.4	2.5	2.6	40	-	20
Conglomérat	4.47	0.35	2.2	2.4	0.33	26	4	20
Grés	4.47	0.35	2.3	2.7	2.7	35	4	20
Calcaire	19.84	0.22	2.6	2.65	3.5	50	7	70
Marne bariolée	3.35	0.38	1.95	2.2	0.3	19	-	20
Minerai de fer	21	0.25	2.7	2.9	3.2	45	5	78.4

5.3.4 Le maillage

Le maillage a été plus raffiné dans les zones de forte variation des contraintes, au tour de la galerie.

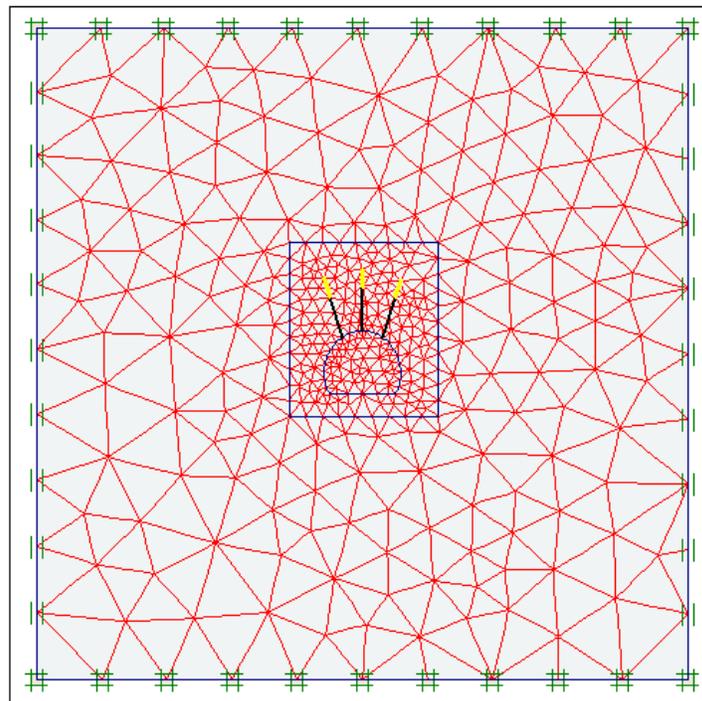


Fig.10. La génération du maillage

Le modèle est constitué de 1238 éléments triangulaires à 15 nœuds, 10065 nœuds.

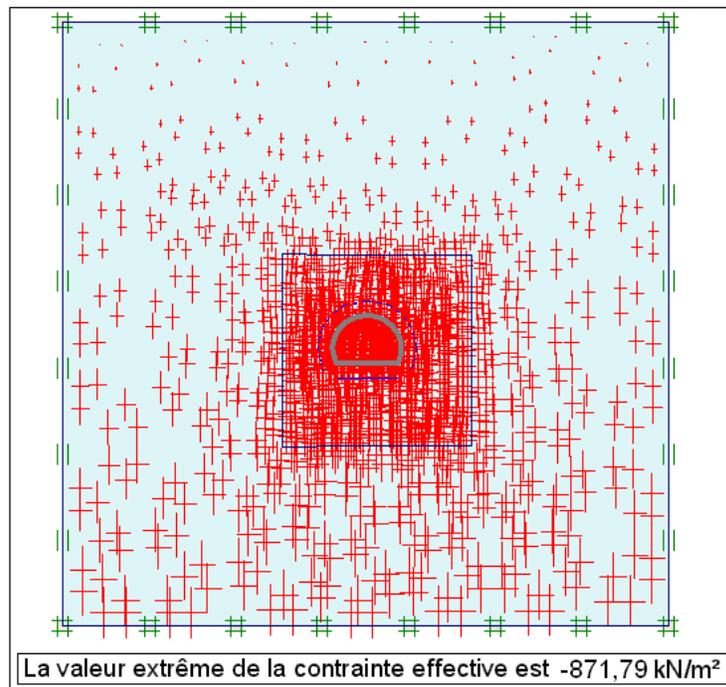


Fig.11. contraintes effectives (phase initiale)

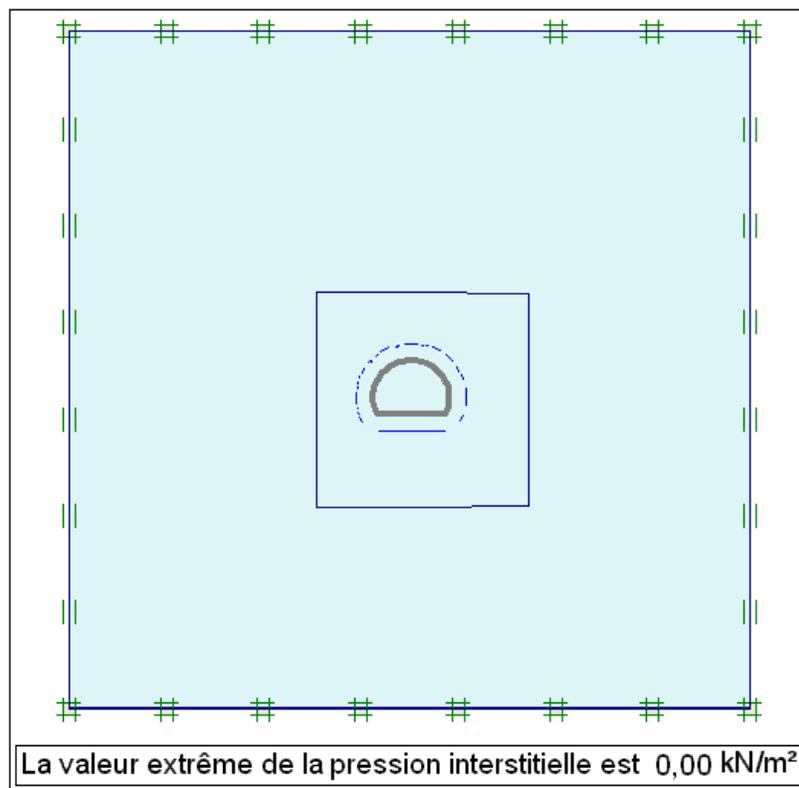


Fig.12. Pression interstitielle (phase initiale)

5.3.5 Le calcul

Le modèle est bidimensionnel (2D) calculé en déformations planes dans le profil en travers d'une section de galerie, ce type de calcul représente 98 % des calculs numériques réellement effectués aux bureaux d'études [51], et 82 % des références de la base de données MOMIS (Modèle numérique d'ouvrage et mesures in situ).

Le calcul se réalise par phases successives :

- Phase 0 : initialisation des contraintes (contraintes géostatiques).
- Phase 1 : creusement de la galerie.
- Phase 2 : activation du soutènement.

5.3.6 Les résultats

Les résultats du calcul sont comme suit :

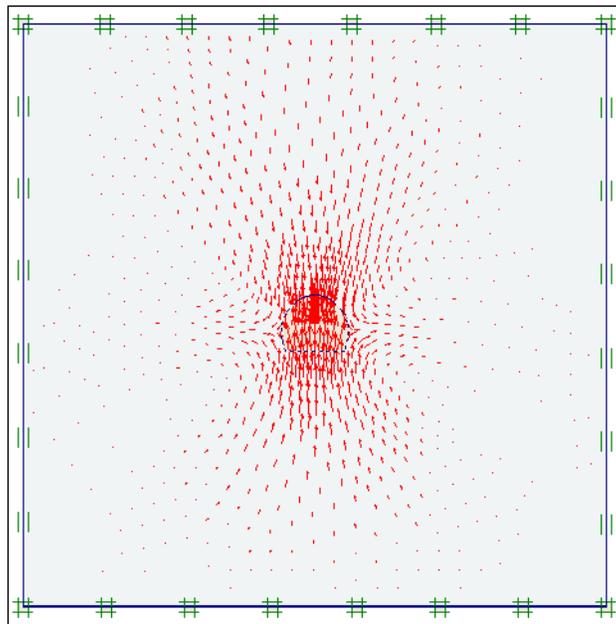


Fig.13. les déplacements totaux dans les calcaires ($U_{max} = 87.34 \cdot 10^{-6}$ m).

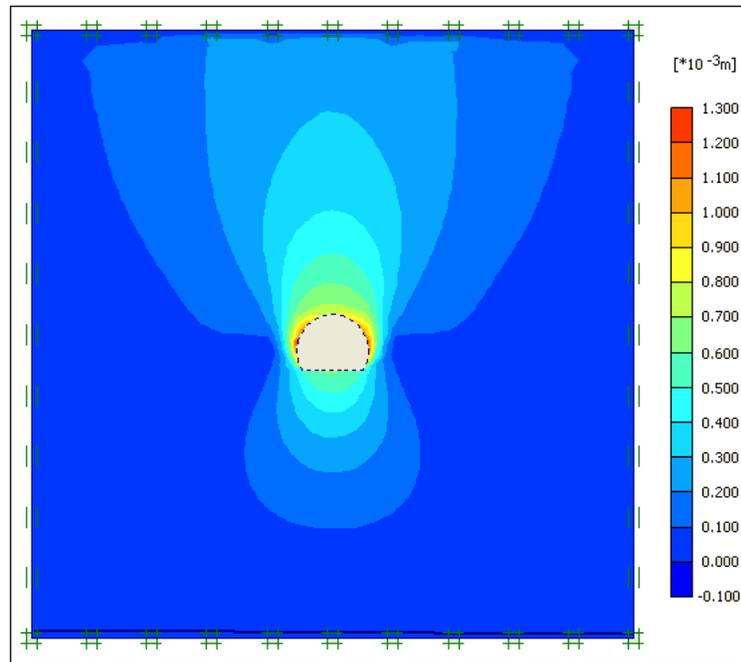


Fig.14. les déplacements totaux dans les conglomérats ($U_{max} = 1.09 \cdot 10^{-3} m$).

5.4 Validation numérique du soutènement recommandé par les méthodes empiriques

5.4.1 Soutènement par boulonnage

- Il consiste à introduire dans un trou une tige et la rendre solidaire du terrain par ancrage, scellement ou friction ; ces manières dont les boulons s'adhèrent au terrain ont distingué trois principaux types de boulons :

- Les boulons à ancrage ponctuel.
- Les boulons à ancrage réparti.
- Les boulons à friction.

- D'après les classifications utilisées au chapitre précédant, les recommandations du soutènement on abouti à deux types de soutènement :

- Boulons à ancrage ponctuel.
- Boulons è ancrage réparti.

- Les cintres métalliques.

Boulons à ancrage ponctuel

- Le boulonnage à ancrage ponctuel s'effectue par l'emplacement d'une tige dans un trou et ancrer son extrémité en fond du trou puis on munit l'autre extrémité d'une plaque que l'on serre contre le terrain ; parce que le boulon à ancrage ponctuel n'a de l'efficacité que si la plaque est bien serrée contre le terrain. Si non, il ne sert à rien.

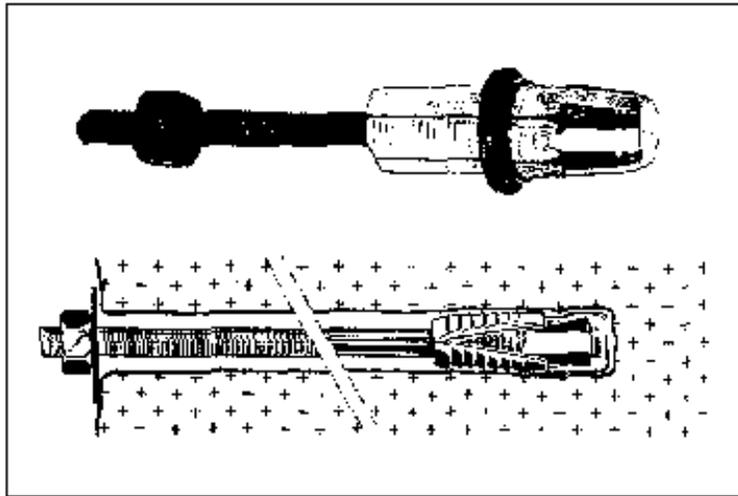


Fig.15. Boulon à coquille d'expansion
(D'après documentation Ancrall et Lenoir-Mernier)

- Une fois le boulon placé, dès qu'il est soumis à un effort de traction sur sa tige, qui est composée de coquilles qui entourent une noix, les coquilles s'écartent et viennent en butée sur les parois du trou.

Les tiges sont caractérisés généralement par un diamètre qui est compris entre 16 mm et 24 mm et elles sont en acier le tableau.2 nous donne les charges admissibles pour les tiges généralement employées dans le domaine minier.

Tableau.2. Caractéristiques des tiges pour boulons à ancrage ponctuel. Valeurs moyennes

Diamètre de la tige en mm	Limite élastique en kN	Limite de rupture en kN
14	70	100
16	100	140
18	120	180
20	150	220
22	170	250
24	190	300
30	310	450

Les boulons à ancrage réparti

C'est une tige que l'on place dans un trou et que l'on scelle au terrain sur toute sa longueur au moyen d'un produit de scellement ; résine ou ciment. Une plaque est fréquemment fixée par un écrou et serrée contre la paroi bien que cette plaque ne soit pas essentielle au fonctionnement du boulon.

La figure présente les différents types de boulons utilisés.

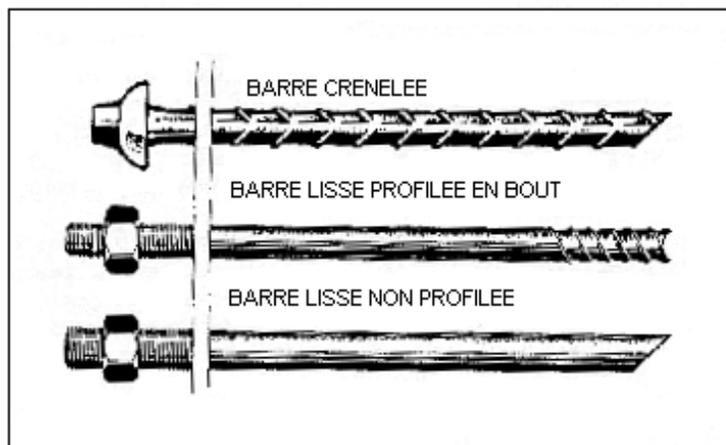


Fig.16. Boulon à ancrage réparti (Lenoir-Mernier)

Tableau.3. Caractéristiques des tiges crénelées (Acier FeE 500)

DIAMETRE DE LA TIGE EN MM	LIMITE ELASTIQUE EN KN	LIMITE DE RUPTURE EN KN
18	107	117
20	136	149
22	174	191
25	197	216
32	347	381
40	448	536

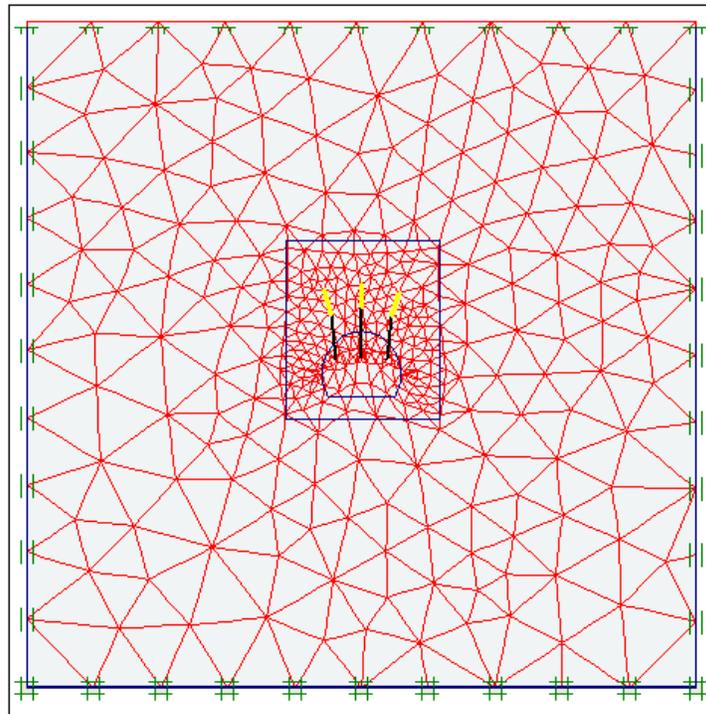


Fig.17. les déplacements totaux dans les calcaires soutenus par les enclaves

($U_{max} = 85.80 \cdot 10^{-6} \text{ m}$).

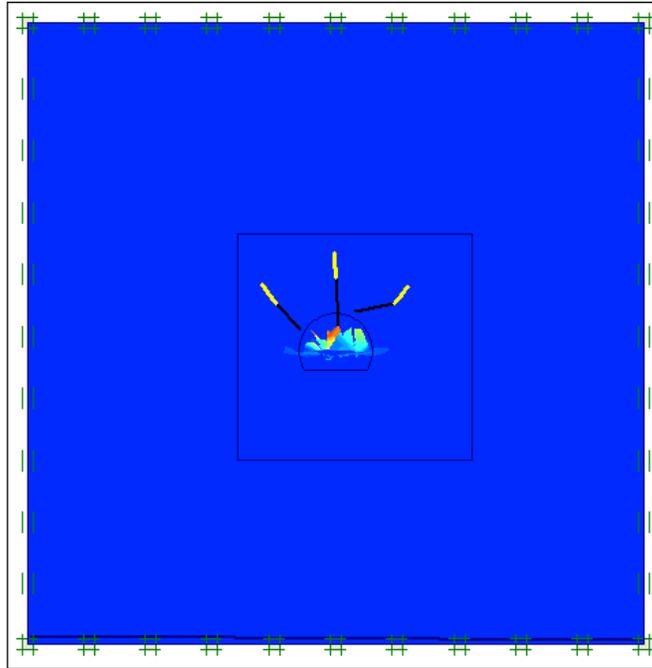


Fig.18. Rupture des boulons

5.4.2 Soutènement par cintres métalliques

Le cintre est une structure métallique formée de plusieurs éléments assemblés entre eux. Ces éléments sont courbes et épouse la forme de la section de la galerie. On désigne également ces structures sous le nom de cadres circulaires ou elliptiques.

Un soutènement par cintre comprend (fig.19) :

- les cintres proprement dits. Ils sont formés par l'assemblage de plusieurs éléments, en général trois ou quatre. On distingue deux types de cintres :

- les cintres rigides.
- les cintres coulissants.

Le garnissage. Il a pour rôle :

- de mieux répartir sur le cintre les efforts exercés par le terrain.
- d'empêcher la chute de blocs entre les cintres.

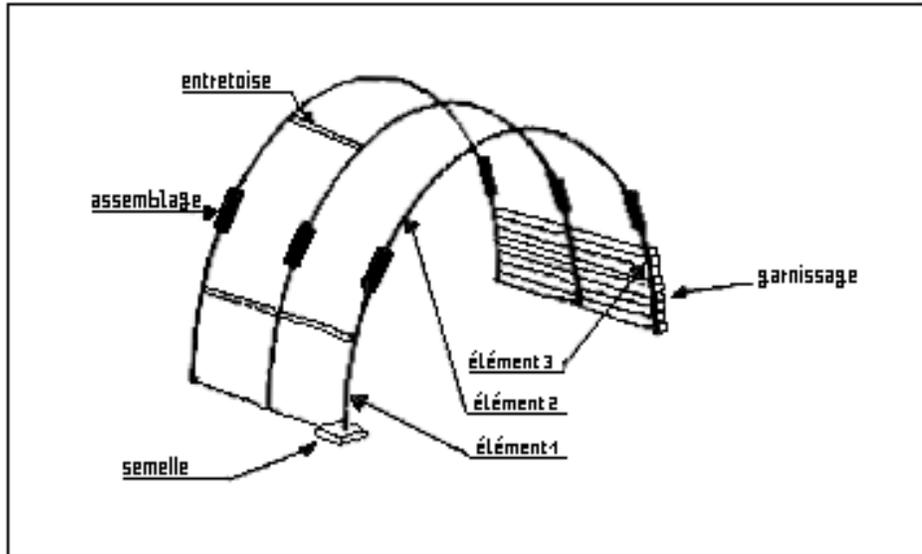


Fig.19. les éléments du soutènement par cintres.

Le terrain de la mine de Boukhadra ne présente pas de grands mouvements (les efforts exercés par le terrain ne sont pas trop importants), c'est pourquoi on va opter pour l'utilisation des cintres rigides.

Tableau.4 Caractéristiques de cintres rigides

PROFIL	PROFILS H			PROFILS HE		PROFILS GI		
Référence	H19	H27	H37	HE100B	HE360B	GI100	GI120	GI140
Poids kg/m	19	27	37	20	142	20	29	42
H en mm	89	114	152	100	360	100	120	140
L en mm	89	114	127	100	300	80	92	110
E en mm	9.5	9.5	10.4	10	22.5	9	11	12
A en cm ²	24.3	34.2	47.5	26	180.6	26.4	37.6	53
I _x en cm ⁴	300	754	1830	450	43193	403	816	1586
I _y en cm ⁴	99	267	378	167	10141	80	150	315
W _x en cm ³	67	132	248	90	2400	80	136	227
W _y en cm ³	22	47	59	33	676	20	32	57

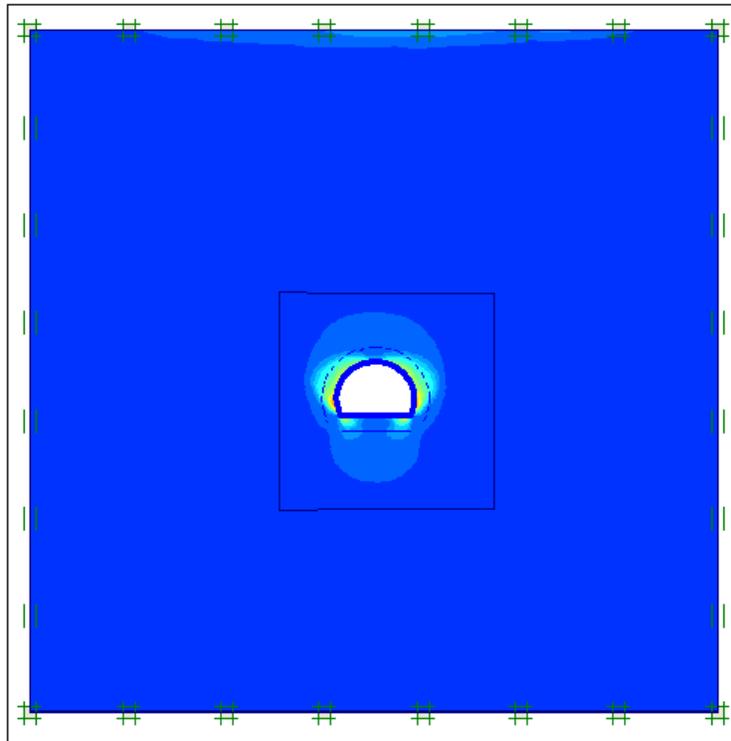


Fig.20. les déplacements totaux dans les conglomérats soutenus par les cintres métalliques
($U_{max} = 351 \cdot 10^{-6} \text{ m}$).

Tableau.5. Résultats de l'analyse numérique par la méthode des éléments finis

	Conglomérat	Grés	Marne jaune	Marne minéralisée	Marne bariolée	Minerai de fer	Calcaire
Domaine de déformation	Grandes déformations	Moyennes déformations	Moyennes déformations	Moyennes déformations	Grandes déformations	Moyennes déformations	Moyennes déformations
Déplacement totale Utot (m) non soutenu	$1.09 \cdot 10^{-3}$	$1.50 \cdot 10^{-4}$	$3.16 \cdot 10^{-4}$	$84.74 \cdot 10^{-6}$	$1.42 \cdot 10^{-3}$	$84.26 \cdot 10^{-6}$	$87.34 \cdot 10^{-6}$
Déplacement totale Utot (m) soutenu par cintres métalliques	$351 \cdot 10^{-6}$	$316.73 \cdot 10^{-6}$	$332.2 \cdot 10^{-6}$	$85.13 \cdot 10^{-6}$	$447.34 \cdot 10^{-6}$	$84.26 \cdot 10^{-6}$	$85.80 \cdot 10^{-6}$
Déplacement totale Utot (m) soutenu par boulonnage	$389.32 \cdot 10^{-6}$	$334.99 \cdot 10^{-6}$	$358.41 \cdot 10^{-6}$	$88.02 \cdot 10^{-6}$	$339.11 \cdot 10^{-6}$	$86.34 \cdot 10^{-6}$	$88.21 \cdot 10^{-6}$
RMR	55	55	55	55	45	70	70
Q	5	4.66	4	4.33	4.66	6	5
GSI	50	50	50	50	40	65	65

Conclusion

L'analyse numérique, au moyen d'un modèle conceptuel convenablement élaboré en utilisant la méthode des éléments finis, montre que les faibles déformations coïncident bien avec les résistances élevées, par contre les formations rocheuses caractérisées par une qualité médiocre (faible résistance mécanique) montrent de grandes déformations. Après avoir appliqué les différents systèmes de soutènements (boulonnage et cintres métallique) on a remarqué un abaissement considérable des valeurs des déformations au niveau des formations à faible résistance (passage du domaine de grandes déformations au domaine de petites déformations), cependant le soutènement n'a pratiquement pas d'effet sur les formations rocheuses de bonne qualité.

Il a été prouvé que les cintres métalliques constituent le meilleur système de soutènement pour le cas du massif rocheux de Boukhadra.

De ce fait, les méthodes numériques peuvent être utilisées comme un moyen rapide et efficace dans le choix adéquat du système de soutènement.

Conclusions

- Dans le présent travail nous avons montré la variété et la diversité des cas qui se présentent pour un massif rocheux. Parmi les types de massifs certains peuvent se prêter à des calculs analytiques. D'autres, présentant des propriétés variées et extrêmement complexes, excluent la possibilité d'être facilement homogénéisable et imposent le recours à des méthodes empiriques approchées. Nous avons exposé le comportement mécanique des roches ainsi que la plage de variation de leurs propriétés mécaniques. Le comportement mécanique des discontinuités a été présenté et la difficulté de régler le choix de leurs paramètres de déformabilité (raideur normale et tangentielle) a été soulignée.

- En l'absence de reconnaissances poussées et d'essais géotechniques permettant d'évaluer les caractéristiques mécaniques du massif, il est possible d'avoir une estimation de la qualité de ce dernier et un prédimensionnement du soutènement à utiliser grâce aux classifications de massifs rocheux et aux recommandations.

- De manière commune à toutes les classifications, une part importante est donnée aux discontinuités du massif en raison de leur influence sur le comportement de l'ouvrage. Par contre, certains critères intrinsèques au massif sont présents dans des classifications et pas dans d'autres. C'est le cas par exemple de critères tels que l'analyse géologique ou la perméabilité du massif. Mais les différences existent surtout dans les critères relatifs à l'état de sollicitation. Le RMR de Bieniawski ne fait intervenir que des critères intrinsèques au massif alors que, pour Barton et l'A.F.T.E.S, l'état de contrainte initial et la géométrie de l'ouvrage sont pris en compte. On se limite donc dans un cas à une description du massif la plus générale possible et à des recommandations de soutènement qui ne seront applicables que dans certaines conditions de contraintes et de dimensions alors que dans l'autre, on introduit l'influence de ces paramètres dans la classification pour permettre l'utilisation des recommandations dans le plus grand nombre de cas possible.

- Les principales critiques que l'on peut faire aux classifications résident dans la difficulté de quantifier certains paramètres et dans le caractère arbitraire et subjectif des pondérations qui servent à donner une note au massif. La valeur du RQD a par exemple une grande importance alors que sa mesure dépend des conditions de sondage (emplacement, orientation).

On peut alors facilement passer d'une classe de massif à une autre et alléger ou alourdir sensiblement le soutènement.

- De manière générale, il ne faut pas oublier le contexte pour lequel ces classifications ont été établies. Si les discontinuités du massif ont tant d'importance, c'est parce que ces classifications sont destinées à des massifs rocheux fracturés et non pas à des massifs de roches tendres déformables. Il convient donc d'être prudent pour éviter toute utilisation abusive de cette méthode.

- La nature sédimentaire du terrain étudié fait qu'il existe une anisotropie très marquée liée à leur dépôt, cette anisotropie caractérisant donc la matrice rocheuse, est souvent désignée par des joints de stratification qui forment des plans de glissement naturels.

- Les deux phases tectoniques qui ont marqué la zone de Boukhadra ont causé plusieurs failles et fissures se qui crée des difficultés pour l'exploitation et on remarque cela surtout à l'axe nord qui est situé dans une zone tectonique de broyage.

- L'eau n'a pas d'influence sur les ouvrages de la mine de Boukhadra parce que le niveau hydrostatique est en dessous de la zone d'exploitation.

- L'étude stéréographique du massif rocheux de Boukhadra à montre que ce massif est forme par deux familles de discontinuités avec présences de discontinuités diffuses.

- La méthode de classification RMR classe le massif rocheux de Boukhadra comme étant un massif formé de roche de moyenne a bonne qualité.

Le soutènement proposé par cette méthode c'est l'ancrage ponctuel.

- Les recommandations de l'AFTES appliquées sur le massif rocheux de Boukhadra estiment que ce massif est formé de roches moyennement stables.

Le soutènement proposé par cette méthode c'est l'ancrage repartis.

- La méthode de N. BARTON classe le massif rocheux de Boukhadra comme un massif formé de roches de bonne qualité suivant l'indice de qualité de la roche étudiée.

Le soutènement propose par cette méthode c'est l'ancrage repartis.

- L'analyse numérique, au moyen d'un modèle conceptuel convenablement élaboré en utilisant la méthode des éléments finis, montre que les faibles déformations coïncident bien avec les résistances élevées, par contre les formations rocheuses caractérisées par une qualité médiocre (faible résistance mécanique) montrent de grandes déformations. Après avoir appliqué les différents systèmes de soutènements (boulonnage et cintres métallique) on a remarqué un abaissement considérable des valeurs des déformations au niveau des formations à faible résistance (passage du domaine de grandes déformations au domaine de petites déformations), cependant le soutènement n'a pratiquement pas d'effet sur les formations rocheuses de bonne qualité.

Il a été prouvé que les cintres métalliques constituent le meilleur système de soutènement pour le cas du massif rocheux de Boukhadra.

De ce fait, les méthodes numériques peuvent être utilisées comme un moyen rapide et efficace dans le choix adéquat du système de soutènement.

- le but essentiel de ce travail est de faire une première approche entre les méthodes empiriques et numériques pour l'estimation des déformations et ruptures des ouvrages souterrains dans les mines.

Bibliographie

- [1] AFTES [2003] AFTES (2003) Recommandations relatives à la caractérisation des massifs rocheux utile à l'étude et à la réalisation des ouvrages souterrains. Tunnel et ouvrages souterrains, revue bimestrielle n°177-mai/Juin 2003, pp 138-186.
- [2] Amadei et Goodman [1981] Amadei B. et Goodman R.E. (1981) A 3-D constitutive relation for fractured rock masses. In Selvadurai, A.P.S. (ed.), Proc. Int. Symp. On mechanical behavior of structured media, Ottawa, part B : pp.249-268.
- [3] Arnould, R., Bolle A., Bonnechère, F., Cocinas, I., Debaty, J.-M., Declercq, E., Dekeyser, M., Delapierre, J., Delvoie, P.-E., Funcken, R., Hick S., Latour, F., Marchal, J.-P., Monjoie, A., Nomerange, J., Pohl, E. & Van Cotthem, A., 1991, Tunnels E5-E9, Belgique - Liège, Livret guide visite de terrain, Int. ISRM Congress, Aachen.
- [4] Atta [2004] Analyse par homogénéisation élastoplastique des ouvrages en milieux fracturés (2004). Thèse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- [5] Bandis et al.[1983] Bandis S. C., Lumdsen A. C. et Barton N. R. (1983) Fundamentals of rock joints deformation. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., vol. 20, no 6, pp. 249-268.
- [6] Bargui [1997] Bargui H. (1997) Modélisation des comportements mécaniques et hydrauliques des massifs rocheux simulés par des assemblages de blocs rigides. Introduction d'un couplage hydro-mécanique. Thèse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- [7] Barton et al. [1974] Barton N., Lien R. et Lunde J. (1974) Engineering classification of Rock Masses for the Design Support. Rock Mechanics, Vol 6, pp.189-236.

- [8] Barton, N. & Choubey, V., 1977 : The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock Mech. Rock Engng.*20, I-54
- [9] Barton N., By T.L., Chryssanthakis P. & al., 1992 : Comparison of prediction and performance for a 62 m span sports hall in jointed gneiss. *Proc. Joint Rock Mech. and Rock Eng. Conf., Torino, Paper 17*
- [10] Bekaert et Maghous [1996] Bekaert A. et Maghous S. (1996) Three dimensional yield strength properties of jointed rock mass as homogenised medium. *Mechanic of Cohesive Frictional Materials*, Vol. 1,p. 1-24.
- [11] Bieniawski[1973] Bieniawski Z.T (1973) Engineering classification of jointed rock masses. *Trans. S. Afr. Instn Civ. Engrs*, Vol. 15, n°12, pp. 335-344.
- [12] Bieniawski Z. T., 1974. *Rock mechanics design in mining and tunneling* A.A Balkema, Rotterdam
- [13] Bieniawski Z.T (1976) Engineering classification in rock engineering. In. *Proceedings of the symposium on exploratoin for Rock Engineering, Johannesburg*, pp. 97-106.
- [14] Bieniawski Z.T., 1978 : Determining rock mass deformability : experiences from case histories. *Int. J. Rock Mech. Min. Sei. &Geomech. Abstr.*, Vol. 15, pp. 237-247
- [15] Bieniawski [1989] Bieniawski Z.T (1989) *Engineering rock mass classification*. John Wiley and Sons, New York 251 p.
- [16] Buhan P., 1986. *Approche fondamentale du calcul à la rupture des ouvrages en sol renforcés*. Thèse Doctorat d'Etat, Université Paris VI, Paris.
- [17] Calembert, L., Monjoie, A., Polo-Chiapolini, C & Schroeder Ch, 1978, *Géologie de l'Ingénieur et Mécanique des Roches*, *Annales des Travaux Publics de Belgique*, n° 2-1981, pp.28 – 148.
- [18] Chalhoub et Pouya [2006] Chalhoub M. et Pouya A. (2006) A geometrical approach to estimate the mechanical REV of a fractured rock mass. *First Euro Mediterranean in Advances on Geomaterials and Structures – Hammamet 3-5 May Tunisia* , pp. 663- 70.

- [19] Cundall P.Q.m 1971. Q computer model for simulation progressively large scale movements in blocky rock systems, Int. Symp. On rock fracture ISRM, Nancy (France), Vol. 1, paper n°II-8.
- [20] Cundall [1980] Cundall P.A. (1980) UDEC - a generalized distinct element program for modeling jointed rock, Rept PCAR-1-80, Peter Cundall Associate Report, European Research Office, US Army, Contract DAJA37-79-C-0548.
- [21] Cundall [2000] Cundall P.A. (2000) Numerical experiments on rough joints in shear using a bonded particle model. In : Lehner FK, Urai JL (eds), Aspects of tectonic faulting, Berlin, Springer 2000 :1-9.
- [22] Deere D.U. & al., 1967 : Design of surface and Near-Surface Construction in Rock. Failure and Breakage of Rock, Proc. 8th Symp. on Rock Mechanics, American Institute of Mining, Metallurgical and Petroleum Engineers, 1967, pp. 237-302
- [23] Deere [1964] Deere D.U. (1964) Technical description of rock cores for engineering purposes. Rock mechanics and rock engineering vol1, pp,17-22.
- [24] Deere, D.U. & Deere D.W., 1988, The Rock Quality (RQD) index in practice, in Rock classification systems for Engineering purposes, ASTM special publication 984, pp91-101.
- [25] Farmer et Kemeny [1992] Farmer I.W. and Kemeny J.M. (1992) Deficiencies in rock test data. Proc. Int. Conf. Eurock '92, Thomas Telford, London, pp. 298-303.
- [26] Fourmaintraux D., 1975, Quantification des discontinuités de la roche et du massif rocheux : Méthodes et applications. Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 75, 69-76.
- [27] Fréard [2000] Fréard, J. (2000) Analyse de la stabilité des massifs rocheux fracturés par une méthode d'homogénéisation. Thèse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- [28] Goodman et al. [1968] Goodman R. E., Taylor R. L. and Brekke T. (1968) A model for the mechanics of jointed rock. J. Soil Mech. Fdns Div., Pro. Am. Soc. Civ. Engrgs 94(SM3), 637-659.
- [29] Goodman R.E., Bray J.W., 1976 Toppling of rock slopes in rock engineering for foundations and slopes, Special conference ASCE, Boulder, Colorado, Vol. 2, pp. 201-234

- [30] Goodman et Saint John [1977] Goodman R. E. et Saint John C. (1977) Finite element analysis for discontinuous rocks. In Numerical Methods in Geotechnical Engineering. Mc Graw Hill.
- [31] Goodman R.E., G.H., 1989. The key block of unrolled joint traces in developed maps of tunnel walls, Int. J. for Numerical and Analytic methods in Geomechanics, Vol. 13, pp 131-158.
- [32] Grimstad E. & Barton N., 1993 : Updating the Q-System for NMT. Proc. Int. Symp. on Sprayed concrete - Modern use of wet mix sprayed concrete for underground support, Fagernes. Publ Norwegian Concrete Assn., Eds : Opsahl & Berg
- [33] Hack R., 2002, An evaluation of slope stability classification, Keynote Lecture ISRM Eurock'2002, Dinis da gama & Ribiera e Sousa Editors Funchal Portugal.
- [34] Hart R., Cundall P.A., Lemos, 1988. Formulation of three-dimensional distinct element model – Part II. Mechanical calculations for motion and interaction of a system composed of many polyhedral blocks, Int. J. Rock Mech. Min .Sci. & Gemech. A bstr., vol. 25, n°3, pp117-125.
- [35] Hoek et Brown ET [1997] Hoek E. et Brown ET (1997) Practical estimates of rock mass strength. Int J Rock Mech Min Sci ;34(8) :1165–86.
- [36] Hoek et Brown[1980] Hoek E. et Brown E.T. (1980) Empirical strength criterion for rock masses. J. Geotech. Engng. Div. Am. Soc. Civ. Engrs Vol. 106, GT9, pp. 1013-1035.
- [37] Hoek E. & Brown E.T., 1980b : A modified Hoek-Brown criterion for jointed rock masses. J.Geotech. Engng. Div., ASCE Vol 106, (GT9), pp. 1013-1035
- [38] Hoek, E. & Bray, J., 1981, Rock Slope Engineering 3rd ed. Institute Mining and Metallurgy, London.
- [39] Hoek E. & Brown E.T., 1988 : The Hoek-Brown failure criterion. 15th Canadian Rock Mechanics Symposium, Toronto, Canada
- [40] Hoek E., 1994 : Strength of Rock and Rock Masses. Int. Soc. Rock Mech. News Journal, Vol. 2, N°2, pp. 4-16, nov. 1994

- [41] Hoek et al. [1995] Hoek E., Kaiser P.K. et Bawden W.F. (1995) Support of underground excavation in hard rock. A.A. Balkema/Rotterdam/Brookfield.
- [42] Hudson, J. A., 1993, Comprehensive Rock Engineering : Principles, Practice and Projects. Vol. 3 : Rock Testing and Site Characterization. Oxford : Pergamon Pressm, p. 553-599.
- [43] Hungr O. & Coates D.F., 1978 : Deformability of joints and its relation to rock foundation settlements. Canadian Geotech., Journal Vol. °24 N°2, pp. 239-249, May 1978
- [44] ITASCA [1998] ITASCA (1998) FLAC Manuel d'utilisation. Version 3.4.
- [45] ITASCA [2000] ITASCA (2000) UDEC user's guide. Ver. 3.1, Minnesota.
- [46] Kulhaway[1975] Kulhaway F. H. (1975) Stress-deformation properties of rock and rock discontinuities. Engng Geol. 8, 327-350 (1975).
- [47] Kulhaway [1978] Kulhawy F.H. (1978) Geomechanical model for rock foundation settelment. ASCE, 104(GT2), 211-227.
- [48] Lama [1978] Lama R.D. (1978) Influence of Clay fillings in shear behavior of joints. Int. Proc. 3rd Int. Conf. Int. Association of Engineering Geology, pages 27-34, Madrid.
- [49] Laubcsher et Jakubec [2000] Laubcsher D.H. et Jakubec J. (2000) The IRMR/MRMR rock mass classification system for jointed rock masses. In, SME Annual Meeting - February 28 - Mach 01, 475-481, Salt Lake City, Utah
- [50] Londe P., 1973 : The role of rock mechanics in the reconnaissance of rock foundations. Qly J. Engng. Geol., Vol. 6/1
- [51] Mauldon et Goodman [1990] Mauldon M. et Goodman R.E. (1990) Rotational kinematics and equilibrium of blocks in a rock mass. Int. J Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol. 27(4) : pp. 291-301.
- [52] MESTAT., JANVIER-FEVRIER 2002, Application de la base de données MOMIS à la validation du calcul des ouvrages souterrains. Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées - 236.
- [53] Min et Jing [2003] Min KB et Jing L (2003) Numerical determination of the equivalent elastic compliance tensor for fractured rock masses using the distinct element method, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. 2003 ; 40(6) : 795- 816.

- [54] Muralha J. & Cunha A.P., 1990a : About LNEC experience on scale effects in the mechanical behaviour of joints. Proc. of the 1st Int. Workshop on scale effects in rock masses. Loen / Norway / 7-8 june 1990, pp. 131-148
- [55] Oboni et Martinenghi [1984] Oboni F. et Martinenghi T. (1984) Quelques aspects pratiques du calcul probabiliste en géotechnique. Ingénieurs et Architectes Suisses, Vol. 3, 1984
- [56] Palmstrom [1995] RMI – a rock mass characterization system for rock engineering purposes. PhD. thesis, Oslo University, Norway, 400 p.
- [57] Pouya [2000] Pouya A. (2000) Une transformation du problème d'élasticité linéaire en vue d'application du problème de l'inclusion et aux fonctions de Green. Comptes- rendus de l'Académie des sciences de Paris, t. 328, Série II b, p.437-443.
- [58] Pratt H.R., Black A.D. & Brace W.F., 1972 : The effect of specimen size on the mechanical properties of unjointed diotite. Int. J. Rock Mech. Min. Sei. & Geomech. Abstr. Vol. 9, N°4, pp. 513-529
- [59] Rode N., 1991 : Caractérisation et Modélisation des Massifs Rocheux Fracturés en blocs. Thèse de Doctorat de l'Institut National Polytechnique de Lorraine, 155 pp.
- [60] Rock Science : site Internet : <http://www.rocscience.com/products/RocLab.asp>
- [61] Romana, M. 1993, A Geomechanical Classification for Slopes : Slope Mass Rating in Comprehensive Rock Engineering. J. A. Hudson, ed. Oxford : Pergamon Press, pp.575-598.
- [62] Romana, M., Seron, J.B. & Montalar, E., 2003, SMR Geomechanics classification : Application, experience and validation, Proceedings Int. Congress ISRM 2003, Johannesburg.
- [63] Sage J.D., Aziz A.A. & Danek E.R., 1990 : Aspect of scale effects on rock closure. Theme L, Proc. of the 1st Int. Workshop on scale effects in rock masses. Loen / Norway / 7-8 june 1990, pp. 175-180
- [64] Sanchez-Palencia E., 1980. Non homogeneous media and vibration theory. Lectures Notes in Physics, 127, Springer Verlag, Berlin.
- [65] Scavia et al. [1990] Scavia C., Barla G. et Bernaudo V. (1990) Probabilistic stability Analysis of block toppling failure in rock slopes. Int. J. Rock Mech. Min Sci. & geomech. Abstr. Vol 27(6) : pages 465-478.

- [66] Serafim J.L. & Pereira J.P., 1983 : Consideration of the geomechanical classification of Bieniawski. Proc. Int. Symp. on engineering Geology and Underground Construction, Lisbon, Vol. 1 (II), pp. 33-44
- [67] Singh et Goel [1999] Singh B. et Goel R.K (1999) Rock mass classification – A practical approach in civil engineering. Elsevier, Netherlands.
- [68] Sri vasta na R.K., Jalota A.V. & Amir A.A.A., 1990 : Laboratory studies on shear behaviour and strength prediction of grout jointed sandstone. Proc. of the 1st Int.
- [69] Stille H. & Olsson L., 1982 : Rock Mechanical measurements at the excavation of underground station Huvudsta. Proc. ISRM Symp. Caverns and pressure shafts, Aachen, 1982
- [70] Suquet P., 1982. Plasticité et homogénéisation, thèse Doctorat d'Etat, Université Paris VI, Paris.
- [71] Tahiri A., 1992. Modélisation des massifs rocheux fissurés par méthode des éléments distincts, Thèse de l'Ecole Nationale des ponts et Chaussées, Paris.
- [72] Waeburton P.M., 1981. Vector stability analysis of an arbitrary polyhedral rock with any number of free faces, Int. J. Rock Mech. Min. SCI. & Gemech. Abstr., vol. 18 pp.415-427.
- [73] Workshop on scale effects in rock masses, Loen / Norway / 7-8 june 1990, pp. 149-154
- [74] Yoshinaka et Yamabe [1986] Yoshinaka R. et Yamabe T. (1986) Joint stiffness and deformation behavior of discontinuous rock. Int. J. Rock. Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., vol. 23, No(1), pp. 19 -28.
- [75] Zienkiewicz [1973] Zienkiewicz O.C. (1973) La méthode des éléments finis appliquée à l'art de l'ingénieur. Ediscience, Paris.

Annexe 1

1. Recommandations de l'AFTES

Le groupe de travail n° 1 de l'Association Française des Travaux en Souterrains – AFTES - (géologie-géotechnique) a établi en 1978 un texte de recommandation pour la description des massifs rocheux, en s'inspirant des définitions proposées par la Société Internationale de Mécanique des roches – SIMR- .

L'AFTES vise à définir des paramètres quantifiables que puissent recouvrir toutes les qualités du rocher, ainsi qu'un mode de quantification qui soit le plus universel possible. On classe ces paramètres en trois groupes, Classification géologiques, hydrogéologiques et Géotechniques. Les onze (11) paramètres de classification correspondant sont : l'altération du massif rocheux, l'intervalle entre les discontinuités, l'orientation des discontinuités, le nombre de familles des discontinuités, l'intervalle entre les discontinuités de chaque famille, la charge hydraulique, la perméabilité, l'indice de continuité, la résistance à la compression simple, l'état des contraintes naturelles, en fonction du rapport (la résistance à la compression uniaxiale de la roche sur la contrainte principale majeure), le module de déformabilité.

Aussi, elle (groupe de travail n° 7 – soutènement et revêtement -) établi un texte de recommandation portant sur le choix d'un type de soutènement en galerie à partir de la description du massif rocheux.

1.1 Recommandation pour la description du massif rocheux

1.1.1 Classification géologiques

a) Classification selon l'état d'altération du massif rocheux.

Tableau 1 : classification selon l'état d'altération du massif rocheux

Classe	Description	Terminologie
AM1	Pas de signe visible d'altération ou très légères traces d'altération limitées aux surfaces des discontinuités principales	Sain
AM2	Les surfaces des discontinuités principales sont altérées mais la roche n'est que très légèrement altérées	Légèrement altéré
AM3	L'altération s'étend à toute la masse rocheuse, mais la roche n'est pas friable	Moyennement altéré
AM4	L'altération s'étend à toute la masse rocheuse, et la roche est en grande partie friable	Très altéré
AM5	La roche est entièrement décomposées et très friable. Cependant, la texture et la structure de la roche sont conservées	Complètement altéré

Note 1 : dans le cas de roches altérées contenant un fort pourcentage de minéraux argileux, le matériau peut présenter de la plasticité plutôt que de la friabilité.

Note 2 : lorsque cela est possible, on précisera s'il s'agit d'une altération essentiellement météorique ou d'une altération d'origine profonde, hydrothermale.

b) Classification selon l'intervalle entre les discontinuités

Tableau 2 : Classification selon l'intervalle Entre les discontinuités

classe	Intervalle entre les discontinuités	Densité de discontinuité dans le massif rocheux
ID1	> 200 cm	Très faible
ID2	60 à 200 cm	Faible
ID3	20 à 60 cm	Moyenne
ID4	6 à 20 cm	Forte
ID5	< 6 cm	Très forte

c) Classification selon l'orientation des discontinuités

Tableau 3 : Classification selon l'orientation des discontinuités

ORIENTATION DES DISCONTINUITES			CONDITION DU CREUSEMENT	
Classe		Angle entre pendage et axe d'avancement du creusement, λ°	Pendage β°	
OR1		quelconque	0 à 20°	En bancs subhorizontaux
OR2	a	0 à 30°	20 à 90°	En travers blanc (a) avec le pendage (b) contre le pendage
	b			
OR3		30 à 65°	20 à 90°	Conditions intermédiaires
OR4	a	65 à 90°	20 à 60°	En direction (a) pendage moyen (b) pendage fort
OR5	b		60 à 90°	

d) Classification selon le nombre de familles de discontinuités

Tableau 4 : Classification selon le nombre de familles de discontinuités

Classe	Description
N1	Pas 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 hiérarchisation ni constance dans la réparation

e) Classification selon l'intervalle entre les discontinuités de chaque famille

Pour chaque des familles, l'AFTES donne une classification selon l'espacement des discontinuités (S) et dans le cas des massifs stratifiés selon l'épaisseur des bancs (E).

Tableau 5 : Classification selon l'intervalle entre les discontinuités de chaque famille

Espacement	Epaisseur	(S) ou (E) en [cm]	Espacement des discontinuités d'une famille	Epaisseur Des bancs
S1	E1	> 200	Discontinuités très espacées	Bancs très épais
S2	E2	60 à 200	Discontinuités espacées	Bancs épais
S3	E3	20 à 60	Discontinuités espacées	Bancs moyennement épais
S4	E4	6 à 20	Discontinuités rapprochées	Bancs minces
S5	E5	< 6	Discontinuités très rapprochées	Bancs très minces

1.1.2 Classification hydrogéologiques

a) Classification selon la charge hydraulique

Tableau 6 : Classification selon la charge hydraulique

Classe	Charge hydraulique H en [m] au-dessus du radier de l'ouvrage souterrain	Terme descriptif
H1	< 10 m	Faible
H2	10 à 100 m	Moyenne
H3	> 100 m	Forte

b) Classification selon la perméabilité

Tableau 7 : Classification selon la perméabilité

Classe	Perméabilité K en [m/s]	Terme descriptif
K1	< 10^{-8} m/s	Très faible à faible
K2	10^{-8} à 10^{-6} m/s	Faible à moyenne
K3	10^{-6} à 10^{-4} m/s	Moyenne à forte
K4	> 10^{-4} m/s	Forte à très forte

Selon les cas, on retient la perméabilité de la matrice ou la perméabilité due aux discontinuités comme la plus représentative du massif.

1.1.3 Classification Géotechniques

a) Classification selon l'indice de continuité I_c

Tableau 8 : Classification selon l'indice de continuité I_c

Classe	Indice de continuité de la roche I_c [%]	Densité de fissures, pores et minéraux altérés	Qualité
Ic	100 à 90	Nulle	Très haute
Ic	90 à 75	Faible	Haute
Ic	75 à 50	Moyenne	Moyenne
Ic	50 à 25	Elevée	Basse
Ic	25 à 0	Très élevée	Très basse

L'indice de continuité I_c est utilisé pour déterminer la micro-fissuration d'une roche, où:

$$I_c = \frac{100V_l}{V_l^*} \quad [\text{Sans unité}] \dots 1, [13]$$

Avec;

V_l : Vitesse de propagation des ondes longitudinales mesurées sur carotte. [m/s]

V_l^* : Vitesse de propagation théorique de la roche compacte, laquelle peut, en première. [m/s]

Approximation être prise égale aux valeurs données dans le tableau suivant. Plus I_c est faible et plus la roche est affectée par des discontinuités qui favorisent le travail des outils.

Tableau 9 : Valeurs maximales de la vitesse du son sur échantillon (D'après recommandation du groupe n° 4 de l'AFTES)

Type de roche	V_l^* [m/s]
Gabbros (roches silicatées, basiques)	7000
Basaltes	6500 à 7000
Calcaires	6000 à 6500
Quartzites	6000
Granites et roches granitiques	500 à 6000

b) Classification selon la résistance à la compression simple

Tableau 10 : Classification selon la résistance à la compression simple.

classe	Description	Résistance R_c en [MPa]
R1	Roche de résistance très élevée	> 200
R2a	Roche de résistance élevée	200 à 120
R2b		120 à 60
R3a	Roche de résistance moyenne	60 à 40
R3b		40 à 20
R4	Roche de faible résistance	20 à 6
R5a	Roche de très faible résistance et sols cohérents consolidés	6 à 0,5
R5b		< 0,5
R6a	Sols plastiques ou peu	
R6b	Consolidés	

Où :

R_c : la résistance à la compression uniaxiale de la roche.

σ_0 : la contrainte principale majeure dans le plan de l'ouvrage considéré.

c) Classification selon l'état des contraintes naturelles en fonction du rapport R_c/σ_0

Tableau 11 : Classification selon l'état des contraintes naturelles en fonction du rapport R_c/σ_0

Classe	Rapport R_c/σ_0	Description de l'état des contraintes naturelles
CN1	> 4	Faible
CN2	4 à 2	Moyen
CN3	< 2	Fort

d) Classification selon Le module de déformabilité

Tableau 12: Classification selon Le module de déformabilité

classe	Module $E_{(t)}$ en [MPa]	description
DM1	> 30 000	Très faible déformation
DM2	30 000 à 10 000	Faible déformation
DM3	10 000 à 3000	Moyenne déformation
DM4	3000 à 1000	Forte déformation
DM5	< 1000	Très forte déformation

$E_{(t)}$, est déterminé par l'essai à la plaque. La déformabilité est déterminée à partir de la mesure des déplacements de différents points du rocher sous l'influence d'une charge appliquée par l'intermédiaire d'une plaque rigide. L'examen de la forme des courbes effort-déplacement des cycles de chargement-déchargement est sans doute encore plus important et plus utile que les valeurs des modules de

déformation tirées de l'essai ; l'essai à la plaque étant un essai de chargement et non pas de déchargement, il ne peut renseigner sur le comportement du rocher antérieur à l'essai, qui est en fait le seul à avoir une signification pour le projet du tunnel. Cet essai, relativement coûteux, doit donc être réalisé à bon escient avec comme but l'étude de nombreux critères, autres que les simples modules. [13]

1.2 Recommandation pour choix du soutènement

Ces recommandations énumèrent les principaux critères (relatifs au terrain encaissant, à l'ouvrage et à son mode d'exécution ainsi qu'à son environnement) qui doivent être pris en compte pour effectuer le choix des soutènements.

Pour chaque critère, un tableau indique, pour chaque type de soutènement, en fonction de la valeur du paramètre qui caractérise le critère en question, si le soutènement considéré est :

- Soit particulièrement recommandé (nettement favorable)
- Soit possible à condition que d'autres critères soient particulièrement favorables (plutôt favorable)
- Soit très mal adapté bien qu'éventuellement possible (plutôt défavorable)
- Soit en principe impossible (nettement défavorable)

La superposition des résultats relatifs à chacun des critères doit permettre de sélectionner le type de soutènement le plus approprié.

a) Tableau portant sur le critère relatif aux comportements mécaniques

Tableau 13 : recommandation de l'AFTES relatives au choix du type du soutènement en fonction du comportement mécanique de massif

comportement mécanique	Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		voussoir		Tubes perforés	Bouclier ou pousse tube	procédés spéciaux		
			Ancrage ponctuel	Ancrage réparti	Barres foncées	Lourds	Légers coulissoirs	Plaque en étal assemblées	béton			Injection	Air comprimé	Congélation
R1	•		•		✗			✗	✗	✗	✗		✗	✗
R2a	•		•		✗			✗	✗	✗	✗		✗	✗
R2b		•	•	•	✗			✗	✗	✗	✗		✗	✗
R3a		•	•	•	✗	•		✗	✗	✗	✗		✗	
R3b		•		•	✗	•		✗	✗	✗				
R4	✗	•	✗			•	•							
R5a	✗	•	✗			•	•	•						
R5b	✗		✗	✗		•	•	•	•	•	•			
R6a	✗	✗	✗	✗	✗	Enf	Enf	Enf	Bcl		•	•		
R6b	✗	✗	✗	✗	✗	Enf Blf	Enf Blf	Enf Blf	Bcl Blf	Blf	•	•		•

LEGENDE

Enf : avec enfilage

Blf : avec blindage de front

Bcl : avec bouclier

b) Tableau portant sur le critère relatif aux discontinuités

Tableau 14: recommandation de l'AFTES relatives au choix du type du soutènement en fonction de la valeur des paramètres décrivant les discontinuités

Discontinuités (cas où l'excavation est faite à l'explosif avec découpage) 1 - Matériaux rocheux (R1 à R4)			Pas de soutènement		Boulons			Cintres		Voussoirs		Procédés spéciaux				
Nombre de familles	Orientation	Espacement (1)	pas de soutènement	béton projeté	à ancrage ponctuel	à ancrage reparté	barres foncées	lourds	légers coulisants	plaques métal assemblées	béton	tubes perforés	bouclier ou pousse tube	injection	air comprimé	congélation
N1			●				✗			✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗
N2	Or2 ou Or3	S1 à S3	●				✗			✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗
N2 N3 ou N4	Quelconque	S1			●		✗			✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗
		S2			●	●	✗			✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗
		S3		●	Gr	Gr	✗				✗	✗	✗			✗
		S4	✗	●	Gr ou Bp	Gr ou Bp	✗	Bl ou Bp	Bl ou Bp					✗		✗
		S5	✗	●	✗	Bp	✗	Bl ou Bp	Bl ou Bp					✗		✗
N5			✗	●	✗	Bp	✗	Bl ou Bp	Bl ou Bp	●		✗	●	✗	✗	

2/ sols (R5 et R6) sans objet.

Note : (1) Pour la famille la plus dense.

(2) Scellement au mortier de préférence à la résine lorsque les fissures sont ouvertes.

LEGENDE

Gr : avec grillage continu Bp : avec béton projeté Bl : avec blindage bois ou métallique

c) Tableau portant sur le critère relatif aux discontinuités (a)

Tableau 14 a: recommandation de l'AFTES relatives au choix du type du soutènement en fonction de la valeur des paramètres décrivant les discontinuités

Discontinuités (cas où l'excavation est faite à l'explosif avec découpage) 1 - Matériaux rocheux (R1 à R4)			Pas de soutènement		Boulons			Cintres		voussoir		procédés spéciaux				
Nombre de familles	Orientation	Espacement (1)	pas de soutènement	Béton projeté	Ancrage ponctuel	Ancrage reparté	Barres foncées	Lourds	Légers coulisants	Plaques métal assemblées	béton	Tubes perforés	Bouclier ou pousse tube	Injection	Air comprimé	Congélation
quelconque N1 à N4	quelconque	S1			●	●	✗		●	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗
		S2			Gr	Gr	✗		●	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗
		S3	✗	●	Gr	Gr	✗	Bl	Bl		✗	✗	✗	✗	✗	✗
		S4 ou S5	✗	●	✗	Bp	✗	Bl ou Bp	Bl ou Bp					✗	✗	✗
N5			✗	●	✗	Bp	✗	Bl ou Bp	Bl ou Bp	●		✗		✗	✗	

2/ sols (R5 et R6) sans objet.

Note : (1) Pour la famille la plus dense.

(2) Scellement au mortier de préférence à la résine lorsque les fissures sont ouvertes.

LEGENDE

Gr : avec grillage continu Bp : avec béton projeté Bl : avec blindage bois ou métallique

d) Tableau portant sur le critère relatif aux discontinuités (b)

Tableau 14b : recommandation de l'AFTES relatives au choix du type de soutènement en fonction de la valeur des paramètres décrivant les discontinuités

Discontinuités (cas de l'excavation mécanique) 1 - roche (R1 à R4)			Pas de soutènement		Béton projeté	Boulons			Cintres		voussoir		Tubes perforés	Bouclier ou pousse tube	précédés péciaux		
Nombre de familles	Orientation	Espacement (1)				Ancrage ponctuel	Ancrage reparti	Barres foncées	Lourds	Légers coulissoirs	Plaque métal assemblées	béton			Injection	Air comprimé	Congélation
N1			•														
N2	Or2 or Or3	S1 à S3															
N2		S1 S2				•											
N3		S3				•	•			•							
N4		S4			•	Gr ou Bp	Gr ou Bp			•							
N4		S5	×		•	Gr ou Bp	Gr ou Bp			•							
N5			×		•	Gr ou Bp	Gr ou Bp			•							

2/ sols (R5 et R6) sans objet.

Note : (1) Pour la famille la plus dense.

(2) Scellement au mortier de préférence à la résine lorsque les fissures sont ouvertes.

LEGENDE

Gr : avec grillage continu Bp : avec béton projeté Bl : avec blindage bois ou métallique

e) Tableau portant sur le critère relatif à la climatologie et au gonflement

Tableau 15: recommandation de l'AFTES relatives au choix du type du soutènement en fonction de l'Altérabilité

ALTERABILITE	Pas de soutènement		Béton projeté	Boulons			Cintres		voussoir		Tubes perforés	Bouclier ou pousse tube	précédés péciaux				
				Ancrage ponctuel	Ancrage reparti	Barres foncées	Lourds	Légers coulissoirs	Plaque métal assemblées	béton			Injection	Air comprimé	Congélation		
Terrain susceptible de délitage	×		•	Gr ou Bp	Gr ou Bp	Bl ou Bp	Bl ou Bp	Bl ou Bp	•	•							
Terrain susceptible de dissolution ⁽¹⁾	×		•	×	×	×	Bl	Bl	•	•							•
Terrain gonflant	×		• ⁽²⁾	×		Bp	Bp	Bl ou Bp	Bl ou Bp								
Autre terrain																	

Note : (1) s'il existe un risque effectif (écoulement d'eau)

(2) le béton est recommandé uniquement s'il n'y a pas écoulement d'eau.

LEGENDE

Gr : avec grillage continu Bp : avec béton projeté Bl : avec blindage bois ou métallique

f) Tableau portant sur le critère relatif aux l'Hydrogéologie

Tableau 16: recommandation de l'AFTES relatives au choix du type du soutènement en fonction de l'Hydrogéologie

Hydrogéologie			Pas de soutènement		Béton projeté	Boulons				Cintres		voussoir		Tubes perforés	Bouclier ou pousse tube	Injection	précédés péciaux		
						Ancrage ponctuel	Ancrage reparti	Barres foncées	Lourds	Légers coulissons	Plaque métal assem blées	béton	Air comprimé				Congélation		
Sec																			
Roches R1 à R4	c	H1	P	K1 K2 ou K3		Gr	•	•	×	•	•				×				
				K4	×	•	•	•	•			•							
	h	or	a	H2 or H3		Gr	•	•	×	•	•				×				
				K3 ou K4	×	•	•	•	•			•							
Sol R5 et R6	s	e	i	H1	×	Gr	×	×		•	•	•	•		×				
				H2 ou H3	×	×	×	×	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
				K3	×	×	×	×	Ent	Ent	Ent	Bcl	•	•	•	•	•	•	•
				K4	×	×	×	×	Ent Blf	Ent Blf	Ent Blf	Bcl Blf	•	•	•	•	•	•	•

Note : (1) Ou bentonite (préférable avec très grande perméabilité)

LEGENDE

- Gr : avec grillage continu Blf : blindage de front
- Ent : avec enfilage Bcl : avec bouclier.

g) Tableau portant sur le critère relatif aux couvertures de roche/sols

Tableau 17: recommandation de l'AFTES relatives au choix du type du soutènement en fonction de la couverture de roche/sols

Couverture Roche / sols			Pas de soutènement		Béton projeté	Boulons				Cintres		voussoir		Tubes perforés	Bouclier ou pousse tube	Injection	précédés péciaux		
						Ancrage ponctuel	Ancrage reparti	Barres foncées	Lourds	Légers coulissons	Plaque métal assem blées	béton	Air comprimé				Congélation		
Roches R1 à R4																			
Roches R1 à R4	couverture < D		×			×	×	×	•	•				×		×			
	CN1		•											×					
	CN2		×											×					
Sols R5 et R6	couverture < 1,5D		×		×	•	•	×	•	•	•	•	•	•	•	•			
	σ _o modéré		×		×														
	σ _o > 10 MPa		×		×	Sf	Sf	Sf	Sf	Sf	Sf	Sf	Sf	Sf	•	•			

LEGENDE Sf : avec soutènement du front

h) Tableau portant sur le critère relatif aux dimensions de la galerie

Tableau 18: recommandation de l'AFTES relatives au choix du type du soutènement en fonction de la dimension de la galerie.

Dimension de la galerie	Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		voussoir		Tubes perforés	Bouclier ou pousse tube	procédés spéciaux		
			Ancrage ponctuel	Ancrage reparti	Barres foncées	Lourds	Légers coulissants	Plaque métal assemblées	béton			Injection	Air comprimé	Congélation
D < 2,50 m			X	X	X		•	•			•			
2,5 m < D < 10 m											(1)			
D > 10 m			Bo	•	•		X	Bo, Rev			X			

Note: (1) habituellement n'y va pas avec D plus grand que 4 m.

LEGENDE

Bo : avec boulonnage obligatoire

Rev : avec mise en place rapprochée du revêtement définitif ;

i) Tableau portant sur le critère relatif à l'environnement

Tableau 19: recommandation de l'AFTES relatives au choix du type du soutènement en fonction de l'environnement

Environnement	Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		voussoir		Tubes perforés	Bouclier ou pousse tube	procédés spéciaux		
			Ancrage ponctuel	Ancrage reparti	Barres foncées	Lourds	Légers coulissants	Plaque métal assemblées	béton			Injection	Air comprimé	Congélation
sensibilité à l'établissement (construction proche)	X		Ci, Pm	Bp	Bp	Bp	Act	X	Enf	Bcl	Inj			

LEGENDE

Ci: avec Cintres

Pm: mechanical pre-splitting (for R2b to R5q ground)

Bp: avec béton projeté

Act: active ribs (with jacks) (and if necessary expanding chocks)

Enf : avec enfilage

Bcl : avec bouclier

Inj: avec injection de bourrage.

2. La MÉTHODE DE Z. BIENIAWSKI

Cette méthode utilise cinq paramètres pour classer les roches, elle se base sur la description des terrains traversés et les caractéristiques des roches rencontrées. Z. BIENIAWSKI a utilisé les paramètres suivants :

1. La résistance à la compression simple ou essai Franklin (pour les roches dures).
2. Le R.Q.D. pour caractériser la qualité du rocher.
3. L'espace des joints. Le terme joints comprend tous les types des discontinuités (stratification, schistosité, fractures, diaclases).
4. La nature des joints.
5. Les venues d'eau.

Chacun des paramètres précédents aura une note (voir tableau.1), la somme des Notes, après avoir été ajustée par une note relative à l'orientation, nous donne une appréciation générale de la qualité du rocher et on utilisant le tableau.3 pour connaître :

- La classe du rocher (de très bon à très médiocre).
- Le temps pendant lequel une excavation est stable sans soutènement.

La note globale obtenue est généralement appelée « Rock Mass Ratings » ou « R.M.R. ». Pour chaque classe de rocher, Z. BIENIAWSKI propose également des Recommandations sur le soutènement à mettre en place.

Tableau .1: Paramètres de classification des roches et notes de pondération

PARAMETRES			COEFFICIENTS						
1	Résistance de la roche	Indice Frank-Lin	>8 MPa	4-8 MPa	2-4 MPa	1-2 MPa	Indice Franklin non utilisable		
		Résistance à la compression	>200 MPa	100-200 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	10-25 MPa	3-10 MPa	1-3 MPa
	note		15	12	7	4	2	1	0
2	R.Q.D.		90-100	75-90	50-75	25-50	< 25		
	note			20	17	13	8	3	
3	Espacement des joints		>3 m	1-3 m	0.3-1 m	50-300 mm	< 50m		
	note			30	25	20	10	5	
4	Nature des joints		Surfaces très rugueuses non continues Eponte en contact Eponte non altérées	Surfaces légèrement rugueuses Epaisseur <1 mm Eponte non altérées	Surfaces légèrement rugueuses Epaisseur <1 mm Eponte altérées	Surfaces lustrées ou remplissage < 5 mm ou joint ouvert 1 à 5 mm joints continus	Remplissage mou >5 mm ou joints ouverts >5 mm joints continus		
	note			25	20	12	6	0	
5	Venues d'eau	Débit sur 10 m	Aucune venue d'eau		<25 l/min	25-125 l/min	> 25 l/min		
		Pression d'eau contrainte principale	0		0.0-0.2	0.2-0.5	> 0.5		
		Hydro-géologie	Complètement sec		Suintements (eau interstitielle)	Pression d'eau modérée	Problèmes sérieux de venues d'eau		
	note			10	7	4	0		

Tableau .2 : Note d'ajustement pour l'orientation des joints

Direction perpendiculaire à l'axe du tunnel				Direction parallèle à l'axe du tunnel		Pendage 0-20°
Creusement du tunnel dans le sens du pendage		Creusement du tunnel dans le sens inverse du pendage		Pendage 40-90°	Pendage 20-45°	
Pendage 45-90°	Pendage 20-45°	Pendage 45-90°	Pendage 20-45°			
Très favorable	favorable	Moyen	défavorable	Très défavorable	moyen	Défavorable

Orientation Des joints	Très Favorable	Favorable	Moyen	Défavorable	Très défavorable
Note D'ajustement	0	-2	-5	-10	-12

Tableau .3 : Classe de rocher suivant la classification de Z. BIENIAWSKI après application de la note d'ajustement

	100-81	80-61	60-41	40-21	<20
Classe de rocher et description	1 très bon rocher	2 bon rocher	3 rocher moyen	4 rocher médiocre	5 rocher très médiocre
Temps de tenue moyen	10 ans pour 5m de portée	6 mois pour 4m de portée	1 semaine pour 3m de portée	5 heures pour 1.5m de portée	10mn pour 0.5 m de portée

Tableau.4 : Recommandation du soutènement d'après Z. BIENIAWSKI

Classe de la roche	TYPE DE SOUTÈNEMENT						
	BOULONS D'ANCRAGE (1)		BETON PROJETÉ			CINTRES METALLIQUES	
	ESPACEMENT	Complément d'ancrage	Voûte	Piédroits	Complément de soutènement	Type	Espacement
1	GÉNÉRALEMENT PAS NECESSAIRE						
2	1.5-2.0m	Occasionnellement treillis soudé en voûte	50mm	néant	néant	Non rentable	
3	1.0-1.5m	Treillis soudés + 30mm de béton projeté en voûte si nécessaire	100mm	50mm	Occasionnellement treillis et boulons si nécessaire	Cintres légers	1.5-2.0m
4	0.5-1.0m	Treillis soudé + 30-50mm de béton projeté en voûte et en piédroits	150mm	100mm	Treillis soudé et boulons de 1.5 à 3.m d'espacement	Cintres moyens + 50mm de béton projeté	0.7-1.5m
5	Non recommandé		200mm	150mm	Treillis soudé boulons et cintres légers	Immédiatement 80mm de béton projeté puis cintres lourds à l'avancement	0.7m

(1) diamètre des boulons : 25mm, longueur : 1/2 diamètre du tunnel, scellement réparti à la résine

3. Méthode de N.BARTON

3.1. Origine et principe de la méthode:

N. BARTON a analysé plus de 200 cavités. Il s'est en particulier intéressé à la stabilité de l'excavation en fonction de la qualité du rocher selon un indice qu'il définit lui-même, des dimensions de la cavité ainsi que de la destination de l'ouvrage. Cette analyse lui a permis de classer ces ouvrages en un certain nombre de catégories (38 au total) dont il décrit le soutènement. La classification aboutit donc à des recommandations en matière de soutènement qu'il convient néanmoins, comme pour les autres classifications, d'utiliser avec la plus grande prudence.

3.2. Calcul de l'indice de qualité Q du rocher et autres paramètres:

L'indice de qualité Q est calculé à partir de six paramètres géotechniques combinés de la façon suivante :

$$Q = \frac{R.Q.D}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF}$$

R.Q.D. est le « Rock Quality Designation ». Lorsque le **R.Q.D.** est inférieur à 10, une valeur nominale de 10 est utilisée pour le calcul de Q.

J_n est représentatif du nombre de familles de joints : $(0,5 < J_n < 20)$,

J_r est représentatif de la rugosité des joints les plus faibles $(1 < J_r < 4)$,

J_a est représentatif du degré d'altération des joints ou des caractéristiques du matériau de remplissage : $(0,75 < J_a < 20)$,

J_w est représentatif des conditions hydrogéologiques tableau 3.12 $(0,05 < J_w < 1)$,

SRF (Stress Reduction Factor) est représentatif de l'état tectonique du massif :

$(0,5 < SRF < 20)$.

Le quotient **R.Q.D./J_n** caractérise approximativement la taille des blocs rocheux,

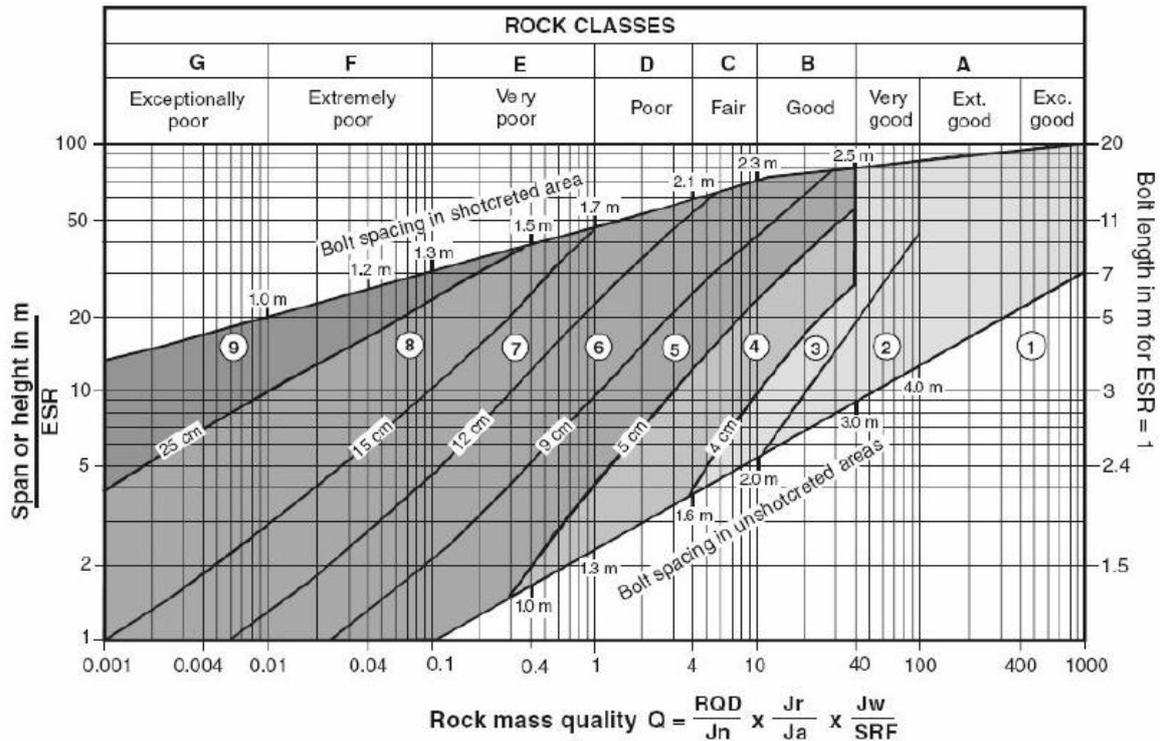
J_r/J_a la résistance au cisaillement des blocs entre eux.

J_w/SRF les contraintes et forces actives.

Les valeurs à donner à ces paramètres sont définies dans les tableaux annoncés.

Après avoir calculé par la formule précédente l'indice de qualité Q du rocher, les dimensions et la destination de l'ouvrage aboutissent à l'un des 38 numéros de catégorie d'ouvrages et de leurs soutènements. Le coefficient supplémentaire ESR qui apparaît sur cette figure dans le terme des ordonnées est un coefficient correcteur de dimension qui varie de 0,8 à 3,5 selon la nature de l'ouvrage et le caractère temporaire ou permanent du soutènement à prédimensionner. À partir d'ESR, N. BARTON définit la dimension équivalente de l'ouvrage :

$$De = \frac{\text{largeur, diamètre ou hauteur (en mètre)}}{ESR}$$



REINFORCEMENT CATEGORIES:

- | | |
|---|---|
| <ul style="list-style-type: none"> 1) Unsupported 2) Spot bolting 3) Systematic bolting 4) Systematic bolting, (and unreinforced shotcrete, 4 - 10 cm) 5) Fibre reinforced shotcrete and bolting, 5 - 9 cm | <ul style="list-style-type: none"> 6) Fibre reinforced shotcrete and bolting, 9 - 12 cm 7) Fibre reinforced shotcrete and bolting, 12 - 15 cm 8) Fibre reinforced shotcrete, > 15 cm, reinforced ribs of shotcrete and bolting 9) Cast concrete lining |
|---|---|

Fig.1:classification de N.BARTON Relation entre Q et De et les catégories de soutènement

Tableau.28 Paramètre J_n description et indices

	Indice des familles de joints	J _n
A.	Rocher massif, joints rares ou absents	0,5 - 1,0
B.	Une famille de joints	2
C.	Une famille + joints erratiques	3
D.	Deux familles	4
E.	Deux familles + joints erratiques	6
F.	Trois familles	9
G.	Trois familles + joints erratiques	12
H.	Quatre familles ou plus, joints erratiques, fracturation très dense, "morceaux de sucre", ...etc	15
J.	Rocher broyé, meuble	20

Notes

- 1 - Pour les croisements des galeries, adopter (3,0 x J_n)
- 2 - Pour les têtes d'accès, adopter (2,0 x J_n)
- 3 - Le paramètre J_n est souvent influencé par la foliation, la schistosité, le clivage ou la stratification du rocher. Si ces phénomènes sont bien marqués, il faut évidemment considérer ces joints parallèles

comme une famille. Par contre si peu de joints sont visibles, ou si la fréquence de rupture des carottes par suite de ces phénomènes est faible, il convient alors d'en tenir compte sous la rubrique « joints erratiques ».

Note : 1 - J_r (et J_a du tableau suivant) doit être évalué pour la famille de joints la moins résistante présente dans la zone étudiée. Cependant si la famille qui présente la plus faible valeur J_r/J_a , est orientée favorablement pour la stabilité de l'ouvrage, il se peut qu'une autre famille, moins favorablement orientée, soit plus significative et il convient alors de considérer la valeur de J_r/J_a de cette deuxième famille même si elle est plus élevée.

La valeur de J_r/J_a adoptée sera celle correspondant à la surface qui a la plus grande probabilité d'amorcer la rupture.

Tableau.29 Paramètre J_r - Description et indices

(a) Epontes en contact (b) Epontes en contact après cisaillement de moins de 10 cm		(c) Epontes hors contact après cisaillement	
Joint discontinu	$J_r = 4$	Zone argileuse d'épaisseur suffisante pour empêcher le contact Zone sableuse, graveleuse ou broyée d'épaisseur suffisante pour empêcher le contact	$J_r = 1,0$
Joint ondulés, rugueux ou irréguliers	3		
Joint ondulés, lisses	2		
Joint ondulés, 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.			

Tableau.30 Paramètre Ja - Description et indices

Epontes en contact	Caractère du joint		Conditions	Eponte
	Joint propre	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

Tableau.31 Paramètre Jw. Description et indices

Influence de l'eau en charge	Jw	Pression d'eau approximative (kg/cm²)
<ul style="list-style-type: none"> • Excavation à sec ou faibles venues d'eau (< 5 l/mn localement) 	1,00	< 1,0
<ul style="list-style-type: none"> • Venues d'eau ou pressions faibles, débouillage occasionnel au droit d'un joint 	0,66	1,0-2,5
<ul style="list-style-type: none"> • Fortes venues d'eau ou pression importante dans du rocher de bonne tenue à joints sans remplissage 	0,50	2,5-10,0
<ul style="list-style-type: none"> • Fortes venues d'eau ou pression importante, débouillages fréquents 	0,3	2,5-10,0
<ul style="list-style-type: none"> • Très fortes venues d'eau lors des tirs, diminuant ensuite avec le temps 	0,20 - 0,10	> 10,0
<ul style="list-style-type: none"> • Très fortes venues d'eau ou pressions très importantes sans réduction notable avec le temps 	0,10 - 0,05	> 10,0

Notes : (i) les 4 derniers indices sont des estimations grossières. Augmenter la valeur de Jw 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.

Tableau.32 Paramètre SRF (Stress Reduction Factor) Description et indices

SRF (Stress Reduction Factor)

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_c / 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 σ_c . Pour $\sigma_1/\sigma_3 > 10$, réduire σ_c à 0.5 σ_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

Valeur de Q et qualité du massif rocheux

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

Tableau.33 Coefficient ESR (Excavation Support Ratio) pour divers types d'ouvrages souterrains

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

3.3. Prédimensionnement du soutènement à partir de la classification de N. BARTON:

N. BARTON propose d'évaluer le soutènement des piédroits et les soutènements provisoires de la même façon en utilisant les indications ci-dessous.

3.3.1 Soutènement définitif des piédroits:

Le plus souvent et pour des conditions moyennes de rocher on applique le dispositif prévu pour la voûte en multipliant par 1,5 la maille des ancrages et par 2/3 l'épaisseur de béton projeté. Si la roche est mauvaise, le même dispositif sera appliqué aux piédroits et même au radier. Les parois de grande hauteur sont à considérer en particulier. Une méthode empirique consiste aussi à multiplier l'indice Q d'une valeur de 5 si $Q > 10$, d'une valeur de 2,5 si Q est compris entre 0,1 et 10, et à conserver la valeur de Q si $Q < 0,1$.

On obtient ainsi l'indice de qualité en piédroits Q_p qui remplace la valeur - de Q sur la figure 3.5. Pour le calcul de la dimension équivalente D_e , on considère la hauteur de l'excavation.

3.3.2 Soutènement provisoire:

N. BARTON pense que l'on obtient une estimation réaliste en remplaçant : ESR par $1,5 \cdot ESR$
 Q (voûte) par $5 \cdot Q$ (voûte)
 Q_p (piédroits) par $5 \cdot Q_p$ (piédroits).

• Légende:

sb - (Spot bolting) boulonnage local

B - (Systematic bolting) boulonnage systématique suivi de l'écartement des boulons en m

(utg) - (Untensioned, grouted) passif, injecté

(tg) - (Tensioned) précontraint (coquille à expansion pour les massifs résistants, scellement au coulis et post-contraint pour les massifs très médiocres - voir note XI)

S - (Shotcrete) béton projeté suivi de l'épaisseur en cm

(mr) - (Mesh reinforced) treillis soudé

clm - (Chain link mesh) grillage

CCA - (Cast Concrete Arch) revêtement en béton coffré suivi de l'épaisseur en cm (sr) - (Steel reinforced) armature acier

Nota : Les boulons sont supposés être de $\phi 20$ mm.

Tableau.34 Méthode de N. BARTON Soutènement des massifs de qualité "excellente, extrêmement bonne, très bonne, bonne" Q = 1 000 à 10

Catégorie Soutènement	Facteurs déterminants			Soutènement	Voir Notes
	$\frac{RQD}{J_n}$	$\frac{J_r}{J_a}$	$\frac{\text{Portée}}{\text{ESR}}$		
1*	-	-	-	sb (utg)	-
2*	-	-	-	sb (utg)	-
3*	-	-	-	sb (utg)	-
4*	-	-	-	sb (utg)	-
5*	-	-	-	sb (utg)	-
6*	-	-	-	sb (utg)	-
7*	-	-	-	sb (utg)	-
8*	-	-	-	sb (utg)	-
9	≥ 20	-	-	sb (utg)	-
	< 20	-	-	B (utg) 2,5-3 m	
10	≥ 30	-	-	B (utg) 2-3 m	-
	< 30	-	-	B (utg) 1,5-2 m + clm	
11*	≥ 30	-	-	B (tg) 2-3 m	-
	< 30	-	-	B (tg) 1,5-2 m + clm	
12*	≥ 30	-	-	B (tg) 2-3 m	-
	< 30	-	-	B (tg) 1,5-2 m + clm	
13	≥ 10	$\geq 1,5$	-	sb (utg)	I
	≥ 10	$< 1,5$	-	B (utg) 1,5-2 m	I
	< 10	$\geq 1,5$	-	B (utg) 1,5-2 m	I
	< 10	$< 1,5$	-	B (utg) 1,5-2 m + S 2-3 cm	I
14	≥ 10	-	≥ 15 m	B (tg) 1,5-2 m + clm	I.II
	< 10	-	≥ 15 m	B (tg) 1,5-2 m + S (mr) 5-10 cm	I.II
	-	-	< 15 m	B (utg) 1,5-2 m + clm	I.III

Note : La nature du soutènement nécessaire pour les catégories 1 à 8 dépend de la technique d'abattage utilisée. La méthode de découpage fin avec finition à la main peut éliminer le soutènement. Les méthodes plus grossières peuvent: nécessiter l'emploi d'une seule couche de béton projeté, notamment pour les hauteurs d'excavation de plus de 25 m. Les expériences futures devront permettre de distinguer entre les catégories 1 à 8.

Tableau .35 Méthode de N. BARTON Soutènement des massifs de qualité « moyenne » et « médiocre Q = 10 à 1

Catégorie Soutènement	Facteurs déterminants			Soutènement	Voir Notes
	$\frac{RQD}{J_n}$	$\frac{J_r}{J_a}$	$\frac{porté}{ESR}$		
17	>30	-	-	sb (utg)	I
	$\geq 10 \leq 30$	-	-	B (utg) 1-1.5m	I
	<10	-	$\geq 6m$	B (utg) 1-1.5m+S 2-3cm	I
	<10	-	<6m	S 2-3cm	I
18	>5	-	$\geq 10m$	B (tg) 1-1.5m+ CLM	I.III
	>5	-	<10m	B (utg) 1-1.5m+ CLM	I
	≤ 5	-	$\geq 10m$	B (tg) 1-1.5m+ S 2-3cm	I.III
	≤ 5	-	<10m	B (utg) 1-1.5m+ S 2-3cm	I
19	-	-	≥ 20	B (tg) 1-2m+S(mr)10-15cm	I.II.IV
	-	-	<20	B (tg) 1-1.5m+S(mr)5-10cm	I.II
20* Voir note XII	-	-	≥ 35	B(tg)1-2m+S(mr)20-25cm	I.V.VI
	-	-	<35	B(tg) 1-2 m +S(mr)5-10cm	I.II.IV
21 *	≥ 12.5	≤ 0.75	-	B (utg) 1m+S2-3cm	I
	<12.5	≤ 0.75	-	S2.5-5cm	I
		>0.75	-	B (utg) 1m	I
22	$>10 < 30$	$>1,0$	-	B (utg) 1 m+Sclm	I
	≤ 10	>1	-	S2.5-7.5cm	I
	<30	≤ 1	-	B (utg) 1 m+S(mr)2.5-5cm	I
	≥ 30	-	-	B (utg) 1 m	I
23	-	-	$\geq 15m$	B (tg)1-1.5m+S(mr)10-15cm	I.II.IV.V.II
	-	-	<15m	B (utg)1- 1,5 m+S(mr)5-10cm	I
24* Voir note XII	-	-	$\geq 30m$	B (tg) 1-1.5 m+S(mr)15-30cm	1.11I.V.VI
	-	-	<30m	B (tg) 1,5-2 m+ S (mr) 10-15 cm	I.II.IV

4. Geological Strength Index (GSI)

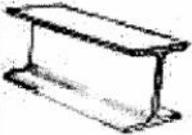
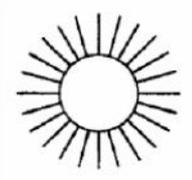
CARACTERISTIQUES DE LA MASSE ROCHEUSE POUR L'ESTIMATION DE LA RESISTANCE		CONDITIONS DE SURFACE				
A partir de l'apparence de la roche, choisir la catégorie qui donne, selon vous, la meilleure description des conditions moyennes de structure in situ. [...] Le critère de Hoek-Brown devrait uniquement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

GSI et qualité du massif rocheux

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

Annexe 2

Capacité maximale approximative des différents systèmes de soutènement installés dans les tunnels circulaires (Hoek, 1998)

Support type	Flange width - mm	Section depth - mm	Weight - kg/m	Curve number	Maximum support pressure $p_{i\max}$ (MPa) for a tunnel of diameter D (metres) and a set spacing of s (metres)
 Wide flange rib	305	305	97	1	$p_{i\max} = 19.9D^{-1.23}/s$
	203	203	67	2	$p_{i\max} = 13.2D^{-1.3}/s$
	150	150	32	3	$p_{i\max} = 7.0D^{-1.4}/s$
 I section rib	203	254	82	4	$p_{i\max} = 17.6D^{-1.29}/s$
	152	203	52	5	$p_{i\max} = 11.1D^{-1.33}/s$
 TH section rib	171	138	38	6	$p_{i\max} = 15.5D^{-1.24}/s$
	124	108	21	7	$p_{i\max} = 8.8D^{-1.27}/s$
 3 bar lattice girder	220	190	19	8	$p_{i\max} = 8.6D^{-1.03}/s$
	140	130	18		
 4 bar lattice girder	220	280	29	9	$p_{i\max} = 18.3D^{-1.02}/s$
	140	200	26		
 Rockbolts or cables spaced on a grid of $s \times s$ metres	34 mm rockbolt			10	$p_{i\max} = 0.354/s^2$
	25 mm rockbolt			11	$p_{i\max} = 0.267/s^2$
	19 mm rockbolt			12	$p_{i\max} = 0.184/s^2$
	17 mm rockbolt			13	$p_{i\max} = 0.10/s^2$
	SS39 Split set			14	$p_{i\max} = 0.05/s^2$
	EXX Swellex			15	$p_{i\max} = 0.11/s^2$
	20mm rebar			16	$p_{i\max} = 0.17/s^2$
	22mm fibreglass			17	$p_{i\max} = 0.26/s^2$
	Plain cable			18	$p_{i\max} = 0.15/s^2$
	Birdcage cable			19	$p_{i\max} = 0.30/s^2$

Support type	Thickness - mm	Age - days	UCS - MPa	Curve number	Maximum support pressure $p_{i\max}$ (MPa) for a tunnel of diameter D (metres)
 Concrete or shotcrete lining	1m	28	35	20	$p_{i\max} = 57.8D^{-0.92}$
	300	28	35	21	$p_{i\max} = 19.1D^{-0.92}$
	150	28	35	22	$p_{i\max} = 10.6D^{-0.97}$
	100	28	35	23	$p_{i\max} = 7.3D^{-0.98}$
	50	28	35	24	$p_{i\max} = 3.8D^{-0.99}$
	50	3	11	25	$p_{i\max} = 1.1D^{-0.97}$
	50	0.5	6	26	$p_{i\max} = 0.6D^{-1.0}$

