

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

ECHAHID CHEIKH LARBI TEBESSI
UNIVERSITY – TEBESSA

UNIVERSITE ECHAHID CHEIKH LARBI
TEBESSI - TEBESSA



جامعة الشهيد الشيخ العربي التبسي-تبسة

Institut des Mines

Thèse

Présentée en vue de l'obtention du diplôme de Doctorat L.M.D en Mines

Option : Mines

Méthodologie de soutènement des galeries minières (cas de la mine souterraine de Boukhadra).

Par **BENYOUCEF ALI Ahmed**

Devant le jury composé de :

Président :	DJELLALI Adel	MCA	Université Larbi Tébessi Tébessa
Rapporteur :	HADJI Rihab	Pr	Université Farhat Abbas Sétif
Examineur :	LOUAFI Messaoud	Pr	Université Larbi Tébessi Tébessa
Examineur :	ZAHRI Farid	MCA	Université Farhat Abbas Sétif

2023

Dédicace

*Je tiens à remercier Dieu qui m'a donné la santé et le courage pour aboutir à
la réalisation de ce travail.*

Je dédie ce travail à :

Mes parents ;

Mes frères ;

A ma grande famille ;

A tous mes amis ;

A tous mes collègues.

Benyoucef Ali Ahmed

Remerciement

Je remercie tout d'abord ALLAH Le Miséricordieux qui m'a donné la force et la patience pour terminer ce modeste travail.

*Je tiens à rappeler le souvenir du professeur **GADRI LARBI** mon premier directeur de thèse; c'était un très grand chercheur ainsi qu'une personne extrêmement obnubilée par son travail, il était surtout un homme doué d'humanité. La vie et les hommes ont plié son esprit. A sa mémoire je dédie ma thèse.*



*Je tiens à remercier mon directeur de thèse Pr **HADJI Rihab** pour l'aide qu'il a apporté au cours de ce travail, ses efforts, sa disponibilité et ses conseils précieux.*

Je tiens également à exprimer mon profond respect et ma vive gratitude aux membres du jury, qui m'ont fait l'honneur de participer à la soutenance de ma thèse.

*Le docteur **DJELLALI Adel**, qui a accepté de présider mon jury.*

*Monsieurs : Le professeur **LOUAFI Messaoud**, docteur **ZAHRI Farid**, qui m'ont fait l'honneur et le plaisir d'accepter d'être mes examinateurs.*

*Aussi, je tiens à remercier Prs : **HARKATI EL Haddi**, **DHIB DJalel** et **Aoulmi Zoubir** pour leur Encouragement, leurs conseils avisés et leurs remarques pertinentes.*

*Je tiens à remercier infiniment Dr **ZERZOUR Oussama** pour sa contribution et son soutien.*

Je ne saurais terminer ces remerciements sans les adresser à tout le personnel de la mine de Boukhadra pour leur effort et qui a été en service le long de la période du stage pratique.

BENYOUCEF ALI Ahmed

ملخص

هذا العمل يهدف الى اقتراح منهجية لدعم الاروقة المنجمية المحفورة في كتل الصخور المتصدعة بهدف الوصول إلى أفضل خيار لدعم الأماكن التي يحتمل أن تنهار من خلال تأسيس عملنا على مناهج تجريبية ممثلة بأساليب جيوميكانيكية (RQD و RMR89 و Q-System و UBC) بالإضافة إلى التحليل العددي باستخدام طريقة العناصر المحدودة (PLAXIS 3D V20)، تم تطبيق هذه الطرق على ظروف منجم بوخضرة الجوفي (معرض الطريق على مستوى 1105 م).

الكلمات المفتاحية : كتلة الصخور ، رواق منجمي ، الدعم ، المناهج التجريبية ، الطريقة العددية (FEM).

Résumé

Ce travail fait l'objet de la proposition d'une méthodologie de soutènement des galeries minières creusées dans des massifs rocheux fracturés pour but d'arriver au meilleur choix du soutènement des endroits susceptibles de s'effondrer en basant notre travail sur des approches empiriques représentées par des méthodes géomécaniques (RQD, RMR₈₉, Q-System et UBC) ainsi qu'une analyse numérique à l'aide de la méthode des éléments finis (PLAXIS 3D V20), ces méthodes ont été appliquées sur les conditions de la mine souterraine de Boukhadra (galerie de roulage du niveau 1105m).

Mots clés : Massif rocheux, Galerie minière, Soutènement, Approches empiriques, Méthode numérique (FEM).

Abstract

This work is the subject of the proposal of a methodology for the support of mining galleries dug in fractured rock masses with the aim of arriving at the best choice of support for places likely to collapse by basing our work on empirical approaches represented by geomechanical methods (RQD, RMR₈₉, Q-System and UBC) as well as a numerical analysis using the finite element method (PLAXIS 3D V20), these methods were applied to the conditions of the underground mine of Boukhadra (road gallery at 1105m level).

Keywords : Rock mass, Mining gallery, Support, Empirical approaches, Numerical method (FEM).

Table des matières

Table des matières.....	I
Liste des figures.....	VI
Liste des tableaux.....	XI
Liste des abréviations.....	XIV
Liste des symboles.....	XV
Introduction générale.....	1

Chapitre 1 : Soutènement des galeries minières

Introduction.....	4
1.1 Le soutènement des galeries.....	4
1.1.1 La classification des soutènements des ouvrages miniers horizontaux.....	4
1.1.2 Le rôle du soutènement.....	5
1.2 Les modes de soutènement.....	5
1.2.1 La classification des modes de soutènement.....	5
1.2.2 Les critères de choix du soutènement.....	7
1.2.2.1 Les critères relatifs au terrain encaissant.....	7
1.2.2.2 Les critères relatifs à l'ouvrage et son mode d'exécution.....	7
1.3 Les technologies de soutènement.....	8
1.3.1 Le boisage.....	8
1.3.2 Les cintres et cadres métalliques.....	9
1.3.2.1 Les cintres métalliques lourds.....	12
1.3.2.2 Les cintres métalliques légers.....	12
1.3.3 La technologie du boulonnage.....	12
1.3.3.1 Les boulons à ancrage ponctuel.....	13
1.3.3.2 Les boulons à ancrage réparti.....	14
1.3.3.3 Les boulons à friction ou frottant.....	15
1.3.3.4 Les boulons coulissants.....	15
1.3.4 La technologie du soutènement par béton projeté.....	17
1.3.4.1 Les principaux modes de fonctionnement du béton projeté.....	18
1.4 Synthèse.....	19

Chapitre 2 : Répartition des charges de terrains autour d'une galerie creusée dans un massif rocheux

Introduction.....	20
2.1 Modes de creusement des galeries minières.....	20
2.1.1 Le creusement mécanique.....	21
2.1.1.1 La machine à attaque ponctuelle.....	22
2.1.2 Le creusement à l'explosif.....	24
2.1.2.1 Les avantages et domaine d'emploi.....	26
2.2 La détermination des charges de terrains sur un ouvrage souterrain.....	26
2.2.1 Les méthodes de calcul des pressions horizontales et verticales.....	26
2.2.1.1 La méthode de Terzaghi.....	26
2.2.1.2 La méthode de Martson.....	27
2.2.1.3 La méthode de Bierbäumer.....	28
2.2.1.4 La méthode de Protodiakonov.....	29
2.2.1.5 La méthode de Hoek.....	30
2.2.1.6 La théorie des poids des terres.....	32
2.2.1.7 La méthode convergence-confinement.....	33
2.2.1.7.1 Le principe de la méthode convergence-confinement.....	34
2.2.1.7.2 La construction de la courbe de réaction du terrain.....	35
2.2.1.8 La méthode de Coulomb-Rankine.....	38
2.3 Synthèse.....	39

Chapitre 3 : Structure et comportement mécanique des massifs rocheux

Introduction.....	40
3.1 La structure géométrique des massifs rocheux.....	40
3.2 Les discontinuités.....	41
3.2.1 Les type de discontinuités et origine.....	41
3.2.2 La description des discontinuités.....	44
3.2.3 La morphologie des discontinuités.....	47
3.2.4 Le lever structural d'un massif rocheux.....	48
3.2.4.1 Les orientations des familles de discontinuités.....	49
3.2.4.2 Les fréquences des discontinuités.....	49
3.2.5 Les propriétés mécaniques des discontinuités.....	50
3.3 La masse rocheuse.....	53
3.3.1 La classification géologique des roches.....	53

3.3.2	Le comportement mécanique des roches.....	54
3.3.2.1	Les critères de résistance des roches.....	55
3.3.2.2	La résistance des roches.....	56
3.3.2.3	Le modèle élastoplastique.....	58
3.4	Synthèse.....	59

Chapitre 4 : Classifications géomécaniques des massifs rocheux

Introduction.....	60
4.1 Les classifications géomécaniques.....	60
4.1.1 L'approche de Terzaghi.....	61
4.1.2 L'approche de Lauffer.....	62
4.1.3 Rock quality designation index (RQD).....	64
4.1.4 La classification de Z.Bieniawski : Rock Mass Rating (RMR).....	67
4.1.5 La classification de N. Barton (Q-system).....	72
4.1.6 La méthode RSR.....	75
4.1.7 La méthode de Mathews-Potvin.....	78
4.1.7.1 Le design des ancrages.....	82
4.1.8 La classification GSI.....	83
4.2 Synthèse.....	84

Chapitre 5 : Analyse de la stabilité des galeries minières creusées dans le massif rocheux de Boukhadra

Introduction.....	86
5.1 Le site d'étude (mine de fer de Boukhadra).....	87
5.1.1 La situation géographique.....	87
5.1.2 L'historique de la mine.....	88
5.1.3 La géologie régionale.....	88
5.1.4 La géologie de la mine de Boukhadra.....	89
5.1.4.1 La stratigraphie.....	90
5.1.4.2 La tectonique.....	92
5.1.5 Les travaux de prospection du gisement de fer de Boukhadra.....	94
5.1.6 L'hydrogéologie.....	96
5.2 L'exploitation du minerai de fer de Boukhadra.....	96
5.2.1 L'exploitation à ciel ouvert.....	97

5.2.2	L'exploitation souterraine	97
5.3	Les reconnaissances géotechniques du massif rocheux de Boukhadra (Galerie de roulage du niveau 1105m – Axe principale).....	98
5.3.1	Les problèmes d'instabilité des galeries.....	102
5.3.2	Les essais au laboratoire.....	103
5.3.2.1	Les prélèvement des échantillons et essais au laboratoire.....	104
5.3.2.2	La préparation des échantillons.....	104
5.3.2.3	L'écrasement des éprouvettes.....	106
5.3.3	Les discontinuités du massif de Boukhadra.....	107
5.3.3.1	Les levés de discontinuités.....	107
5.3.3.2	L'analyse des données.....	108
5.4	La classification géomécanique du massif de Boukhadra.....	111
5.4.1	La classification RQD.....	112
5.4.2	La classification RMR (Z.Bieniawski).....	112
5.4.3	La classification de N. Barton (Q-system).....	115
5.4.4	La classification GSI.....	117
5.4.5	La classification Mathews-Potvin	118
5.5	Proposition d'une nouvelle galerie.....	126
5.5.1	L'amélioration naturelle de la stabilité des ouvrages souterrains.....	126
5.6	Synthèse.....	129

**Chapitre VI : Modélisation numérique de la galerie de roulage du niveau 1105m
de la mine souterraine de Boukhadra**

Introduction.....	132
6.1 Les reconnaissances sur le code Plaxis.....	133
6.1.1 L'historique du code Plaxis.....	133
6.1.2 Le code Plaxis 3D.....	134
6.2 La validation numérique des résultats.....	134
6.2.1 Les étapes de création d'un modèle.....	134
6.2.1.1 L'étape d'entrée des caractéristiques générales (Soils).....	135
6.2.1.2 L'étape d'introduction des structures élémentaires.....	137
6.2.1.3 L'étape de génération du maillage.....	139
6.2.1.4 L'étape de calcul (Performing calculations).....	140
6.3 Le soutènement de la galerie du niveau 1105m.....	141

6.3.1	La validation numérique des recommandations empiriques.....	147
6.3.1.1	Les recommandations de la méthode de Z.Bieniawski.....	148
6.3.1.2	Les recommandations de la méthode de N.Barton.....	149
6.3.1.3	Les recommandations de la méthode de Mathews-Potvin.....	150
6.4	Synthèse.....	153
	Conclusion générale.....	154
	Bibliographie.....	156
	Annexes.....	163
	Annexe 1.....	163

Liste des figures

Chapitre 1

Figure 1.1 : Soutènement par bois.....	09
Figure 1.2 : Soutènement par cintres métalliques.....	09
Figure 1.3 : Cintres métalliques de type TH	10
Figure 1.4 : Cintres métalliques de type HEB	11
Figure 1.5 : Cintres métalliques de type UNP	11
Figure 1.6 : Boulons à ancrage ponctuel	14
Figure 1.7 : Boulons à ancrage réparti	14
Figure 1.8 : Schéma du boulon type Swellex	15
Figure 1.9 : Schéma du boulon type D Bolt	16
Figure 1.10 : Schéma de boulonnage du front	16
Figure 1.11 : Schéma de boulonnage du radier	17

Chapitre 2

Figure 2.1 : Machine à attaque ponctuelle	22
Figure 2.2 : Mécanisme de travail d'une machine à attaque ponctuelle ; (a) Bras à attaque radiale, (b) Bras à attaque transversale	23
Figure 2.3 : Jumbo de forage à trois bras	25
Figure 2.4 : Schéma descriptif d'un plan de tir	25
Figure 2.5 : Représentation géométrique des variables utilisées dans les formules de Terzaghi	27
Figure 2.6 : Poussées de terrains selon BIERBAUMER	28
Figure 2.7 : Répartition des charges selon Protodiakonov	29
Figure 2.8 : Taille de la zone plastique en fonction de la pression d'appui.....	31
Figure 2.9 : Déformation du tunnel en fonction de la pression d'appui	31
Figure 2.10 : Théorie des poids des terres	33
Figure 2.11 : Variation du taux de déconfinement suivant l'axe du tunnel	35
Figure 2.12 : Schéma de dérivation de la courbe du terrain	35
Figure 2.13 : Courbe de réaction du terrain montrant la relation entre la pression d'appui et la convergence de la paroi du tunnel	36
Figure 2.14 : Courbe des terrains, phases élastique et plastique	38

Figure 2.15 : Diagramme illustratif de l'état du massif rocheux de Coulomb-Rankine ..	39
--	----

Chapitre 3

Figure 3.1 : Les différentes échelles de modélisation et de représentation d'un massif rocheux.....	41
Figure 3.2 : Joints de stratification	42
Figure 3.3 : Plans de schistosité	42
Figure 3.4 : Failles	43
Figure 3.5 : Diaclases	43
Figure 3.6 : Définition de la direction et du pendage d'un plan,	44
Figure 3.7 : Paramètres d'une discontinuité	46
Figure 3.8 : Modèles géométriques idéalisés des discontinuités	47
Figure 3.9 : Profils de rugosité et valeurs correspondantes du JRC	48
Figure 3.10 : Mesure de la fréquence des discontinuités	50
Figure 3.11 : Paramètres de déformabilité d'une discontinuité : (a) Raideur normale K_n , (b) Raideur tangentielle K_s	51
Figure 3.12 : Comportement d'un joint en cisaillement	52
Figure 3.13 : Critère de rupture	53
Figure 3.14 : Principales phases du comportement d'une roche au cours d'un essai de compression simple	54
Figure 3.15 : Critère de résistance de Mohr-Coulomb	58
Figure 3.16 : Comportement élastoplastique ;(a) parfait, (b) écrouissage positif, (c) écrouissage négatif	59

Chapitre 4

Figure 4.1 : Classification des massifs rocheux à partir d'une relation entre la portée active et le temps de portance	63
Figure 4.2 : Paramètres de la méthode de classification de Lauffer 1958.....	64
Figure 4.3 : Procédure de mesure et de calcul du RQD	65
Figure 4.4 : Diagramme du soutènement de la méthode RQD	67
Figure 4.5 : Impact de la résistance à la compression	68
Figure 4.6 : Impact du paramètre RQD	68
Figure 4.7 : Impact d'espacement entre discontinuités	69
Figure 4.8 : Relation entre Q, De et les catégories de soutènement	75

Figure 4.9 : Diagramme de soutènement	77
Figure 4.10 : Une version de l'abaque de Mathews-Potvin	78
Figure 4.11 : Détermination du facteur A	80
Figure 4.12 : Détermination du facteur d'ajustement de l'effet du joint critique B	80
Figure 4.13 : Détermination du facteur C : (a) en fonction de l'inclinaison de la surface étudiée pour des ruptures par gravité (Potvin et Hadjigeorgiou [2001]) ; (b) en fonction de l'inclinaison du joint critique pour des ruptures en glissement	81
Figure 4.14 : Modification pour déterminer le facteur C par Hadjigeorgiou et al. (1995) pour la rupture en glissement	81
Figure 4.15 : Abaque de la densité des ancrages	82

Chapitre 5

Figure 5.1 : Situation géographique de Boukhadra	87
Figure 5.2 : Carte géologique de djebel Boukhadra	89
Figure 5.3 : Colonne stratigraphique des monts du Mellègue	92
Figure 5.4 : Coupe transversale dans l'anticlinal de Boukhadra	93
Figure 5.5 : Trois coupes transversales dans l'anticlinal de Boukhadra	93
Figure 5.6 : Morphologie du corps minéralisé	95
Figure 5.7 : Plan général de Boukhadra	97
Figure 5.8 : Vue isométrique de la mine souterraine de Boukhadra	98
Figure 5.9 : Caractéristiques géométriques de la galerie de base du niveau 1105m ; (1) Orientation de la galerie ; (2) Hauteur de la galerie ; (3) largeur de la galerie ; (4) Espacement des cintres.....	99
Figure 5.10 : Les éléments constitutifs du soutènement de la galerie du niveau 1105m de Boukhadra ; (1) Garnissage (bois) ; (2) Parois ; (3) Planches (métallique) ; (4) Cintres ; (5) Assemblage ; (6) Entretoise métallique.....	100
Figure 5.11 : Schéma représentatif du tracer de la galerie principale du niveau 1105 m	100
Figure 5.12 : Coupe horizontale de la galerie du niveau 1105m.....	101
Figure 5.13 : Exemple de mesure d'orientation des axes.....	102
Figure 5.14 : Eboulement dans la galerie de la 4ème phase (niveau 1045m).....	103
Figure 5.15 : Carottier rotatif.....	105
Figure 5.16 : Exemple d'échantillons carottés.....	105
Figure 5.17 : Exemple d'écrasement d'un échantillon.....	106

Figure 5.18 : Levé d'un plan d'une discontinuité (Calcaire).....	107
Figure 5.19 : Prélèvement des paramètres des discontinuités du massif de Boukhadra. Dont : (a) Ligne de mesure de la géométrie des discontinuités dans le faciès du calcaire, (b) Discontinuité dans le faciès calcaire gypsifère, (c) Position des strates du massif de Boukhadra.....	108
Figure 5.20 : Répartition des discontinuités dans les différentes formations géologiques traversées par la galerie du niveau 1105m. Dont : a = calcaire, b = calcaire gypsifère, c = calcaire marneux, d = calcaire minéralisé, e = minerai de fer, f = marne grise, g = marne jaune, i = marne minéralisée.....	109
Figure 5.21 : Représentation 2D des familles de discontinuités du massif de Boukhadra	110
Figure 5.22 : Représentation 3D des familles de discontinuités du massif de Boukhadra	111
Figure 5.23 : Application du diagramme de N. Barton sur les conditions de la mine souterraine de Boukhadra.....	116
Figure 5.24 : Paramètres du nombre de stabilité N' : (a) Détermination du facteur A, tirée de Potvin (1988), (b) Détermination du facteur d'ajustement de l'effet du joint critique B (adaptée de Potvin 1988), (c) Détermination du facteur de gravité	119
Figure 5.25 : Application de l'abaque de stabilité de Mathews-Potvin sur la galerie du niveau 1105m de Boukhadra	121
Figure 5.26 : Abaque de la densité des ancrages	123
Figure 5.27 : Creusement des galeries en relation avec les plans de discontinuités du massif de Boukhadra.....	126
Figure 5.28 : Coupe horizontale des galeries (a- actuelle, b- proposée) du niveau 1105m	127
Figure 5.29 : Position des formations géologiques du massif de Boukhadra (a-galerie actuelle, b-galerie proposée)	129

Chapitre 6

Figure 6.1 : Organigramme du chapitre de la validation numérique.....	133
Figure 6.2 : Fenêtre des propriétés générales du modèle.....	135
Figure 6.3 : Fenêtre des propriétés générales du matériau.....	136
Figure 6.4 : Exemple d'un modèle de masse PLAXIS 3D V20.....	136
Figure 6.5 : Modèle numérique d'une galerie creusée dans un massif rocheux.....	137
Figure 6.6 : Installation des cintres métalliques.....	138

Figure 6.7 : Exemple d'un modèle d'une couche de béton.....	138
Figure 6.8 : Exemple d'une installation d'un système de boulonnage.....	139
Figure 6.9 : Représentation du maillage d'un modèle.....	140
Figure 6.10 : Déplacements totaux sans soutènement du minerai de fer (Galerie actuelle)	142
Figure 6.11 : Déplacements totaux des parois sans soutènement de la marne minéralisée (Galerie actuelle).....	143
Figure 6.12 : Déplacements totaux des parois sans soutènement de la marne minéralisée (Galerie proposée).....	143
Figure 6.13 : Déplacements totaux des parois sans soutènement du minerai de fer (Galerie proposée).....	144
Figure 6.14 : Histogramme de déplacements.....	145
Figure 6.15 : Direction des déformations de la zone susceptibles de s'effondrer.....	146
Figure 6.16 : Répartition des charges autour de la galerie creusée.....	146
Figure 6.17 : Répartition des zones plastiques causées par la création des vides souterrains.....	147
Figure 6.18 : Déplacements totaux des parois soutenus (marne grise).....	148
Figure 6.19 : Déplacements totaux autour de la galerie soutenue (marne minéralisée)...	149
Figure 6.20 : Déplacements totaux sans soutènement (marne minéralisée).....	150
Figure 6.21 : Déplacements totaux autour des parois soutenus (marne jaune).....	151
Figure 6.22 : Histogramme de déplacements après le soutènement.....	152

Liste des tableaux

Chapitre 1

Tableau 1.1 : Caractéristiques des cintres métalliques de type TH	10
Tableau 1.2 : Caractéristiques des cintres métalliques de type HEB	10
Tableau 1.3 : Caractéristiques des cintres métalliques de type UNP	11

Chapitre 2

Tableau 2.1 : Classifications des machines d'attaque ponctuelle	24
Tableau 2.2 : Coefficient de résistance f des roches (M. Protodiakonov).....	30

Chapitre 3

Tableau 3.1 : Classes d'espacement des discontinuités	45
Tableau 3.2 : Classification des ouvertures des discontinuités	46
Tableau 3.3 : Classes et description suivant le nombre de familles de discontinuités	50
Tableau 3.4 : Classes de raideur (inverse de la déformabilité) de la matrice rocheuse ...	55
Tableau 3.5 : Modules de Young et coefficient de Poisson pour quelques roches	56
Tableau 3.6 : Valeurs représentatives de la cohésion et de l'angle de frottement interne des roches intactes	57

Chapitre 4

Tableau 4.1 : Systèmes de classification des massifs rocheux	61
Tableau 4.2 : Hauteur de terrain décomprimé au-dessus d'un tunnel	62
Tableau 4.3 : Description d'état de stabilité des ouvrages souterrains (Lauffer [1958]).	63
Tableau 4.4 : Corrélation entre l'indice RQD et la qualité du massif rocheux	66
Tableau 4.5 : Comparaison entre le RQD et les exigences du soutènement	66
Tableau 4.6 : Classification des discontinuités à partir de leurs conditions	69
Tableau 4.7 : Classes de rocher suivant la classification de Z. Bieniawski 1989.....	70
Tableau 4.8 : Paramètres de classification des roches et notes de pondération	71
Tableau 4.9 : Ajustement pour l'orientation des joints	71
Tableau 4.10 : Notes d'ajustement pour l'orientation des joints	71
Tableau 4.11 : Recommandations du soutènement d'après Z. Bieniawski.....	72
Tableau 4.12 : Valeur de Q et qualité du massif rocheux	74

Tableau 4.13 : Cote de la structure rocheuse : Paramètre A : Géologie générale de la région	76
Tableau 4.14 : Paramètre B : distribution des joints et de creusement	76
Tableau 4.15 : Rock Structure Rating : Paramètre C : eaux souterraines, conditions des joints	77
Tableau 4.16 : Note du GSI et qualité du rocher	83

Chapitre 5

Tableau 5.1 : Profondeurs moyennes et angles de pendages du gite exploité en souterrain	95
Tableau 5.2 : Les caractéristiques de la galerie du niveau 1105 m (axe principal).....	101
Tableau 5.3 : Récapitulatif des caractéristiques physico-mécaniques du massif rocheux de Boukhadra.....	107
Tableau 5.4 : Les paramètres des différentes familles des discontinuités du massif de Boukhadra.....	109
Tableau 5.5 : Rassemblement des familles de discontinuités.....	110
Tableau 5.6 : Classification du massif rocheux de Boukhadra par la méthode RQD.....	112
Tableau 5.7 : La classification du massif rocheux de Boukhadra (RMR-System).....	113
Tableau 5.8 : Le soutènement recommandé par la méthode RMR.....	113
Tableau 5.9 : Effet des discontinuités sur la stabilité du massif de Boukhadra (RMR-system).....	114
Tableau 5.10 : Classification du massif rocheux de Boukhadra (Q-system).....	115
Tableau 5.11 : Impact des discontinuités sur la qualité du massif de Boukhadra (Q-system).....	117
Tableau 5.12 : Classification du massif rocheux de Boukhadra par la méthode GSI....	118
Tableau 5.13 : Résultats d'application de la méthode Mathews-Potvin sur les conditions de la mine souterraine de Boukhadra.....	120
Tableau 5.14 : Redimensionnement des ouvrages souterrains par la méthode UBC.....	122
Tableau 5.15 : Design du soutènement proposé par la méthode UBC.....	124
Tableau 5.16 : Classification du massif rocheux de Boukhadra par la méthode UBC	125
Tableau 5.17 : Comparaison d'ajustement entre la galerie du niveau 1105m actuelle et une nouvelle galerie proposée.....	127

Tableau 5.18 : Comparaison de résultats des classifications (galerie actuelle et galerie proposée).....	128
--	-----

Chapitre 6

Tableau 6.1 : Caractéristiques physico-mécaniques des modèles numériques.....	142
Tableau 6.2 : Déplacements des parois de la galerie du niveau 1105m (sans soutènement).....	144
Tableau 6.3 : Les paramètres du cintre utilisé.....	148
Tableau 6.4 : Propriétés du soutènement appliqué.....	149
Tableau 6.5 : Caractéristiques du soutènement recommandé par la méthode UBC.....	150
Tableau 6.6 : Récapitulatif des déplacements totaux autour de la galerie du niveau 1105m.....	151

Liste des abréviations

AFTES: Association Française des Tunnels et de l'Espace Souterrain;

GT: Groupe de travail ;

BK: Boukhadra ;

JRC : Coefficient de rugosité des joints ;

JCS: Résistance à la compression des parois du joint;

CFMR-MMR: Comité français de mécanique des roches-Manuel de la mécanique des roches ;

NATM : Nouvelle méthode autrichienne ;

RQD : Désignation de la qualité de la roche ;

RSR : Classification de la structure rocheuse ;

RMR : Classification de la masse rocheuse ;

BGC : Classification géotechnique de base ;

GSI : Indice de résistance géologique ;

Rmi : Indice de masse rocheuse ;

(Q-system) : Qualité de la masse rocheuse ;

SRF : Facteur de réduction des contraintes dans le massif ;

ESR : Indice de soutènement d'excavation ;

D_e : Dimension équivalente de l'ouvrage ;

N' : Indice de stabilité ;

RH : Rayon hydraulique de l'ouverture

UBC : University british-coloumbia.

Liste des symboles

- γ_{sat} et γ_{unsat} : Poids volumique saturé et non saturé ;
- E : Module de Young ;
- E_m : Module d'élasticité du massif ;
- ν : Coefficient de Poisson ;
- ϕ : Angle de frottement ;
- C : Cohésion ;
- Ψ : Angle de dilatance ;
- U_{tot} : Déplacements totaux ;
- Q' : Indice de classification NGI modifié ;
- A : Facteur de stress ;
- B : Facteur d'ajustement des joints ;
- C : Facteur d'ajustement de la gravité ;
- N' : Nombre de stabilité ;
- H : Profondeur du tunnel et la largeur du cône d'effondrement ;
- B : Largeur du cône d'effondrement ;
- σ_h : Pression horizontale ;
- K_a : Coefficient de poussée ;
- K_0 : Coefficient des terres au repos ;
- h : Hauteur de parabole de charge ;
- f : Coefficient de résistance ;
- d_p : Rayon de la zone plastique ;
- δ_i : Déformation des parois du tunnel ;
- d_0 : Rayon du tunnel ;
- P_i : Pression du soutènement ;
- P_0 : Pression in situ (profondeur*masse volumique) ;
- σ_{cm} : Résistance à la compression du massif rocheux ;
- h_i : Hauteur de la couche i.
- q : Surcharge ;
- σ_0 : Contrainte naturelle dans le massif ;
- λ : Taux de déconfinement ;
- U_{ie} : Déplacement élastique ;

S : Contraintes géostatiques ;
K_A : Coefficient des pressions actives de terre ;
K_P : Coefficient des pressions passives de terre ;
σ_n : Contrainte normale ;
V : Déplacement normal ;
Cr : Cohésion résiduelle ;
Φ_r : Angle de frottement résiduel ;
Φ_b : Angle de frottement de base ;
Φ_{pic} : Angle de frottement dit de pic ;
C_{pic} : Cohésion de pic ;
ε₁ : Déformation axiale ;
ε₃ : Déformation transversale.

INTRODUCTION

GENERALE

Introduction générale

La stabilité des massifs rocheux hétérogènes est un défi fréquemment rencontré par les ingénieurs en mécanique des roches. Lors de la conception d'une galerie profonde, le concepteur doit faire face à un certain nombre de problèmes qui n'existent pas ou sont moins importants dans les ouvrages superficiels. Pour maîtriser les problèmes liés au processus de conception du soutènement de ces excavations souterraines, il est nécessaire d'examiner les concepts de base de la façon dont une masse rocheuse entourant un ouvrage souterrain se déforme et comment le système de soutènement agit pour contrôler la déformation. Une négligence mineure des étapes préparatoires à la conception pourrait avoir des conséquences désastreuses sur les phases de construction et la longévité des galeries.

Lorsque l'état de contraintes est proche du critère de rupture de pic, qui est un critère à court terme, il peut se produire une lente dégradation de la roche qui se traduit par une accélération de la déformation et une diminution de la résistance jusqu'à un critère résiduel. Dans la zone instable, le glissement des joints peut entraîner seulement des déplacements plastiques continus ou au contraire provoquer la rupture en traction des roches et par la suite la chute de blocs.

Des approches empiriques, analytiques et numériques sont couramment utilisées lorsque les ingénieurs confrontent à une analyse des structures souterraines. Les systèmes de classification de la masse rocheuse sont des outils très utiles pour l'étape de conception préliminaire d'un projet minier lorsque très peu d'informations sur la masse rocheuse sont disponibles. Les systèmes de classification des masses rocheuses ont été appliqués avec succès pour estimer les conditions de stabilité et les systèmes de support pour de nombreuses constructions souterraines dans le monde.

Auparavant, le dimensionnement des structures minières était principalement empirique, basé sur la connaissance heuristique géologique et topographique du massif. Les évolutions technologiques ont progressivement transformé les pratiques d'exploitation minière actuelles en sites hautement mécanisés, à grande échelle et très profonds. Des méthodologies avancées notamment en mécanique des roches ont pris le relais dans le domaine de la caractérisation analytique (Tincelin, Sinou, 1962 ; Salamon, Munro, 1967; Hoek, Brown, 1980 ; Brady, Brown, 1993). Puis dans celui de la modélisation physique (Scavia et al, 1993 ; Chambon et al, 1994 ; Renet al, 2010) et numérique (Crouch, Starfield, 1983 ; Starfield, Cundall, 1988 ; Salamon, 1993).

Introduction générale

La modélisation numérique devient une approche intégrale de la conception technique des excavations souterraines modernes, permettant l'évaluation de l'interaction et de la stabilité de la structure rocheuse et aidant au choix optimal de la méthode d'excavation et des mesures de soutènement. La stabilité de la galerie supportée ne dépend pas seulement de la roche environnante, mais également la technique de soutènement.

Ces approches ont permis le meilleur contrôle des facteurs/mécanismes régissant le comportement du massif rocheux hétérogène et discontinu. Ces progrès ont contribué à un dimensionnement plus efficace des structures minières exploitées dans ces massifs. Réduisant ainsi les risques d'instabilité de ces ouvrages et améliorant la sécurité des travailleurs et des équipements à l'intérieur des mines souterraines. Le creusement de ces vides dépend du schéma d'exploitation, de la profondeur des travaux, de la géologie des massifs, des états de contraintes locales, et d'autres facteurs susceptibles de générer des instabilités.

L'objectif de notre étude consiste principalement à choisir au mieux l'implantation des ouvrages miniers horizontaux au sein des massifs rocheux hétérogènes, et à minimiser les risques d'instabilité de ces ouvrages. Notre étude implique une connaissance fine de l'état de contrainte autour de la structure.

Les principales étapes de notre étude consistent la combinaison de différentes méthodes géomécaniques pour mieux contrôler les paramètres de notre site d'étude ; ainsi que la validation numérique des résultats finaux.

Cette thèse comporte six chapitres qui traitent les problèmes de stabilité des ouvrages souterrains horizontaux en analysant la relation entre les galeries minières creusées en profondeur et les caractéristiques intrinsèques des massifs rocheux hétérogènes, cette analyse fait l'objet d'une étude d'un effet des contraintes réparties autour de la galerie de roulage du niveau 1105m en présentant le comportement des parements. L'ensemble des travaux réalisés sera traduit par une caractérisation d'état de stabilité de la galerie en utilisant une étude multi approches présentée par des approches empiriques et celles numériques.

Le premier chapitre synthétise une étude bibliographique consistante qui englobe les différents types de soutènement des galeries minières en présentant leurs exigences, leurs domaines d'application et les limites d'emploi ;

Le deuxième chapitre a pour but d'enrichir nos connaissances sur le processus de creusement des galeries minières, ainsi que les méthodes de calcul des charges de terrains imposées sur les parois des excavations souterraines ;

Le troisième chapitre est basé sur une analyse de la structure et du comportement des massifs rocheux en présentant les paramètres intrinsèques des matrices rocheuses ;

Introduction générale

Le quatrième chapitre est en rapport avec les méthodes de classification des massifs rocheux. Nous exposerons, en premier lieu, les classifications géomécaniques les plus utilisées. Puis, nous présenterons leur utilité, leurs points de faiblesse et les différentes corrélations existantes entre leurs indices.

Le cinquième chapitre présente une description géologique globale, ainsi que les étapes de prélèvement des discontinuités, une application des méthodes géomécaniques (RMR, Q-Système et UBC) sur les conditions de la mine souterraine de Boukhadra. Une tentative d'améliorer la stabilité des excavations souterraines en choisissant le bon sens de creusement par rapport aux plans de fissuration sera effectuée;

Le dernier chapitre vise une validation numérique des résultats obtenus par les méthodes empiriques en vérifiant la stabilité de la galerie de roulage du niveau 1105m, cette analyse s'effectue à travers la méthode des éléments finis en utilisant le code Plaxis 3D.

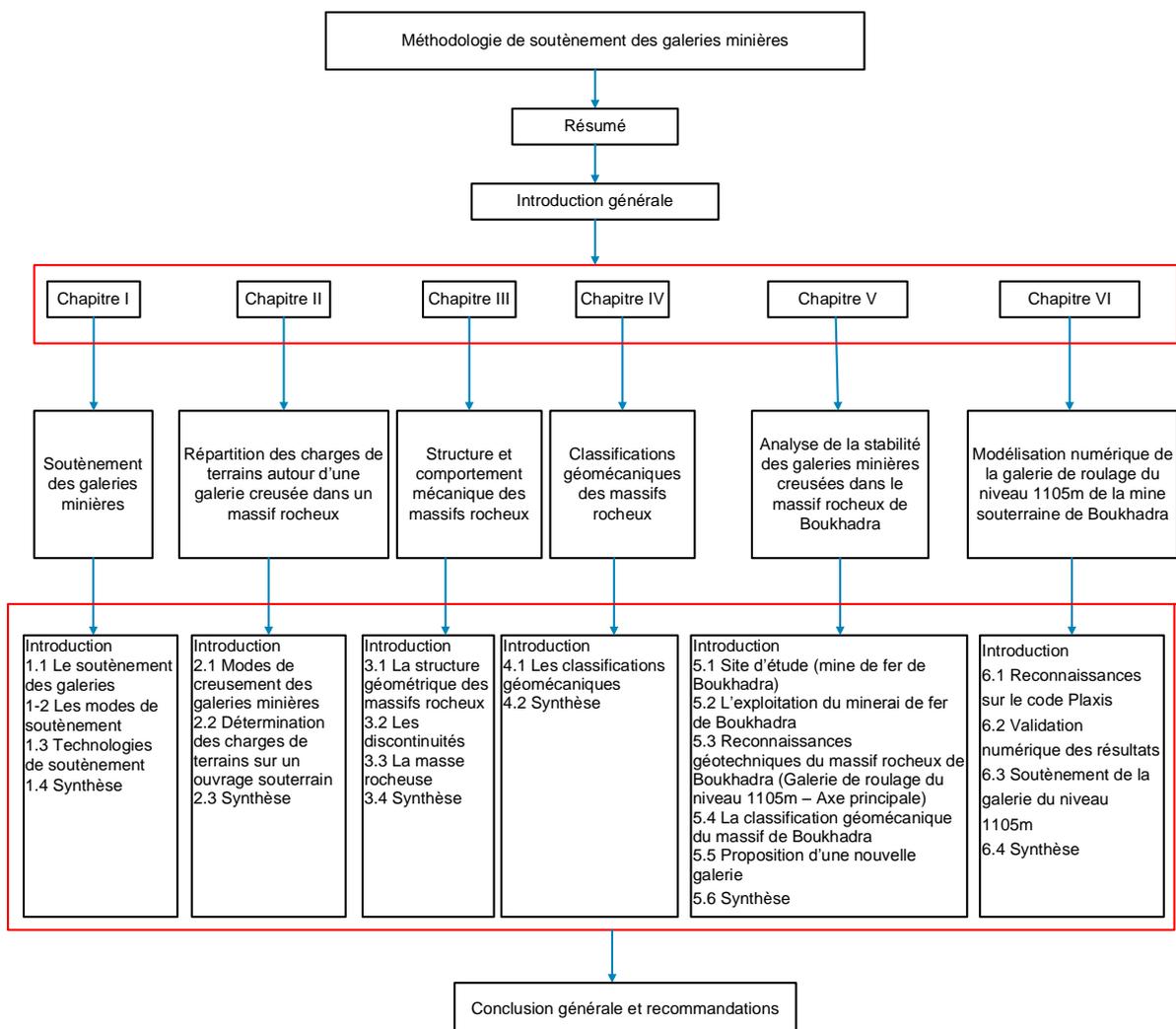


Figure 1 : Récapitulatif des chapitres

Chapitre 1

Soutènement des galeries minières

Introduction

- 1.1 Le soutènement des galeries
- 1.2 Les modes de soutènement
- 1.3 Les technologies de soutènement
- 1.4 Synthèse

Introduction

Les ouvrages miniers excavés profondément dans les massifs rocheux sont des sections soumises à des pressions de terrains affectant leurs stabilités. Provoquant ainsi des déformations importantes qui doivent être contrôlés en installant des supports appropriés (contrôle de la convergence) [1].

La nature du terrain, les spécifications des soutènements, les caractéristiques et le mode d'exécution d'ouvrages sont des paramètres de base d'une étude de stabilité des excavations souterraines. Le choix du type de soutènement approprié doit être fondé sur une base de données fournie par les mesures expérimentales [2].

Dans ce chapitre, nous allons présenter le processus de soutènement des excavations souterraines (galeries minières) en commençant par la description de soutènement et ses exigences, en passant par la suite à la théorie des différentes technologies de soutènement des galeries minières.

1.1 Soutènement des galeries

Le terme soutènement est largement utilisé pour décrire les procédures et les matériaux utilisés pour améliorer la stabilité et maintenir la capacité de charge de la roche près des limites d'excavations souterraines [3].

Conformément à la pratique moderne, une explication sera établie sur le terme soutènement, en utilisant la définition introduite par Windsor et Thompson (1993). Il était une fois la coutume de décrire le soutènement comme étant temporaire ou permanent. Le soutènement temporaire consistait en l'installation d'un soutènement ou d'un renforcement pour garantir des conditions de travail sûres pendant l'exploitation minière. Pendant des siècles, ce soutènement consistait en une forme de boisage. Si l'excavation devait rester ouverte pendant une période prolongée, un soutènement permanent était installé ultérieurement. Assez souvent, le soutènement temporaire était partiellement ou totalement supprimé pour permettre l'installation du soutènement permanent.

1.1.1 Classification des soutènements des ouvrages miniers horizontaux

D'après la nature des soutènements, on peut les classer en deux catégories :

A. Soutènement naturel

La lithologie et la résistance des roches sont des facteurs clés pour affecter la stabilité des excavations souterraines. Si un ouvrage souterrain est creusé dans des roches dures, la pression de soutènement requise pour contrôler la stabilité de la structure peut être très faible. Dans ce cas, l'ouvrage peut même ne pas avoir besoin de support [5]. L'utilisation de la roche en place pour le soutènement de l'excavation est la meilleure façon de concevoir un système de soutien chaque fois que cela est possible. Une roche compétente est définie comme la roche qui, en raison de ses caractéristiques mécaniques et géologiques, est capable de maintenir des ouvertures sans aucun dispositif artificiel [6].

B. Soutènement artificiel

L'application du soutènement artificiel se fait lorsque la roche présente une faiblesse mécanique ou structurale dont elle ne peut pas supporter les contraintes imposées aux parois d'une excavation souterraine.

Les différents types de soutènements artificiels se distinguent en fonction de divers critères. Parmi eux se trouvent le type de matériau de conception (bois ; métal ; béton...ect), de sa durée de vie et de ses caractéristiques mécaniques en termes de rigidité ou de souplesse pour réagir aux charges superficielle du terrain [7].

1.1.2 Rôle du soutènement

Le soutènement est considéré comme un appui qui assure à la fois:

- La protection des personnes ; Parce que l'instabilité présente un risque d'entraîner des accidents graves tant en profondeur qu'en surface ;
- Préservation de la stabilité des parois de la galerie pendant la période d'exploitation ;
- Protection des parois de l'excavation contre la dégradation (altération) [8].

1.2 Modes de soutènement

1.2.1 Classification des modes de soutènement

On distingue essentiellement quatre grands types de soutènement en raison de leur mécanisme de fonctionnement par rapport au terrain.

Chapitre 1 : Soutènement des galeries minières

a. Soutènements agissant par confinement

Les supports fonctionnent par **confinement** au terrain environnant, ce sont essentiellement :

- Le béton projeté seul ;
- Le béton projeté associé à des cintres légers.

b. Soutènements agissant par confinement et armature

Le soutènement fonctionne à la fois en confinement et comme armature du terrain environnant : celui-ci est boulonné, avec ou sans adhérence sur béton projeté, cintres métalliques ou les deux dispositifs simultanément :

- Boulons à ancrage ponctuel (à coquille ou à la résine) ;
- Boulons à ancrage réparti (scellés à la résine ou au mortier) ;
- Barres foncées.

c. Soutènements agissant par supportage

- Cintres lourds ;
- Cintres légers ;
- Plaques métalliques assemblées ;
- Voussoirs en béton ;
- Tubes perforés (voûte parapluie) ;
- Boucliers.

d. Soutènements agissant par consolidation

Les soutènements agissant par consolidation du terrain et modification de ses caractéristiques géotechniques ou hydrologiques :

- Injections de consolidation ;
- Air comprimé ;
- Congélation.

L'action d'appui (supportage) se distingue de l'action de confinement par la résistance relativement plus importante des éléments de support, en limitant les amplitudes de déformation de l'un et de l'autre, et en créant la résistance du support liée à la capacité résistive spécifique de la terre.

Chapitre 1 : Soutènement des galeries minières

En revanche, en fonctionnement confinant, l'appui du soutènement est très limité, tandis que le terrain joue le rôle essentiel, la tâche du soutènement se limite à développer légèrement la contrainte radiale des parois mais généralement capable d'augmenter significativement la résistance tangentielle du terrain et de permettre la formation des voûtes de décharge [9].

1.2.2 Critères de choix du soutènement

Le choix d'un mode de soutènement approprié pour la construction souterraine est une question particulièrement compliquée en raison du nombre considérable de critères qui président à ce choix et de la difficulté de quantifier la plupart d'entre eux. Un seul critère suffit souvent à exclure certaines modes de soutènement.

Les critères à prendre en compte peuvent être classés en deux catégories :

- le terrain environnant à l'ouvrage.
- l'ouvrage et ses conditions de réalisation [10].

1.2.2.1 Critères relatifs au terrain encaissant

La valeur de la charge des terrains agissant sur le support change également avec le déplacement à l'origine de la courbe caractéristique du soutènement, c'est-à-dire avec la déformation des terrains environnants obtenue avant la mise en place du support.

Pour une description efficace d'un massif rocheux, il est nécessaire de prendre en considération les différents paramètres ayant une influence sur la stabilité du rocher. Parmi ces critères, on distingue spécialement :

- La résistance de la roche ;
- Les discontinuités ;
- L'altérabilité ;
- Les conditions hydrologiques ;
- Les contraintes naturelles.

1.2.2.2 Critères relatifs à l'ouvrage et son mode d'exécution

Ce sont essentiellement :

- La géométrie de la cavité (les dimensions et la forme) : Les conditions d'utilisation de la galerie en service déterminent le volume utile nécessaire dont ce dernier dépend de

la circulation et le volume des engins, les installations transitoires (aéragé, électrification et d'autres conduites) ;

- La technique d'abattage : Le traçage dans un massif rocheux en profondeur, surtout s'il n'est pas bien exécuté ébranle le rocher et diminue ses propriétés. Le soutènement nécessaire sera plus important que tout car les secousses sont plus intenses.

1.3 Technologies de soutènement

1.3.1 Boisage

Les soutènements en bois sont utilisés dans les mines souterraines (au cours du creusement des galeries minières). Différents types de bois tels que le bois rouge, le sapin et le pin, ainsi que de nombreux autres types sont utilisés pour la sécurité des excavations souterraines. Le boisage est considéré comme un soutènement léger et peut être facilement coupé, manipulé, transporté et mis sous forme [11].

Les cintres en bois sont aujourd'hui de moins en moins utilisés malgré que le travail du bois a l'avantage de s'adapter à toute forme de creusement, ils sont légers, faciles à installer et économiques. Mais d'un autre côté, ils nécessitent une main-d'œuvre hautement qualifiée, un entretien rigoureux contre la dégradation de ces propriétés mécaniques ainsi qu'une faible valeur de récupération. Le boisage est généralement utilisé pour des faibles sections.

Actuellement, leur emploi est limité dans les mines à l'exception de quelques opérations dont on cite :

- Soutènement des galeries de reconnaissance ;
- Dans le cas d'ouvrages de section irrégulière ou variable et de faible longueur ;
- Soit en cas de rencontre imprévu de terrain très instable nécessitant une intervention immédiate ;
- Soit à titre de renforcement d'ouvrage existant [8].



Figure 1.1 : Soutènement par bois [12]

1.3.2 Cintres et cadres métalliques

Les cintres métalliques sont définis comme des cadres métalliques sous forme d'arcs disposés dans la section transversale d'excavation et leurs membrures placés le long des parois où elles sont calées, soit directement, soit par l'intermédiaire de la couche de blindage.

Une installation d'une unité de cintre est caractérisée par une structure rigide de nature discontinue, non liée de manière intangible au terrain, où cette installation peut être comme un élément de protection contre la chute de blocs disloqués, soutènement et renforcement.



Figure 1.2 : Soutènement par cintres métalliques

Chapitre 1 : Soutènement des galeries minières

Indépendamment de leurs exigences d'emploi, on peut distinguer un grand nombre de types différents de cintres en fonction de leurs formes et de leurs capacités de portance.

Parmi les cintres utilisés pour le soutènement d'excavations souterraines, on peut présenter ceux les plus répandus comme suit :

Tableau 1.1 : Caractéristiques des cintres métalliques de type TH [13]

Paramètre	Symbol	Unité	TH21	TH25	TH29	TH36
Poids	m	Kg/m	21	25	29	36
Hauteur du profil	H	mm	108	118	124	138
Largeur du profil	B	mm	124	135	151	171
Axe neutre	e	mm	52	58	58	69
Module de section	W _x	cm ³	61	80	94	136

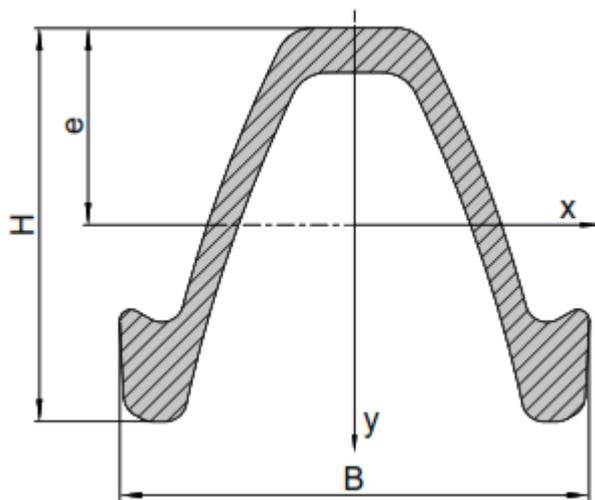


Figure 1.3 : Cintres métalliques de type TH [13]

Tableau 1.2 : Caractéristiques des cintres métalliques de type HEB [13]

Paramètre	Symbol	Unité	HEB100	HEB120	HEB140
Poids	m	Kg/m	20.9	27.4	34.5
Hauteur du profil	H	mm	100	120	140
Largeur du profil	B	mm	100	120	140
Module de section	W _x	mm	89.9	144	216
	W _y	cm ³	33.5	52.9	78.5

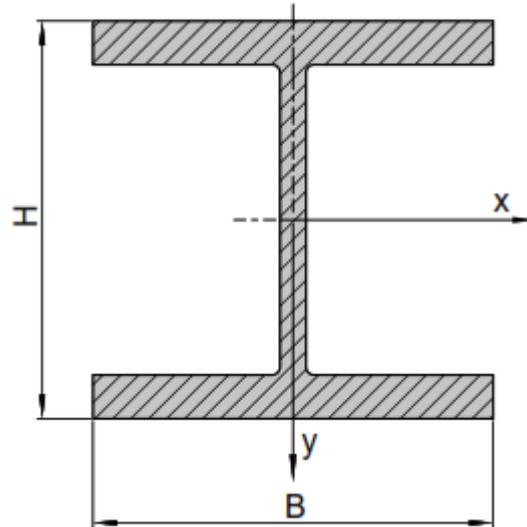


Figure 1.4 : Cintres métalliques de type HEB [13]

Tableau 1.3 : Caractéristiques des cintres métalliques de type UNP [13]

Paramètre	Symbol	Unité	UNP80	UNP100	UNP120	UNP140	UNP160	UNP180
Poids	M	Kg/m	8.6	10.6	13.4	16.4	18.8	22
Hauteur du profil	H	Mm	80	100	120	140	160	180
Largeur du profil	B	Mm	45	50	55	60	65	70
Axe neutre	E	Mm	1.45	1.55	1.6	1.75	1.84	1.92
Module de section	W_x	cm^3	6.4	8.5	11.1	14.8	18.3	22.4

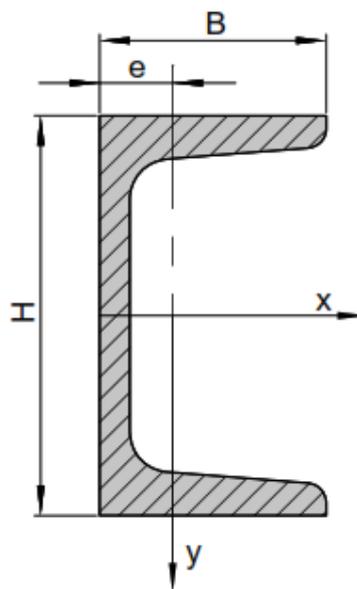


Figure 1.5 : Cintres métalliques de type UNP [13]

1.3.2.1 Cintres métalliques lourds

Ils sont conçus comme un soutènement par supportage. Ils sont utilisés généralement comme dispositifs de soutènement ou de renforcement. En raison de leur inertie, ils sont en effet en mesure dans la plupart des cas et s'ils sont correctement appuyés et bloqués, de ralentir et de limiter les déformations et par la suite de stabiliser les parois de l'excavation [14]. Chaque cintre se compose de plusieurs éléments dont le nombre peut varier de deux à une dizaine suivant les dimensions de la galerie, Les dimensions des éléments de cintres sont définies en fonction du type de cintres, de leur mise en place et en fonction du mode de réalisation de l'ouvrage. L'espacement des cintres est dicté par la qualité du terrain et sa tenue, il est généralement compris entre 0,80 m et 1,50 m [15].

On réalise parfois un blindage ou un remplissage entre les cintres pour trois raisons principales :

- Pour éviter que le terrain ne s'éboule sous le voutain naturel (rôle protecteur);
- Pour répartir les charges sur les éléments porteurs lorsque le terrain ne permet pas d'avoir un effet de voûte suffisant (blindage lourd);
- Pour éviter un effet "domino" en cas d'effondrement au front de taille (rôle d'écartement et de maintien) [16].

1.3.2.2 Cintres métalliques légers

Les cintres métalliques légers sont constitués de profilés spéciaux généralement de forme U, ils ont une capacité de portance limitée par rapport aux cintres lourds et ils présentent une grande déformabilité [14].

1.3.3 Technologie du boulonnage

Le principe de renforcer les parements à partir d'une inclusion des matériaux appropriés est connu depuis l'Antiquité. La technologie du boulonnage est depuis longtemps d'usage courant. Les innovations notables qui peuvent intéresser dans la période récente concernent les évolutions technologiques des matériels (boulons à ancrages ponctuels, ancrages réparti et boulons à friction), et les évolutions des méthodes de mesure et d'analyse des sollicitations des ouvrages.

Le système d'installation des barres d'acier remonte aux années 1950 et s'est développé dans les gisements sédimentaires aux États-Unis, puis en France dans les Mines de fer. Il s'agissait alors de boulons à ancrage ponctuel, dont l'utilisation dans les mines de charbon rencontra quelques problèmes et restait encore limitée.

Depuis l'apparition dans les années 1960, des boulons à scellement repart, fixés à la résine, que ce mode de soutènement a pris sa place dans le domaine de stabilisation des terrains. Il s'accompagnait d'une recherche très complète qui a permis de délimiter les domaines d'utilisation et les meilleures pratiques [17].

Le soutènement boulonné diffère du soutènement ordinaire parce que :

- Il donne au terrain une rigidité et une résistance supplémentaires;
- Il introduit dans le terrain des contraintes supplémentaires [18].

1.3.3.1 Boulons à ancrage ponctuel

Ils consistent en une tige qui est tendue entre l'ancre au fond du trou et l'extrémité bloquée du côté opposé (la tête bloquée en parement). L'ancrage est couramment un ancrage à expansion constitué de deux demi-coquilles qui se bloquent au terrain en s'écartant. Le principe de fonctionnement est fondamentalement toujours le même (un cône fixé à la tige est entraîné à l'intérieur d'une coque conique à plusieurs branches, forcé de s'écarter avec l'avancée du cône et s'ancre ainsi à la paroi du trou) [19].

Afin d'avoir une bonne mise en tension des boulons (précontrainte), il est nécessaire de bien serrer l'écrou de tête. Les principales variations concernent la technologie d'extension de coque, le nombre de branches de la coque, le matériau de leur construction et l'état de leur rugosité de surface, et leur taille.

Le principal avantage de l'ancrage ponctuel est sa rapidité d'exécution ainsi que son effet immédiat, cependant cet effet ne se maintient dans le temps que si la roche ne flue pas à proximité de l'ancrage [20].

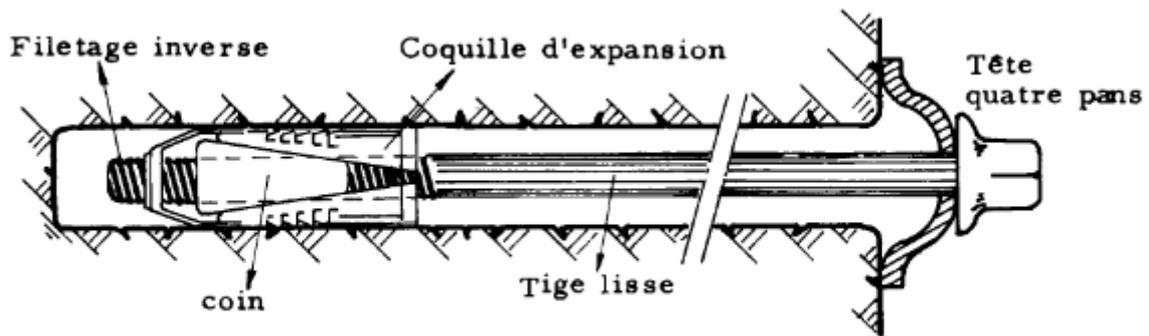


Figure 1.6 : Boulons à ancrage ponctuel [21]

1.3.3.2 Boulons à ancrage réparti

Cette catégorie comprend le scellement de tiges métalliques ou d'autres outils sur toute la longueur du trou d'ancrage à l'aide de la résine, du mortier de ciment ou de coulis.

Ces boulons sont généralement plus rigides que les ancrages ponctuels, et ont tendance à bloquer plus rapidement le glissement ou le cisaillement des milieux discontinus traversés par le boulon.

Les principales différences portent sur la forme et la matière de la tige (différentes qualités d'acier, lisses ou nervurées, fibre de verre, câbles d'ancrage, boulons repliables constitués d'éléments rigides articulés [22]).

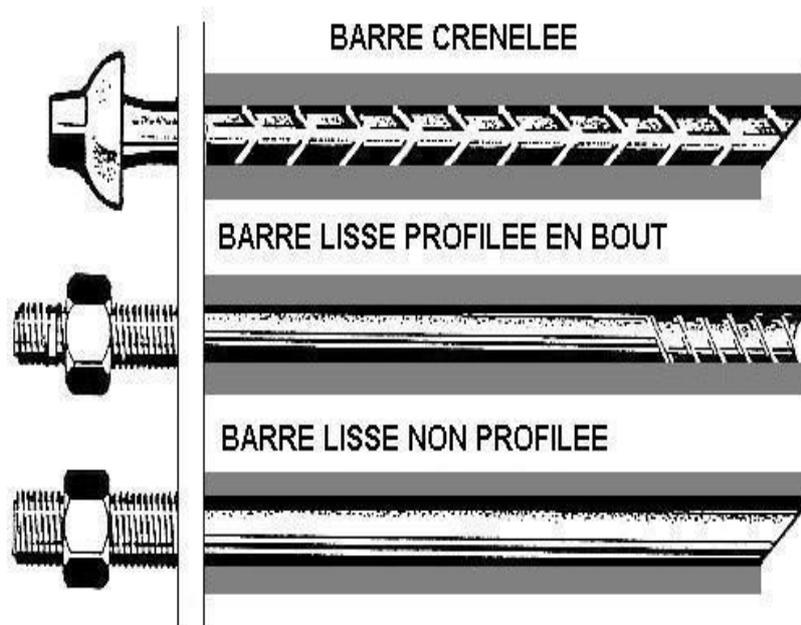


Figure 1.7 : Boulons à ancrage réparti [23]

1.3.3.3 Boulons à friction ou frottant

Ce type de boulon est similaire au style traditionnel " brochage " utilisé dans les mines de charbon. Ce sont des "tubes" métalliques dont la liaison au terrain se résulte à partir d'un frottement entre les parois du trou et le métal, et s'exerce par la dilatation radiale du tube. Cette extension provient :

Soit par inclusion d'un tube à diamètre supérieur au diamètre du trou dans lequel il pénètre en force (cas du Split-Set).

Eventuellement mise sous pression temporaire de l'eau à l'intérieur du tube en le forçant contre la paroi du terrain (cas du Swellex). La résistance à l'arrachement est essentiellement proportionnelle à la longueur du boulon, en restant évidemment inférieure à la limite de rupture par traction du métal [19].

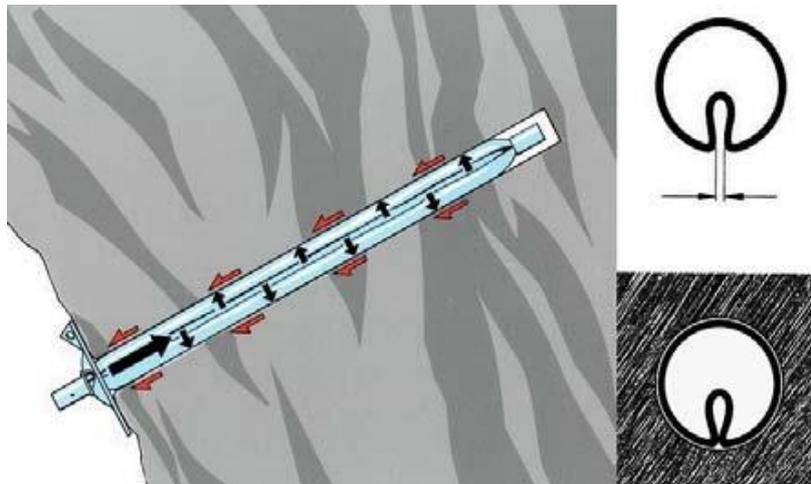


Figure 1.8 : Schéma du boulon type Swellex [24]

1.3.3.4 Boulons coulissants

La performance parfaite d'une installation de soutènement est qui peut résister à la forte pression exercée sur les parois de l'excavation souterraine nécessitant des forces d'appui plus élevées, et en même temps vient avec la bonne flexibilité pour les mouvements du terrain.

Diverses conceptions de "boulons coulissants" ont été développées et testées au fil des années montrant de meilleures conditions de support tout en posant le problème du coût élevé. Il existe des boulons coulissants qui s'adaptent aux conditions de rupture sévères de la roche, par exemple (type Cone Bolt) où les forces générées par la déformation sévère de la roche sont transmises à la tige à travers la plaque d'ancrage, afin que ces forces atteignent la limite

de fonctionnement en engrage réparti, un revêtement spécial de la tige favorise le glissement [25].

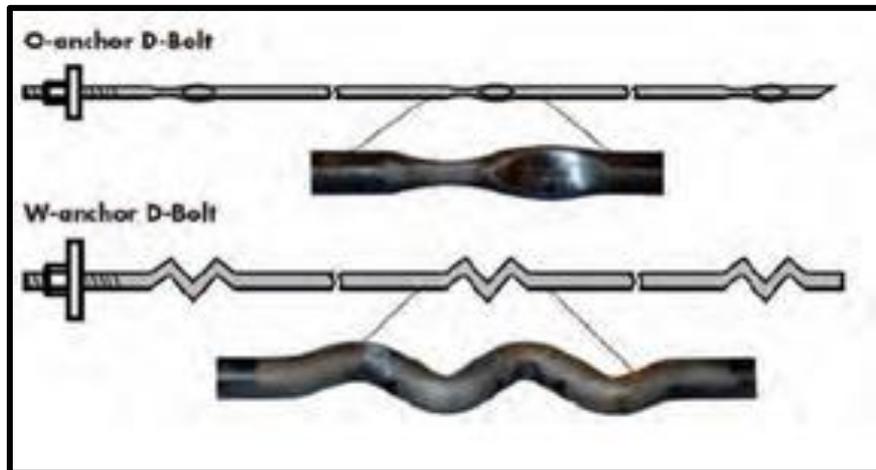


Figure 1.9 : Schéma du boulon type D Bolt [19]

a. Boulonnage de front

L'inclusion des boulons dans un sens perpendiculaire au front donne une opportunité à éviter la déformation du front de taille. Les boulons se caractérisent par une grande capacité de destruction due au matériau de fabrication (fibre de verre scellée avec du mortier de ciment sur toute leur longueur) ce qui facilite le creusement ultérieur.

La longueur préférable des boulons utilisés doit être entre 1,5 et 2 fois le diamètre de l'excavation.

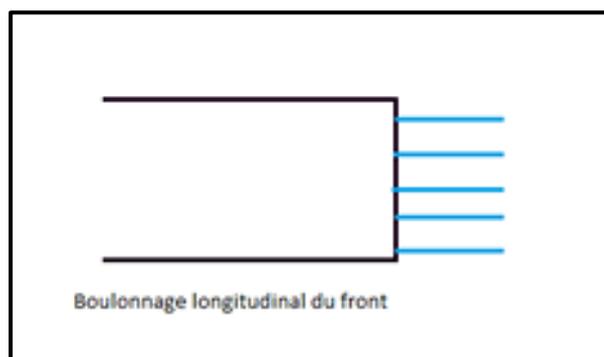


Figure 1.10 : Schéma de boulonnage du front [19]

b. Boulonnage de radier

La tâche du renforcement du radier d'un terrain gonflant favorise l'utilisation des boulons métalliques ou en fibre de verre.

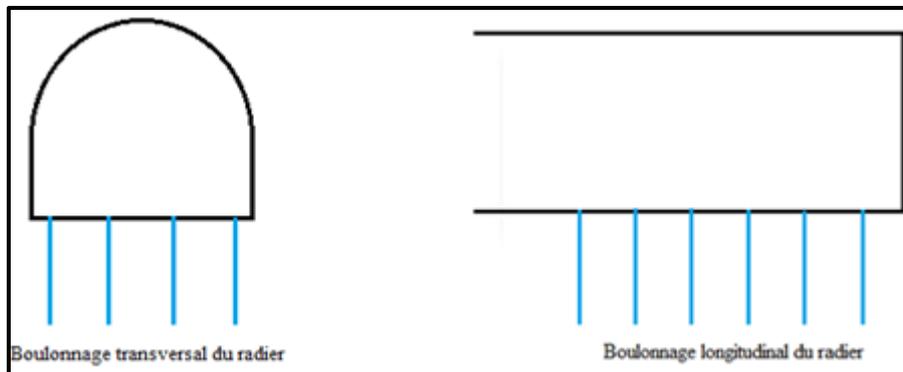


Figure 1.11 : Schéma de boulonnage du radier [19]

c. Missions du boulonnage

Le boulonnage sert à :

- Limiter les convergences des parois des ouvrages en profondeur ;
- renforcer les terrains susceptibles de s'effondrer ;
- Conforter les caractéristiques intrinsèques du massif, dont il doit interrompre le mouvement [22].

1.3.4 Technologie du soutènement par béton projeté

L'emploi du béton projeté comme matériau de soutènement en souterrain a connu un développement considérable au cours des dernières années, la résistance du terrain encaissant peut être augmentée en améliorant les capacités de portance à l'aide d'une épaisseur de béton projeté suffisante à la surface de l'excavation, ce qui crée une peau de confinement. Le béton projeté peut être utilisé seul ou en association avec le boulonnage et /ou les cintres légers, ce qui résulte ce qu'on la connaît par la méthode de construction avec soutènement immédiat (nouvelle méthode autrichienne NMA) [15]. La mise en œuvre du béton projeté se fait à l'aide d'une lance, par projection sur le mur sous l'impulsion pneumatique d'un jet (refoulement).

Il existe deux processus d'application dans le béton projeté, et le choix de celui à utiliser dépend de l'application spécifique et des conditions du site [26] :

a. Projection par voie sèche

Dans cette application, le mélange est transporté pneumatiquement dans un état essentiellement sec de la pompe à la buse, où l'eau est ajoutée. Le lanceur est la clé d'une application réussie car il contrôle l'ajout d'eau [27]. Trop d'eau provoque l'affaissement du béton projeté de la roche et réduit sa résistance, et trop peu d'eau provoque un rebond plus élevé et éventuellement une réduction de la résistance. La teneur en humidité du mélange avant d'ajouter de l'eau à la buse doit être comprise entre 2 % et 5 % pour minimiser la poussière à la pompe [28].

b. Projection par voie mouillée

Dans une période pas loin, le procédé de projection par voie sèche était la méthode d'application la plus courante, mais le procédé par voie humide gagne rapidement en popularité dans l'exploitation minière, conformément à la tendance générale des mines à mécaniser les opérations souterraines pour des raisons de sécurité et de productivité. Dans le procédé par voie humide, le mélange entier, y compris la quantité totale d'eau, est introduit dans une trémie puis pompé vers la buse. Le mélange doit être suffisamment fluide pour être pompé, et par conséquent l'introduction de réducteurs d'eau dans le mélange est généralement essentielle pour maximiser le gain de résistance et réduire les coûts globaux [15].

1.3.4.1 Principaux modes de fonctionnement du béton projeté

La qualité du produit final de béton projeté est étroitement liée aux procédures d'application utilisées. Ces procédures comprennent : la préparation de la surface, la technique de mise en œuvre, la ventilation et la qualité de la main d'œuvre.

Le béton projeté ne doit pas être appliqué directement sur une surface rocheuse sèche, poussiéreuse ou gelée. La zone de travail est généralement pulvérisée avec un jet (air ou eau) pour éliminer les débris de roches et la poussière de la surface à injecter. La roche humide créera une bonne surface sur laquelle coller la couche initiale de pâte de béton projeté. Le lanceur commence généralement bas sur le mur et déplace la buse en petits cercles en remontant vers l'arrière ou le toit. Des précautions doivent être prises pour éviter d'appliquer des matériaux frais sur le béton projeté rebondi ou surpulvérisé. Il est essentiel que l'alimentation en air soit constante et ait une capacité suffisante pour assurer la livraison d'un flux constant de béton projeté à grande vitesse à la paroi rocheuse. Les distances de tir sont

idéalement d'environ 1 à 1,5 mètre. Tenir la buse plus loin de la paroi rocheuse entraînera un écoulement de matériaux à plus faible vitesse, ce qui entraînera un mauvais compactage et une proportion plus élevée de rebond.

Lorsque le béton projeté est appliqué sur des masses rocheuses avec des joints aquifères, il est important de prévoir un drainage à travers la couche de béton projeté afin de soulager les pressions d'eau élevées [14].

1.4 Synthèse

Dans ce chapitre nous avons présenté les différentes technologies de soutènement des galeries minières dans le monde en précisant les particularités de chaque type de soutènement dont on a recensé les critères ayant une influence sur le choix final du dispositif de support.

Le choix du mode de soutènement convenable pour une excavation souterraine est un problème particulièrement complexe à cause d'une multitude de critères importants qui contribuent à la décision finale de l'ingénieur. Une étude de conception du soutènement des galeries en profondeur nécessite une bonne connaissance du massif rocheux ainsi qu'une compréhension du comportement des ouvrages souterrains quel que soit leurs formes et leurs dimensions en prenant en considération l'effet des contraintes soumises autour de différentes sections de l'ouvrage souterrain. La qualité de la section du point de vue profil régulier et profil irrégulier suite à la technique de creusement effectuée définira le meilleur choix du type de soutènement approprié.

Deux critères de base pour le choix du soutènement minier résident d'une part dans l'estimation des charges de terrains autour de l'excavation et d'autre part dans le mode de creusement de l'ouvrage. Ces critères feront l'objet du chapitre suivant.

Chapitre 2

Répartition des charges de terrains autour d'une galerie creusée dans un massif rocheux

Introduction

2.1 Modes de creusement des galeries minières

2.2 La détermination des charges de terrains sur un ouvrage souterrain

2.3 Synthèse

Chapitre 2 : Répartition des charges de terrains autour d'une galerie creusée dans un massif rocheux

Introduction

Implicitement, il est assez difficile de traiter indépendamment les différents choix qui contribuent à déterminer la méthode de creusement en souterrain, car ces choix sont souvent étroitement liés et interdépendants. Plus précisément, le choix d'une méthode d'excavation n'est pas sans égard au choix d'un type de soutènement minier. Généralement ces choix sont étroitement liés aux caractéristiques géotechniques et hydrogéologiques du massif rocheux à creuser [9].

Le creusement des ouvrages miniers va engendrer la création de vide souterrain ce qui va obligatoirement perturber l'état de contraintes internes du massif rocheux. Après cela, divers paramètres de la masse rocheuse interagissent jusqu'à ce que la masse rocheuse atteigne un nouvel état de redistribution des contraintes. Le creusement est donc un processus dynamique interactif dans le temps et dans l'espace (Chaque nouvelle tranche excavée interagit dynamiquement avec l'ancienne). Le massif rocheux est un milieu géologique hétérogène et anisotrope. La masse rocheuse a des paramètres incertains et variables, qui sont encore modifiés par les activités anthropiques qui doivent être prises en compte, en particulier dans des conditions géologiques complexes telles les structures géologiques importantes (failles, diaclase, joints de stratification,...ect), l'état final dépend fortement de l'historique géologique du site d'étude. Cela conduit à la nécessité de l'optimisation du processus de creusement [20].

Un problème classique du génie minier est d'estimer la stabilité d'une construction souterraine dans laquelle les contraintes sont portées sur les murs, les toits ou d'autres parties non excavées des ouvertures, plutôt que sur les revêtements ou les supports en acier. Alors que les ingénieurs miniers sont fréquemment confrontés à des ouvertures rectangulaires, circulaires ou à de multiples excavations combinées [29].

Le présent chapitre montre les différentes méthodes de creusement des galeries minières avec une liste des méthodes de calcul des charges de terrains imposées autour des excavations souterraines.

2.1 Modes de creusement des galeries minières

Le creusement des galeries fait partie du développement d'une mine souterraine sur lequel la production de toute mine souterraine repose.

Chapitre 2 : Répartition des charges de terrains autour d'une galerie creusée dans un massif rocheux

L'abattage mécanique des tunnels au rocher, c'est-à-dire l'abattage sans utilisation d'explosif, s'est développé principalement à partir de 1950. Depuis 1970, les machines correspondantes, appelées machines à forer, sont devenues capables d'excaver les roches les plus dures. Les caractéristiques des machines à forer existantes sont très variées. La plupart d'entre elles ont un domaine d'emploi physiquement limité par la nature de leurs outils et la puissance disponible, et même à l'intérieur de ce domaine, elles peuvent rencontrer des limitations économiques si leur rendement est trop faible ou si l'usure des outils est trop forte.

Au cours des années, il y a eu de nombreuses contributions techniques qui ont apporté une meilleure compréhension de la fragmentation des roches avec des explosifs, une amélioration des équipements de forage et une évolution notable dans le développement de nouveaux explosifs et accessoires de minage. Ce travail a été conçu dans une optique d'intégration, car les Systèmes et machines de forage, les types et caractéristiques des explosifs sont traités ensemble, sans jamais oublier que ces opérations d'abattage de la roche font partie d'un système d'exploitation et que les résultats obtenus par eux influencent la production et l'économie de l'ensemble du processus d'exploitation ou de construction. Dans le même temps, les objectifs et le contenu de ce chapitre contribuent à améliorer la sécurité dans l'exploitation minière [30].

Plusieurs méthodes de creusement des galeries existent entre autres [31] :

- Le forage et le minage ;
- Le creuseur en tête ;
- Le marteau piqueur.

2.1.1 Creusement mécanique

Au cours des dernières années, l'excavation mécanique avec des engins de creusement a considérablement progressé dans l'excavation de roches d'une résistance à la compression allant jusqu'à 250 MPa. En roche dure, les machines de creusement ont un champ d'application plus large et offrent plusieurs avantages tels que : la perforation. Sans nuire à la roche environnante, une surface de coupe lisse (absence des hors profils), moins de personnel, etc [30].

Chapitre 2 : Répartition des charges de terrains autour d'une galerie creusée dans un massif rocheux

2.1.1.1 Machine à attaque ponctuelle

Cette méthode mécanisée d'abattage, utilisée à l'origine dans les opérations minières, s'est depuis développée et est couramment utilisée dans les travaux publics pour creuser des galeries de toutes dimensions. Le principe de fonctionnement de l'engin consiste en un choc de la roche sous l'effet accompagné de la pénétration des pics dans le front de taille et du balayage du bras. Les déblais sont ensuite acheminés avec ou sans système d'aspiration spécifique à la machine [32].

Les machines sont classées en 3 familles principales :

- Godet excavateur, ripeur ou brise-roche : machines haveuses non-rotatives ;
- Tête de havage à axe longitudinal ;
- Tête de havage à axe transversal.

On les utilise généralement :

- Dans les roches tendres, pour les ouvrages de faible longueur (2 km maximum);
- Dans les roches plus dures, en compétition avec l'usage d'explosifs [1].

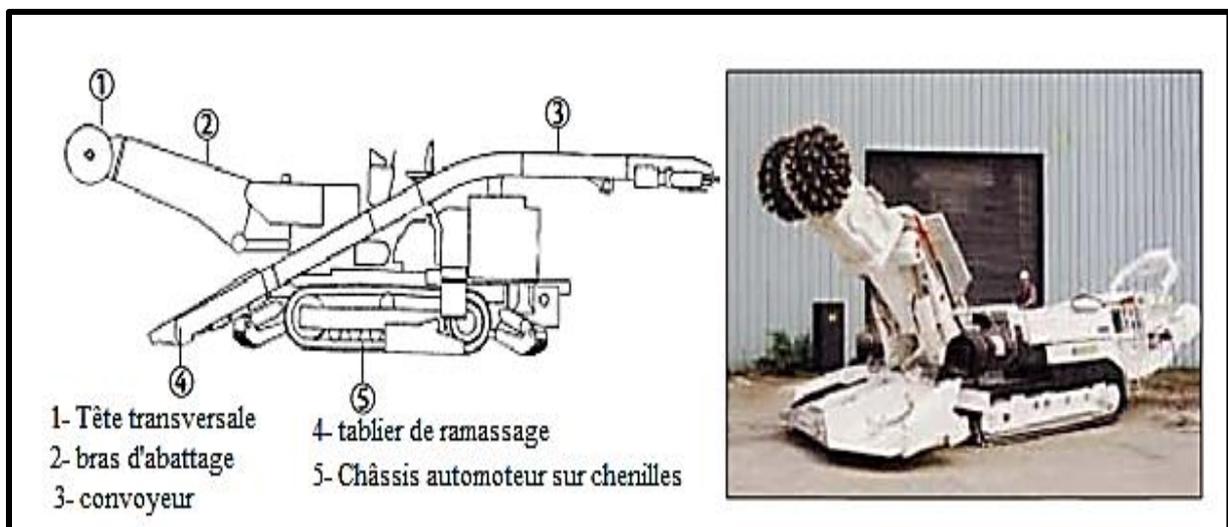


Figure 2.1 : Machine à attaque ponctuelle [33]

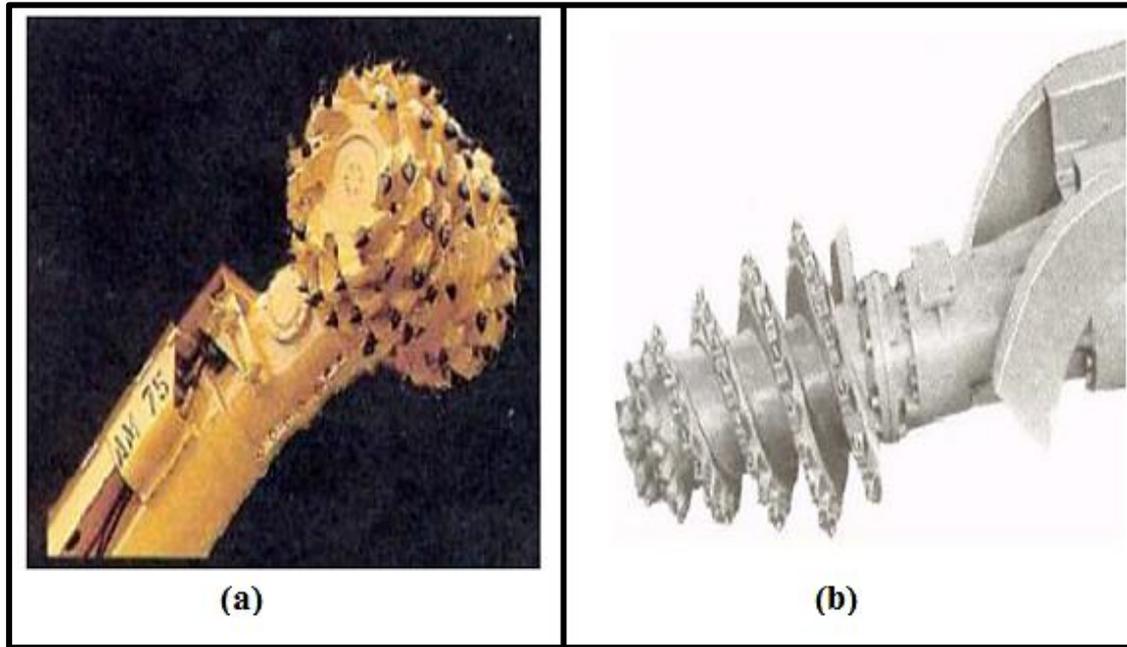


Figure 2.2 : Mécanisme de travail d'une machine à attaque ponctuelle ; (a) Bras à attaque radiale, (b) Bras à attaque transversale [34]

Pour l'utilisation d'une machine à attaque ponctuelle, la connaissance de deux groupes de paramètres géotechniques est essentielle :

- Caractéristiques de résistance de la roche ;
- Etat de fracturation du massif.

En général, la fracturation violente du massif rocheux est favorable aux travaux d'abattage mécanique en raison de l'existence de surfaces fragiles propices à la destruction [32]. Ce type de machine ne permet pas de maîtriser la charge hydrostatique ni d'appliquer le soutènement [33].

Les machines à attaque ponctuelles servent à [35] :

- La possibilité de creuser n'importe quelle forme excavation ;
- Une sélectivité théoriquement réalisable de la coupe.
- Un encombrement réduit qui permet de placer le soutènement à 1 ou 2 m du front.

L'attaque des faciès argileux en présence d'eau peut entraîner un phénomène de collage ou de colmatage des outils d'abattage.

Chapitre 2 : Répartition des charges de terrains autour d'une galerie creusée dans un massif rocheux

Tableau 2.1 : Classifications des machines d'attaque ponctuelle [33]

Type de machine	Intervalle de poids (t)	Intervalle de puissance de coupe (kW)	Champ de manœuvre			
			Standard		Élargi	
			Section max (m ²)	RC max (MPa)	Section max (m ²)	RC max (Mpa)
Légère	8-40	50-170	25	60-80	40	20-40
Moyenne	40-70	160-230	20	80- 100	60	40-60
Lourde	70-100	250-300	40	100- 120	70	60-80
Très lourde	> 110	350-400	45	120- 140	80	80- 110

2.1.2 Creusement à l'explosif

L'utilisation des explosifs provoque des ébranlements qui se propagent dans le massif rocheux susceptibles de provoquer des dégâts aux ouvrages creusés. Le développement de la pression de détonation dans les trous de forages peut dépasser 10 GPa (Franklin et Dusseault 1989), soit de 30 à 500 fois la résistance de la roche. Cette pression génère alors une onde qui traverse la roche à une vitesse de l'ordre de 3000 à 5000 m/s. Lorsque le front de l'onde arrive à une surface libre (trou de bouchon), une contrainte en tension se développe et provoque la fragmentation. La pression des gaz générés aide également à ouvrir les fissures créées ainsi que celles déjà existantes. En théorie, lorsque les trous adjacents à la paroi sont détonés en même temps, la distance d'endommagement sera approximativement égale à la moitié de la distance de l'espacement [36].

Pour parer à l'inconvenant majeur de l'utilisation des explosifs de point de vue profil de creusement des galeries, de nombreuses techniques de dynamitage peuvent être appliquées pour minimiser et limiter les dommages aux parements et au toit. Parmi celles-ci, le dynamitage radouci (smooth blasting) consiste à forer plus de trous à la limite d'ouvrage et à utiliser une charge plus faible pour ceux-ci. Tous ces trous explosent simultanément (ou avec un délai minimal) à la fin de la séquence d'explosion. Il en résulte que l'action de clivage laisse une paroi plus lisse avec une rupture de surface minimale.

Nous rappelons que le plan de tir dépend des éléments suivants :

- La géologie ;
- La dureté des roches rencontrées ;

Chapitre 2 : Répartition des charges de terrains autour d'une galerie creusée dans un massif rocheux

- Le type d'explosif utilisé ;
- Les retards ou les relais disponibles ;
- L'expérience de l'ingénieur des mines chargé du minage ainsi que des équipes de forage et de minage [31].



Figure 2.3 : Jumbo de forage à trois bras [31]

Le plan de forage découle du plan de tir que l'ingénieur des mines élabore.

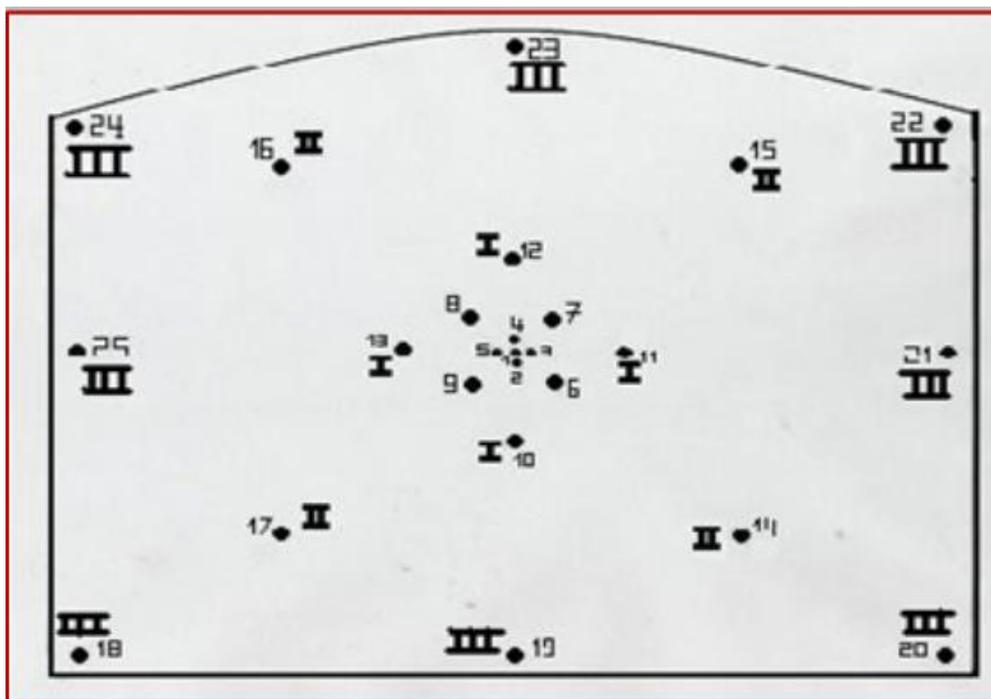


Figure 2.4 : Schéma descriptif d'un plan de tir [37]

Chapitre 2 : Répartition des charges de terrains autour d'une galerie creusée dans un massif rocheux

2.1.2.1 Avantages et domaine d'emploi

- Limiter l'endommagement des parois du massif rocheux dû au sautage ;
- Minimiser les risques d'instabilités et de chutes de roches ;
- Réduire la dilution des épontes dans les chantiers ;
- Les roches fortement broyées représentent par contre une limite technologique pour la méthode ;
- Réduction de l'endommagement au toit de la galerie, diminuant ainsi les risques liés aux travaux d'écaillage et d'installation du soutènement [38].

2.2 Détermination des charges de terrains sur un ouvrage souterrain

Une bonne connaissance des charges agissant sur une excavation souterraine est une tâche indispensable afin d'éviter le surdimensionnement ou le sous dimensionnement.

Ces charges dépendent essentiellement des caractéristiques géotechniques des différentes couches constituant le terrain. Ces actions extérieures se définissent en contraintes verticales agissant sur la calotte engendrant des poussées latérales sur les flancs d'excavation.

2.2.1 Méthodes de calcul des pressions horizontales et verticales

2.2.1.1 Méthode de Terzaghi

La méthode des réactions hyperstatiques étant plutôt adaptée aux tunnels peu profonds dans des sols, on utilise principalement les formules de Terzaghi ou de Caquot qui sont basées sur une rupture en coin du terrain en piédroits et l'effet du poids d'une voûte de décharge.

Terzaghi a également développé une théorie de l'arc bidimensionnel pour prédire la pression horizontale (σ_h) le long des murs et cela est donné par [39]:

$$\sigma_h = \frac{(\gamma B - 2c)}{2 \tan \varphi} \left[1 - e^{\left(-\frac{2KH \tan \varphi}{B} \right)} \right] \quad (2.2)$$

$$\sigma_v = \sigma_h / K \quad (2.3)$$

$$K = 1 / [1 + 2 \tan^2(\varphi)] \quad (2.4)$$

H et B sont la profondeur du tunnel et la largeur du cône d'effondrement estimé en clef de voûte. C, φ et γ sont les paramètres de Coulomb et le poids volumique du terrain.

Chapitre 2 : Répartition des charges de terrains autour d'une galerie creusée dans un massif rocheux

La pression σ_h sur les parois latérales qui peut être triangulaire est estimée avec σ_v et par l'intermédiaire du coefficient K_a (coefficient de poussée) ou K_0 (coefficient des terres au repos) [18].

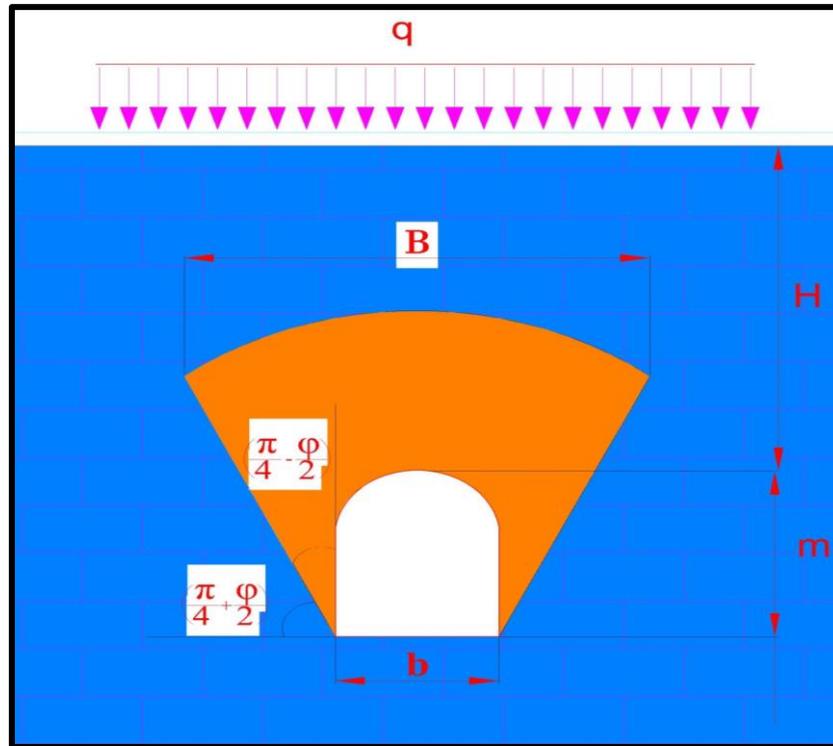


Figure 2.5 : Représentation géométrique des variables utilisées dans les formules de Terzaghi [40].

2.2.1.2 Méthode de Martson

Aubertin et al. (2003) ont proposé une version modifiée de la solution d'arche bidimensionnelle de Martson qui a été définie à l'origine en utilisant la pression de terre active (K_a) et le frottement de glissement des parois. La version modifiée pour prédire la pression horizontale (σ_{hH}), à une profondeur H , le long des parois latérales est donnée comme suit :

$$\sigma_h = \frac{(\gamma B)}{2 \tan \varphi'_f} \left[1 - e^{\left(-\frac{2KH \tan \varphi'_f}{B} \right)} \right] \quad (2.5)$$

$$\sigma_v = \sigma_h / K \quad (2.6)$$

φ'_f remplissage de l'angle effectif de frottement interne (degré). K =coefficient de pression de remplissage. K correspondra à trois états différents (K_a , K_0 , K_p) donnés par les relations suivantes :

Chapitre 2 : Répartition des charges de terrains autour d'une galerie creusée dans un massif rocheux

$$\left\{ \begin{array}{l} K = K_0 = 1 - \sin \varphi'_f \\ K = K_a = \tan^2(45^\circ - \varphi'_f/2) \\ K = K_p = \tan^2(45^\circ + \varphi'_f/2) \end{array} \right\}$$

Où K_0 = coefficient de pression de remplissage au repos ou en place (0,4 à 0,6) ; K_a =coefficient de pression de remplissage active (0,17 à 1) ; K_p =coefficient de pression de remplissage passif (1 à 10).

2.2.1.3 Méthode de Bierbäumer

Cette théorie suppose que la structure est chargée par un bloc de roche délimité par une parabole de hauteur h et que la masse aura tendance à glisser d'un angle $\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$.

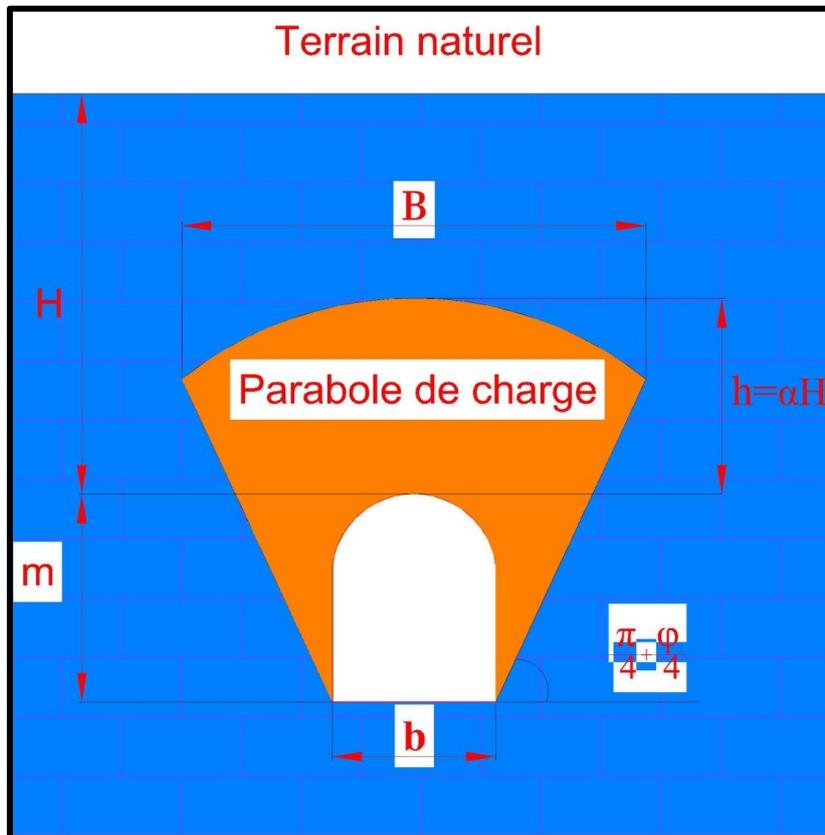


Figure 2.6 : Poussées de terrains selon BIERBAUMER [42]

La contrainte verticale est :

$$\sigma_v = \gamma h = \gamma \alpha H \quad (2.7)$$

Avec :

H : La hauteur de couverture.

h : Hauteur de parabole de charge.

Chapitre 2 : Répartition des charges de terrains autour d'une galerie creusée dans un massif rocheux

α : Coefficient de réduction.

α égal à 1 pour $H \leq 15\text{ m}$;

α égal à $(1 - \frac{H \tan^2(\frac{\pi - \varphi}{4})}{B})$ pour $15 \text{ m} \leq H \leq 200 \text{ m}$

α égal à $(\tan^4(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}))$ pour $H \geq 200 \text{ m}$

B est défini par :

$B = b + 2m \tan(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$ Pour une section fer à cheval rectangulaire.

$B = 2R \tan(\frac{3\pi}{8} - \frac{\varphi}{4})$ Pour une section circulaire.

B: Le rayon de la section circulaire de la parabole de charge.

2.2.1.4 Méthode de Protodiakonov

C'est le cas de la méthode dérivée de la théorie de M. Protodiakonov, qui s'est popularisée grâce à la bonne expérience acquise lors de la construction des tunnels du métro soviétique [1]. Elle repose sur la recherche de la forme de la voûte en terre décomprimée au-dessus de l'excavation. Selon cette théorie, cette voûte a une forme parabolique.

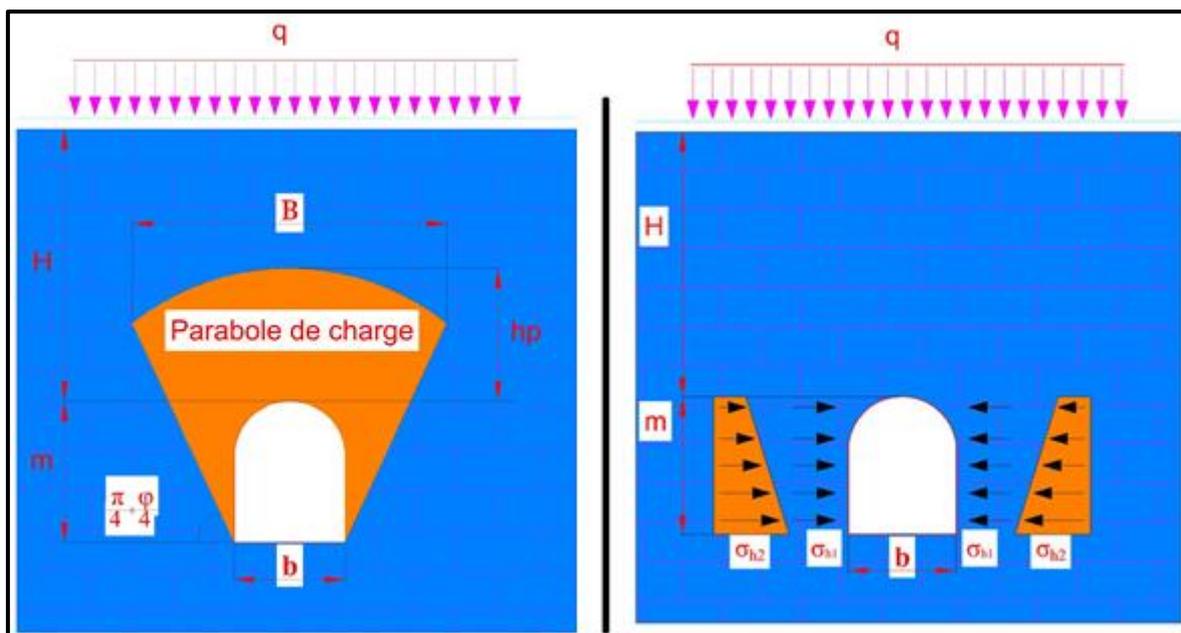


Figure 2.7 : Répartition des charges selon Protodiakonov [42]

Chapitre 2 : Répartition des charges de terrains autour d'une galerie creusée dans un massif rocheux

$$H_p = \frac{b}{2f} \quad (2.8)$$

$$b = B + 2H_t \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (2.9)$$

f est un coefficient de résistance, fonction des caractéristiques du matériau.

Tableau 2.2 : Coefficient de résistance f des roches (d'après M. Protodiakonov)

Nature de la roche	Description	Masse volumique (t/m ³)	Coefficient de résistance f
Résistance extrêmement élevée	Basaltes, quartzites, granits les plus durs	2,8-3,0	20
Résistance élevée	Roches granitiques, Grès et calcaires de très bonne tenue	2,6-2,7	10
Roche de bonne tenue	Calcaires légèrement tenue Fracturés, Grès de bonne tenue	2,5	8
Roche assez résistante	Grès ordinaire	2,4	6
Résistance moyenne	Schistes divers, Marnes compactes	2,4-2,6	3
Roche meuble	Argiles compactes, Alluvions cohérentes, Sols argileux	2,0-2,2	1

2.2.1.5 Méthode de Hoek

La stabilité des ouvrages souterrains en roche faible est contrôlée par le rapport entre la résistance à la compression uniaxiale du massif rocheux et la contrainte maximale in situ. Ce rapport fournit un guide pour la première estimation des exigences de support pour contrôler la déformation à un niveau spécifié [43].

Chapitre 2 : Répartition des charges de terrains autour d'une galerie creusée dans un massif rocheux

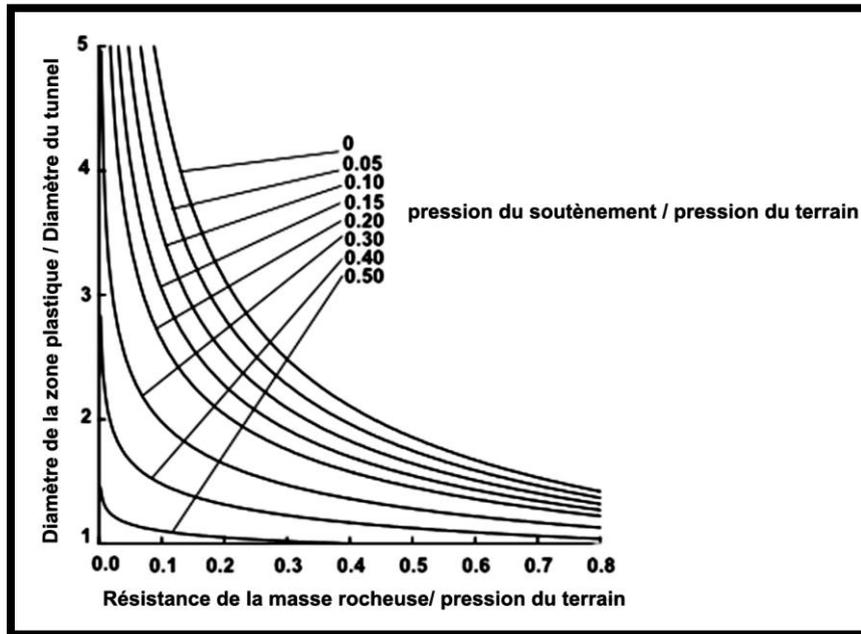


Figure 2.8 : Taille de la zone plastique en fonction de la pression d'appui [43]

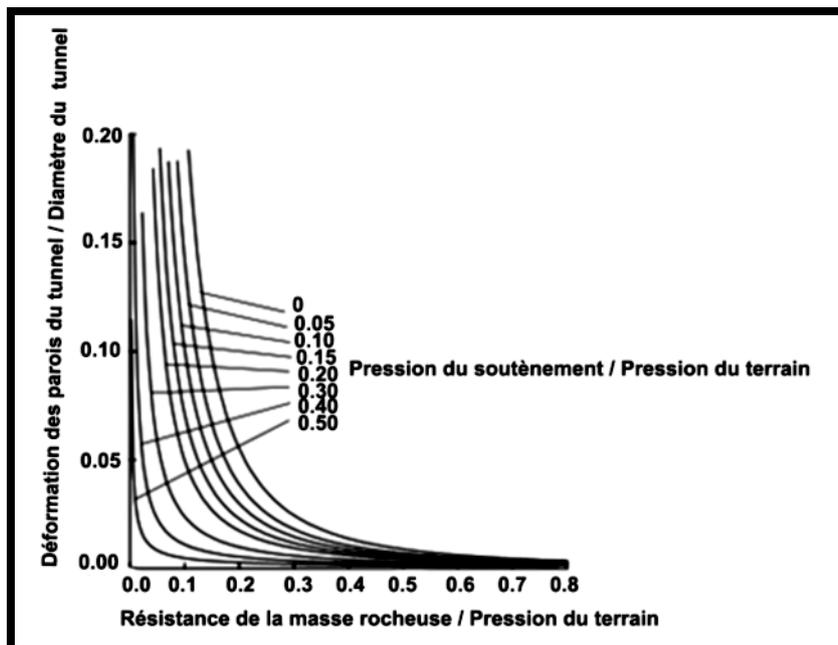


Figure 2.9 : Déformation du tunnel en fonction de la pression d'appui [43]

Les courbes tracées dans les figures 2.8 et 2.9 sont définies par les équations suivantes :

$$\frac{d_p}{d_0} = \left(1.25 - 0.625 \frac{P_i}{P_0}\right) \frac{\sigma_{cm} \left(\frac{P_i}{P_0}\right)^{-0.57}}{P_0} \quad (2.10)$$

Chapitre 2 : Répartition des charges de terrains autour d'une galerie creusée dans un massif rocheux

$$\frac{\delta_i}{d_0} = \left(0.002 - 0.0025 \frac{P_i}{P_0}\right) \frac{\sigma_{cm} \left(2.4 \frac{P_i}{P_0} - 2\right)}{P_0} \quad (2.11)$$

d_p : rayon de la zone plastique ;

δ_i : déformation des parois du tunnel ;

d_0 : rayon du tunnel ;

P_i : pression du soutènement ;

P_0 : pression in situ (profondeur*masse volumique) ;

σ_{cm} : résistance à la compression du massif rocheux ($\sigma_{cm} = 2c \cos\phi / (1 - \sin\phi)$).

Sakurai (1983) a suggéré que la stabilité des tunnels peut être évaluée à la base de la déformation dans la masse rocheuse entourant le tunnel. La déformation maximale est définie par le rapport entre la fermeture du tunnel (δ_i) et le diamètre du tunnel (d_0). Sakurai a découvert que le pourcentage de déformation peut être exprimé au moyen d'une équation de la forme $\varepsilon_{pc} = A\sigma_{cm}^B$ où σ_{cm} est la résistance de la masse rocheuse et A et B sont des constantes.

2.2.1.6 Théorie des poids des terres

Cette méthode est valable pour les ouvrages peu profonds. Il est supposé que la structure doit supporter toutes les charges et surcharges au-dessus du tunnel. Elle est considérée comme un risque car elle ne tient pas compte de l'effet de la voûte [42].

La contrainte normale est calculée selon la formule suivante ;

$$\sigma_v = \sum_{i=1}^n h_i \gamma_i + q \quad (2.12)$$

h_i : hauteur de la couche i.

γ_i : poids spécifique de la couche i.

q : surcharge.

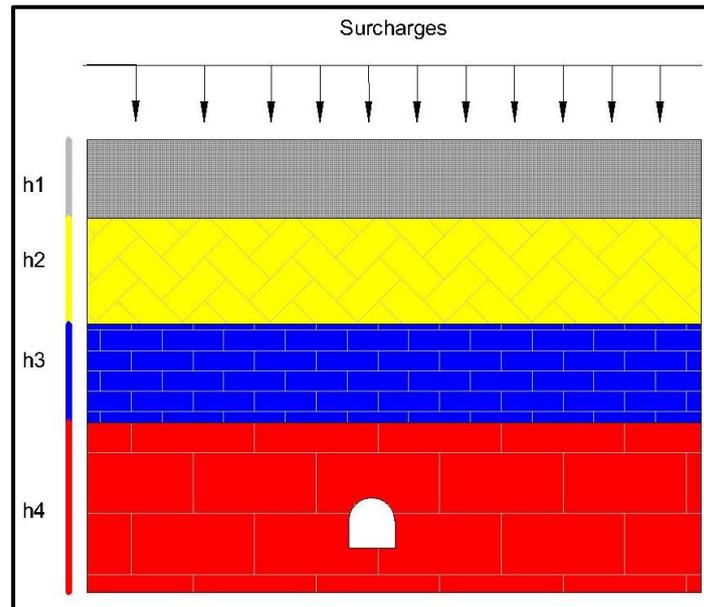


Figure 2.10 : Théorie des poids des terres [44]

2.2.1.7 Méthode Convergence-Confinement

La méthode convergence-confinement est largement utilisée en ingénierie souterraine en raison de sa simplicité et de sa rapidité d'utilisation. Elle permet de fixer l'ordre de grandeur de convergence et d'effort dans les soutènements pour un prédimensionnement aisé des différents types de soutènements au gré du concepteur [45].

La méthode convergence-convergence, aussi appelée méthode des lignes caractéristiques, est une méthode de prédimensionnement des tunnels profondément appuyés représentant une nouvelle approche qui prend en compte l'interaction entre le rocher et la structure, par opposition aux méthodes plus anciennes massivement supplantées par un système de charge qui agit sur le soutènement (méthodes des réactions hyperstatiques), ou qui ne tient pas compte des étapes du processus d'excavation (méthodes des solides mixtes) [46].

Il s'agit d'une méthode développée dans les années 1970 qui donne des convergences à une pression fictive, représentant l'avancée de la surface du front: lorsque la pression supposée égale les contraintes géostatiques, on est devant le front, puis, progressivement lorsque cette pression est nulle, nous sommes sur le front lointain et donc ne sommes plus concernés par celle-ci [47].

Chapitre 2 : Répartition des charges de terrains autour d'une galerie creusée dans un massif rocheux

2.2.1.7.1 Principe de la méthode convergence-confinement

Elle est basée sur la simulation de la surface de travail par une pression de maintien artificielle agissant sur les parois du tunnel et est ramenée de P_0 à 0, P_0 étant la pression dans le terrain [48]. L'intérêt de cette simulation est de permettre la segmentation de la détente autour de la cavité, entre la partie qui intervient avant le montage du soutènement et la partie qui intervient après. Selon cette méthode, le support est donc pratiquement soumis à une fraction de la charge initiale [49].

Elle consiste à appliquer aux parois de l'excavation la contrainte :

$$\sigma = (1 - \lambda)\sigma_0 \quad (2.13)$$

σ_0 est la contrainte naturelle dans le massif ;

λ est un paramètre qui simule l'excavation en croissant de 0 à 1 (le taux de déconfinement, en faisant décroître le paramètre λ , le terrain est déconfiné et ce déconfinement provoque un déplacement u des parois de l'excavation donné par la relation [50] :

$$f_m(\sigma, u) = 0 \quad (2.14)$$

Cette relation représente la loi de convergence du massif.

La relation qui représente le comportement du soutènement lie la contrainte s'exerçant à son intrados au déplacement correspondant :

$$f_s(\sigma, u) = 0 \quad (2.15)$$

Cette relation est la loi de confinement du soutènement [51].

L'étude d'une section circulaire, dans un massif initialement précontraint, soumise à une pression intérieure P_i en paroi, permet alors de simuler l'effet du passage du front, par la pression intérieure fictive P_i , et l'effet d'un soutènement posé à une distance d du front, par la pression de soutènement P [52].

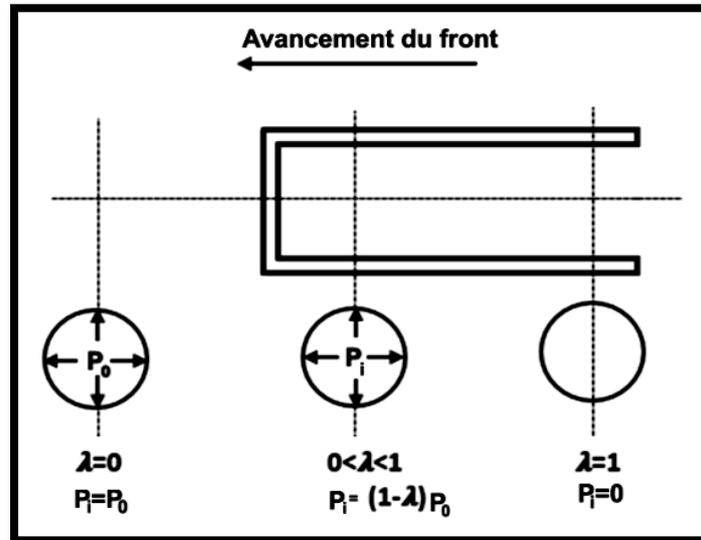


Figure 2.11 : Variation du taux de déconfinement suivant l'axe du tunnel [53]

2.2.1.7.2 Construction de la courbe de réaction du terrain

La courbe de réaction du terrain peut être construite à partir de la solution élastoplastique d'une ouverture circulaire soumise à des contraintes uniformes en champ lointain et à une pression interne uniforme. Plusieurs solutions de ce type, basées sur le critère de rupture Hoek-Brown de la roche, ont été publiées dans le passé. Certaines de ces solutions incluent des approximations dans les équations de déformations pour simplifier le problème. La dérivation générale de la courbe de réaction du terrain est la suivante :

Supposons qu'un tunnel circulaire de rayon r_o soit soumis à une contrainte hydrostatique in-situ p_o et à une pression d'appui interne uniforme p_i , comme illustré dans la figure suivante.

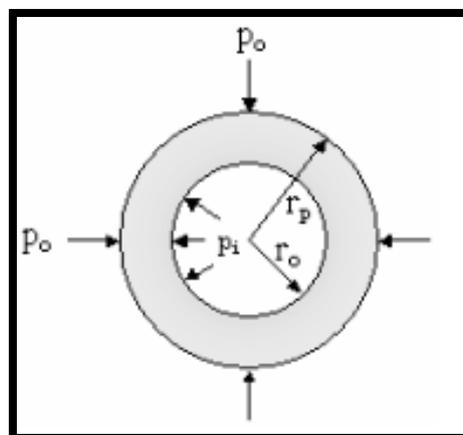


Figure 2.12 : Schéma de dérivation de la courbe du terrain [54].

Chapitre 2 : Répartition des charges de terrains autour d'une galerie creusée dans un massif rocheux

La rupture de la masse rocheuse entourant le tunnel se produit lorsque la pression interne fournie par le revêtement du tunnel est inférieure à une pression d'appui critique p_{cr} .

Si la pression d'appui interne p_i est supérieure à la pression d'appui critique p_{cr} , aucune rupture ne se produit et le comportement de la masse rocheuse entourant le tunnel est élastique. Le déplacement élastique radial vers l'intérieur de la paroi du tunnel est donné par:

$$u_{ie} = \frac{r_0(1+\nu)}{E} (P_0 - P_i) \quad (2.16)$$

Lorsque la pression d'appui interne p_i est inférieure à la pression d'appui critique p_{cr} , une défaillance se produit et une zone plastique de rayon r_p se forme autour du tunnel. Le déplacement plastique radial vers l'intérieur u_{ip} est alors défini par la courbe de réaction du sol entre $p_i = p_{cr}$ et $p_i = 0$ [55].

Une courbe typique de réaction du terrain est illustrée dans la figure suivante:

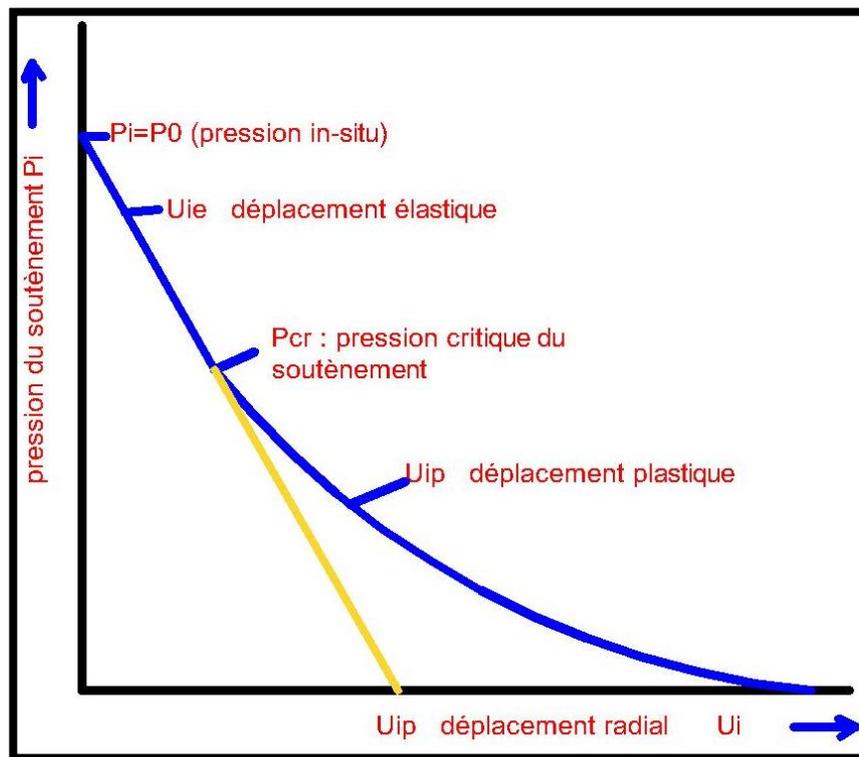


Figure 2.13 : Courbe de réaction du terrain montrant la relation entre la pression d'appui et la convergence de la paroi du tunnel [56]

Chapitre 2 : Répartition des charges de terrains autour d'une galerie creusée dans un massif rocheux

Le graphe précédent montre :

- Déplacement nul lorsque la pression d'appui est égale à la contrainte hydrostatique ($p_i = p_o$) ;
- Déplacement élastique u_{ie} pour $p_o > p_i > p_{cr}$;
- Déplacement plastique u_{ip} pour $p_i < p_{cr}$;
- Déplacement maximal lorsque la pression d'appui est égale à zéro [57].

Afin de construire la courbe donnant la convergence des terrains en fonction de la pression fictive de confinement, nous nous plaçons dans les hypothèses suivantes [47]:

- Galerie circulaire ;
- Contrainte naturelle isotrope ;
- Terrain homogène ;
- Gravité négligée.

Dans ces conditions, les convergences attendues, pour une section donnée, sont donc uniformes. Par une pure vision de l'esprit, imaginons que la galerie vient d'être creusée puis instantanément remplie d'un liquide dont la pression est égale aux contraintes géostatiques : nous ne sommes pas sortis de l'état d'équilibre initial (il n'y a donc pas de convergence). Progressivement, faisons diminuer la pression P de ce liquide (symbolisant l'avancée du front) : les premières déformations vont être élastiques (donc linéaires) puis, passé un certain seuil de P , nous allons rentrer dans une zone plastique [58].

On appelle alors λ le coefficient de confinement :

$$\lambda = P/s \quad (2.17)$$

Avec s les contraintes géostatiques. On peut définir un λ critique, à partir duquel les déformations sont plastiques.

Si, lorsque $P = 0$, cette courbe coupe l'axe des abscisses, nous sommes dans une situation où la galerie est stable sans soutènement ; la convergence finale sera égale à celle donnée par le point d'intersection de la courbe des terrains.

Chapitre 2 : Répartition des charges de terrains autour d'une galerie creusée dans un massif rocheux

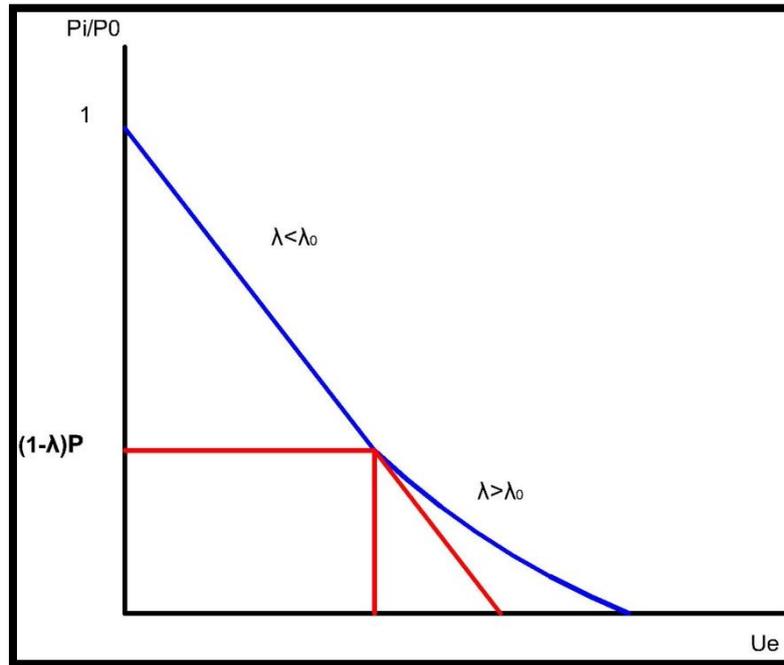


Figure 2.14 : Courbe des terrains, phases élastique et plastique [58]

2.2.1.8 Méthode de Coulomb-Rankine

Coulomb et Rankine proposent des formules pour calculer les poussées horizontales et verticales imposées sur une excavation souterraine [59].

$$\sigma_v = \gamma z \quad (2.18)$$

$$\sigma_h = K_0 * \sigma_v \quad (2.19)$$

Où : K_0 est coefficient empirique connu par le coefficient des pressions de terre.

K_0 prend une valeur intermédiaire entre K_A et k_p .

$$K_A = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (2.20)$$

$$K_p = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (2.21)$$

K_A : coefficient des pressions actives de terre.

K_p : coefficient des pressions passives de terre [60].

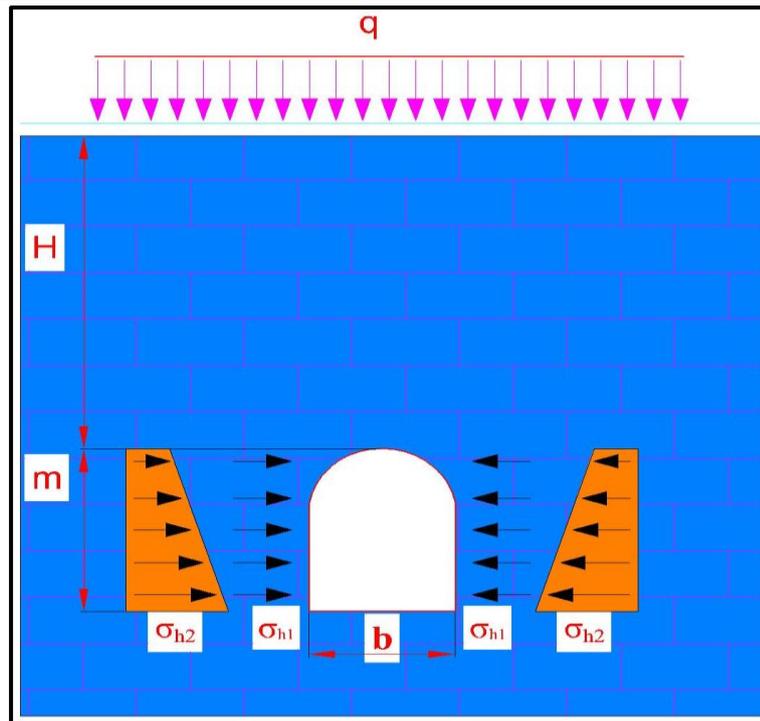


Figure 2.15 : Diagramme illustratif de l'état du massif rocheux de Coulomb-Rankine [55]

2.3 Synthèse

La roche en profondeur est soumise à des contraintes résultant du poids des strates sus-jacentes et à des contraintes enfermées d'origine tectonique. Lorsqu'une ouverture est creusée dans ce massif rocheux, le champ de contraintes est localement perturbé et une nouvelle distribution de contraintes sera induite dans le massif entourant l'ouvrage.

La définir de l'état des contraintes in situ présente la tâche essentielle pour la détermination des déformations autour de notre ouvrage. Suite à cela le choix du mode de soutènement sera effectué pour parer aux problèmes d'instabilité des ouvrages souterrains.

Le comportement des excavations minières souterraines dépend largement des caractéristiques intrinsèques des massifs rocheux dont l'analyse qualitative de la matrice rocheuse (masse rocheuse et discontinuités) est une tâche indispensable pour étudier l'état de la stabilité des ouvrages souterrains, une description géotechnique globale d'un massif rocheux est une nécessité inévitable dont la perfection de cette description exige un recours à un recensement des paramètres nécessaires afin de les quantifier.

Une analyse approfondie caractérisant la matrice rocheuse et les discontinuités, fera l'objet du chapitre suivant.

Chapitre 3

Structure et comportement mécanique des massifs rocheux

Introduction

3.1 La structure géométrique des massifs rocheux

3.2 Les discontinuités

3.3 La masse rocheuse

3.4 Synthèse

Introduction

Une masse rocheuse est rarement continue, homogène ou isotrope. Il est généralement recoupé par une variété de discontinuités telles que les failles et les plans de foliation. En outre, il peut y avoir un certain nombre de types de roches différents qui peuvent avoir été soumis à divers degrés d'altération. Il est clair que le comportement de la masse rocheuse, lorsqu'elle est soumise à l'influence des excavations minières, dépend des caractéristiques du matériau rocheux et des discontinuités [23].

Une description technique complète de la masse rocheuse géologique contient des détails sur le matériau rocheux et les discontinuités naturelles. Les indices descriptifs nécessaires pour caractériser pleinement la masse rocheuse comprennent l'altération, la structure, la couleur, la taille des grains, la résistance à la compression du matériau rocheux intact et le type de roche, avec des détails sur les discontinuités telles que l'orientation, la persistance, l'espacement, l'ouverture/épaisseur, le remplissage, l'ondulation et l'irrégularité pour chaque ensemble. La masse rocheuse résultante peut être décrite par la forme du bloc, la taille du bloc et l'état de discontinuité. Une évaluation de l'influence potentielle des eaux souterraines et du nombre de familles de joints qui affecteront la stabilité de l'excavation complète la description.

La cartographie de la structure géologique est une composante essentielle de la conception des ouvrages souterrains. Les plans structuraux traversent la masse rocheuse et peuvent la diviser en blocs de roche discrets, qui peuvent chuter ou glisser de la limite de l'excavation, lorsqu'ils ne sont pas suffisamment soutenus et lorsque les conditions de contrainte sont favorables à une rupture structurelle. Les données recueillies à partir de la cartographie de ces structures sont utilisées pour déterminer l'orientation des principaux ensembles de joints et pour évaluer les modes potentiels de défaillance structurelle.

3.1 Structure géométrique des massifs rocheux

Les massifs rocheux sont des structures très complexes, formés d'une accumulation de matériaux hétérogènes. Ils sont figurés à un ensemble de blocs appelé matrice rocheuse délimité par des plans discontinus, les propriétés intrinsèques des formations rocheuses étant un facteur essentiel pour prédimensionner des ouvrages qui y sont réalisés [61].

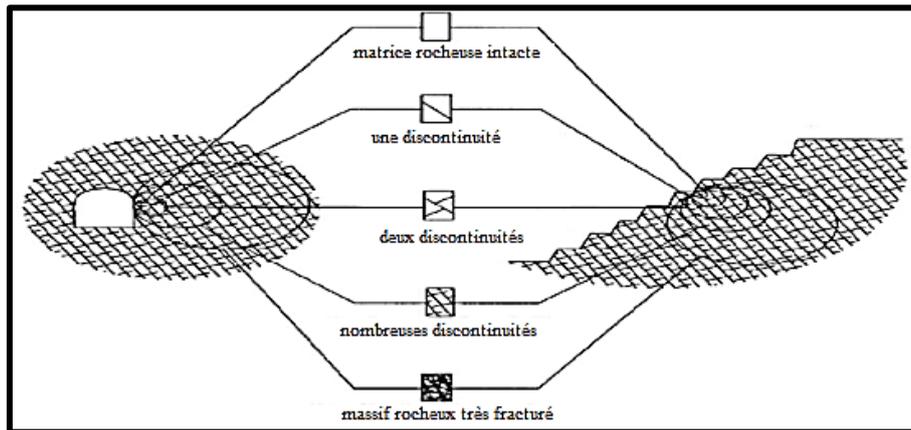


Figure 3.1 : Les différentes échelles de modélisation et de représentation d'un massif rocheux [62].

3.2 Discontinuités

3.2.1 Types de discontinuités et origine

Dans un massif rocheux, toute surface qui interrompt la continuité physique du milieu sain peut être définie comme discontinuité. Les discontinuités peuvent être représentées en plusieurs types de surfaces différentes l'une de l'autre dont son aspect géologique contient des informations de grande importance sur leurs paramètres géométriques et mécaniques, l'utilisation d'une nomenclature bien définie sert à donner une précision du type de discontinuité. La genèse d'une discontinuité dépend de ses caractéristiques hydrauliques et mécaniques. Elles peuvent être de diverse nature. Généralement on distingue [63]:

a. Joints stratigraphiques

Les joints stratigraphiques ce sont des discontinuités formées au cours du dépôt des sédiments. Ils sont caractérisés par une grande ampleur et fréquemment une ondulation très limitée en favorisant le glissement banc sur banc.



Figure 3.2 : Joints de stratification [64]

b. Schistosité

Du fait de la réorientation des minéraux constitutifs dans une direction perpendiculaire à la direction de la contrainte de compression à laquelle le massif a été soumis, les plans de schistosité matérialisent le débit des roches en feuilles sous contrainte tectonique.



Figure 3.3 : Plans de schistosité [64]

c. Failles (fractures)

La surface de rupture, due au cisaillement sous contrainte de compression ou de traction. Le déplacement des lèvres peut être d'amplitude nulle ou jusqu'à plusieurs kilomètres. Ils ont souvent des matériaux de remplissage aux propriétés mécaniques médiocres.



Figure 3.4 : Failles [65]

d. Diaclases

Les diaclases correspondent au type de rupture fragile, en condition de contrainte. Elles sont généralement perpendiculaires ou obliques aux joints de stratification. Elles ne montrent aucun signe de mouvement avec une extension limitée. Par conséquent, les joints qui coupent des éléments parallèles facilitent la chute des blocs.



Figure 3.5 : Diaclases [65]

3.2.2 Description des discontinuités

L'étude du comportement des massifs roches exige une bonne compréhension d'état de terrain, la connaissance du degré de fracturation ainsi que la distribution des discontinuités dans l'espace est une tâche très importante. L'extraction des paramètres des discontinuités tels que le pendage, le sens du pendage et la direction est un support d'information qui permet de définir les diverses familles de discontinuités [66]. Chaque famille a ses propres caractéristiques qu'elles donnent des caractères statistiques différents. Donc, pour ajuster les lois de distribution d'une famille, il faut distinguer cette famille dans l'ensemble des discontinuités. La projection stéréographique est une méthode classique sert à étudier les discontinuités du point de vue géométrique où son objectif principal est de déterminer :

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

L'analyse d'un schéma systématique des systèmes de fracturation est basée sur la caractérisation de chaque de discontinuité par les paramètres suivants [63] :

- **Orientation** : Elle définit la position du plan de discontinuité dans l'espace par deux valeurs :
- **Azimut** (direction par rapport au nord) de l'horizontale du plan. C'est un angle compris entre 0 et 180° ;
 - **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 [21].

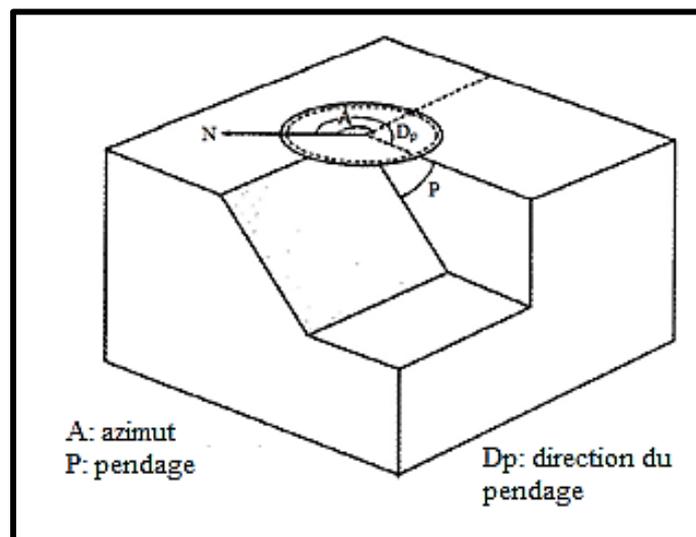


Figure 3.6 : Définition de la direction et du pendage d'un plan, [21]

Chapitre 3 : Structure et comportement mécanique des massifs rocheux

- **Extension** : la géométrie des discontinuités, avec leur position et leur répartition dans l'espace posent une probabilité de leur intersection. Par conséquent, l'ensemble de ces paramètres est un facteur déterminant de la connectivité des blocs. Cette dimension n'est pas directement accessible : elle doit être déduite de la continuité observationnelle des traces détectées sur l'affleurement. Les diamètres peuvent obéir une loi exponentielle décroissante ou log-normale [61].
- **Rugosité et ondulation** : La rugosité est un paramètre en relation directe avec la densité d'ondulation de la surface de contact du joint, où sa quantification rend difficile. En mécanique des roches, généralement, la représentation de la rugosité s'effectue à l'aide du coefficient de rugosité des joints JRC (Joint Roughness Coefficient). Le JRC est utilisé pour la détermination de la variation de l'angle de dilatance et de l'angle de frottement mobilisé.
- **Espacement (écartement)** : est la distance entre deux fractures successives d'une même famille, mesurée perpendiculairement à leur plan. Pour une famille, la moyenne des écartements entre l'ensemble des fractures successives est définie comme un écartement moyen (E_m). une fréquence (F), exprimée en nombre de fractures par mètre, qui est l'inverse de l'écartement moyen mesuré en mètres [66].

Tableau 3.1 : Classes d'espacement des discontinuités (AFTES, 2003)

Classes	Valeurs d'espacement (cm)	Termes descriptifs d'espacement des discontinuités d'une même famille
ES 1	>200	Discontinuités très espacées
ES 2	60-200	Discontinuités espacées
ES 3	60-20	Discontinuités moyennement espacées
ES 4	20-6	Discontinuités rapprochées
ES 5	<6	Discontinuités très rapprochées

- **Altération des épontes** : est caractérisée par la résistance à la compression simple, notée JCS (Joint Wall Compressive Strength). Comparée à la résistance en compression simple de la roche saine σ_c , elle permet de donner une appréciation sur le degré d'altération des épontes de la discontinuité et, en conséquence, sur le pouvoir de mobiliser ou non la dilatance.

Chapitre 3 : Structure et comportement mécanique des massifs rocheux

Le JCS peut être déterminé directement par un essai en compression simple au laboratoire ou indirectement in situ, par le marteau de Schmidt [67].

- **Remplissage** : il faut caractériser la nature du matériau de remplissage ou de l'enduit, son épaisseur et ses caractéristiques mécaniques.
- **Présence d'eau** : présence de suintement et d'écoulement d'eau.
- **Ouverture** : C'est la distance qui sépare les deux surfaces d'une discontinuité.

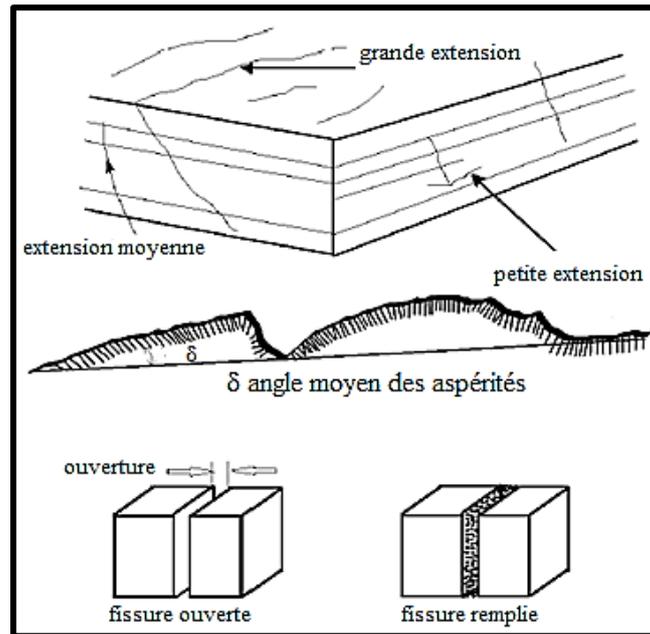


Figure 3.7 : Paramètres d'une discontinuité [68]

Tableau 3.2 : Classification des ouvertures des discontinuités [68]

Ouverture (10 ⁻³ m)	Description
<0.1	Très fermée
0.1-0.25	Fermée
0.25-0.5	Partiellement ouverte
0.5-2.5	Ouverte
2.5-10	Modérément large ouverture
>10	Large ouverture

3.2.3 Morphologie des discontinuités

a. Les discontinuités sont souvent classées sur base de la description d'un certain nombre de leurs caractéristiques :

- *Aspérité* : C'est la partie superficielle constituant la limite avec le matériau de remplissage ;
- *Rugosité* : Elle définit tout écart entre un plan de référence et la surface d'une fracture ;
- *Profil* : C'est la trace de l'intersection de la surface tridimensionnelle d'une fracture et d'un plan perpendiculaire à sa surface moyenne ;
- *Épentes* : Une fracture se situe entre deux surfaces de contact ;
- *Remplissage* : C'est le colmatage des fractures par un matériau de remplissage ;
- *Emboîtement* : Il est défini par la condition d'assemblage des deux épentes [69].

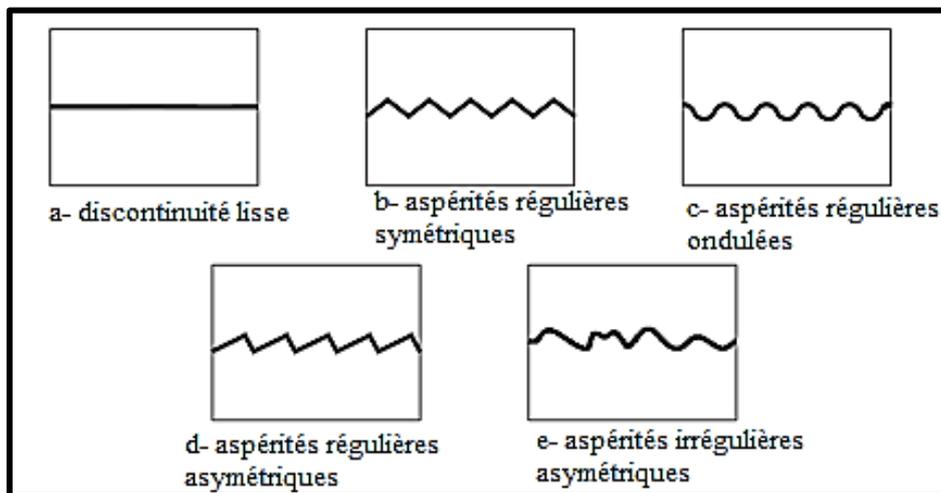


Figure 3.8 : Modèles géométriques idéalisés des discontinuités [70]

b. Une autre approche, consiste à quantifier les caractéristiques morphologiques des discontinuités par un seul paramètre, le JRC (Joint Roughness Coefficient) [71].

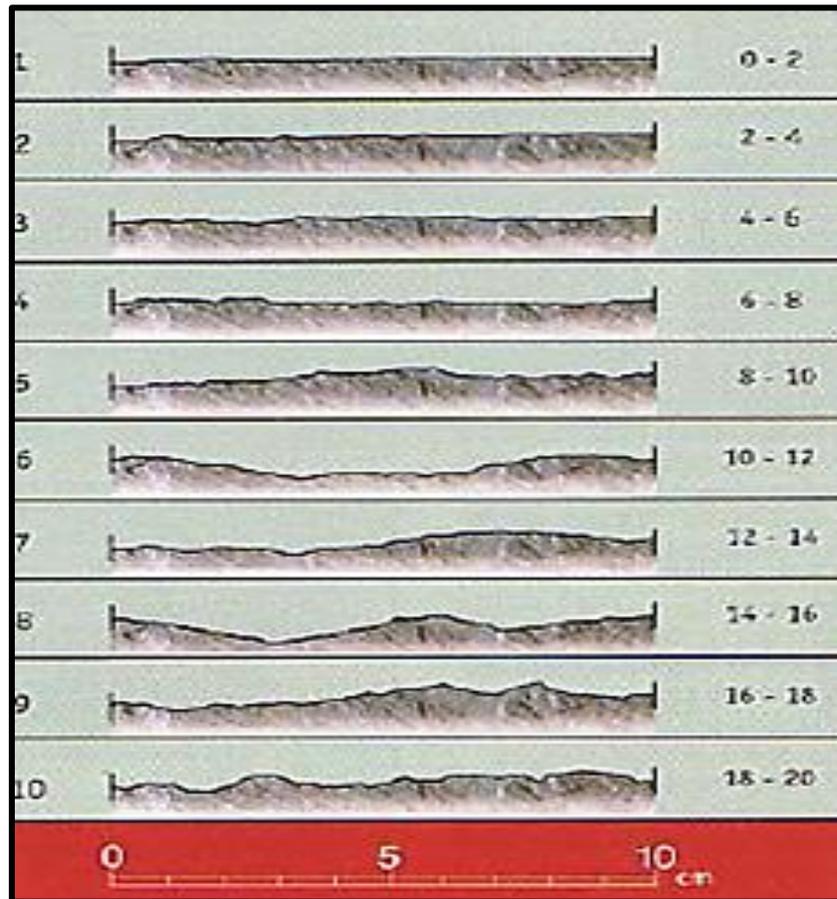


Figure 3.9 : Profils de rugosité et valeurs correspondantes du JRC [72]

Le coefficient de rugosité de joint JRC est un nombre qui peut être estimé en comparant l'apparence d'une surface de discontinuité avec des profils standard publiés par Barton et d'autres. L'un des ensembles de profils les plus utiles a été publié par [72].

3.2.4 Lever structural d'un massif rocheux

Un lever structural d'un massif rocheux en vue d'une étude géotechnique sert à déterminer le plus de précision possible la répartition spatiale d'ensemble des familles de discontinuités constituant le massif rocheux [21].

Une famille de discontinuités est caractérisée par :

- Son orientation, définit la position du plan de la discontinuité dans l'espace ;
- Sa fréquence, inverse de l'espacement moyen entre deux discontinuités de la même famille et sa persistance (continuité).
- Sa morphologie : Étendue, rugosité, altération, remplissage ;
- Ses propriétés mécaniques [66].

3.2.4.1 Orientations des familles de discontinuités

L'orientation d'une famille de discontinuités est caractérisée par :

- *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 ;

- *Le pendage*, angle que forme la ligne de plus grande pente avec l'horizontale, compté à partir de cette dernière.

La représentation des plans se fait habituellement en utilisant les diagrammes polaires. La projection stéréographique (au sens strict) est une transformation qui conserve les angles, et qui conserve les cercles. Les orientations de plusieurs plans sont donc représentées par des arcs de cercles, dont on peut mesurer directement les angles. Cette propriété remarquable permet des solutions graphiques élégantes pour certains calculs de stabilités de blocs polyédriques. Mais la projection stéréographique favorise les régions polaires du diagramme (les forts pendages) ou détriment des régions équatoriales (les faibles pendages) ; une même surface de la sphère, placée au pôle ou près de l'équateur sera représentée plus petite à l'équateur qu'au pôle. Cet inconvénient reste en général acceptable en mécanique des roches, mais non en cartographie ; on utilise loin des pôles une transformation qui conserve le rapport des aires.

Le report sur le diagramme de directions de plans et de droites est facilité par un système de coordonnées sphériques, méridiens et parallèles, dont la transformée est appelé diagramme de Wulf ou de Schmidt suivant que la projection utilisée conserve les angles ou les rapports d'aires. La notation autour du centre d'un calque portant ce diagramme permet les mesures nécessaires. Sur le diagramme de Schmidt les cercles sont représentés par des courbes ovales (du quatrième degré).

3.2.4.2 Fréquences des discontinuités

Le taux de discontinuités d'une même famille par unité de surface, de longueur ou de volume représente la densité de fissuration. Cette dernière peut être déterminée à partir de l'espacement dont il est pratiquement facile à mesurer.

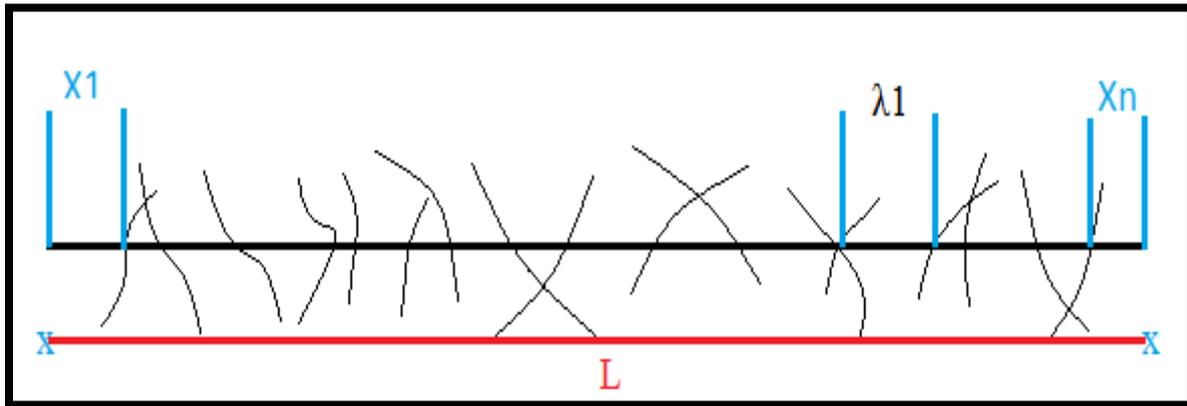


Figure 3.10 : Mesure de la fréquence des discontinuités [73]

La densité de fracturation est un support qui donne une vision globale sur le dimensionnement des blocs in-situ [74].

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) [21].

Tableau 3.3 : Classes et description suivant le nombre de familles de discontinuités [63]

Classes		Termes descriptif de nombre de familles de discontinuités
N 1		Peu de discontinuité ou quelques discontinuités diffuses
N2	a	Une famille principale
	b	Une famille principale et des discontinuités diffuses
N3	a	Deux familles principales
	b	Deux familles principales et des discontinuités diffuses
N4	a	Trois (et plus) familles principales
	b	Trois (et plus) familles principales et des discontinuités diffuses
N5		Nombreuses discontinuités sans organisation

3.2.5 Propriétés mécaniques des discontinuités

Les essais au laboratoire sont généralement la source d'extraction des caractéristiques mécaniques. Les essais de compression simple et de cisaillement sous contrainte normale permettent de caractériser le comportement des discontinuités [75].

Chapitre 3 : Structure et comportement mécanique des massifs rocheux

Les paramètres essentiels suivants, caractérisant le comportement mécanique des discontinuités, peuvent être tirés de l'analyse de ces essais :

a- Paramètres de déformabilité

- Raideur normale : est exprimée par son coefficient de raideur :

$$K_n = \frac{\delta\sigma_n}{\delta V} \quad (3.1)$$

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 3.11 (a) 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.

- Raideur tangentielle : de la même manière, lors d'un essai de cisaillement, on définit la raideur tangentielle K_s comme la pente de la courbe contrainte tangentielle τ en fonction du déplacement tangentiel U_s avant la rupture (figure 3.11 b) soit ;

$$K_s = \frac{\delta\tau}{\delta U_s} \quad (3.2)$$

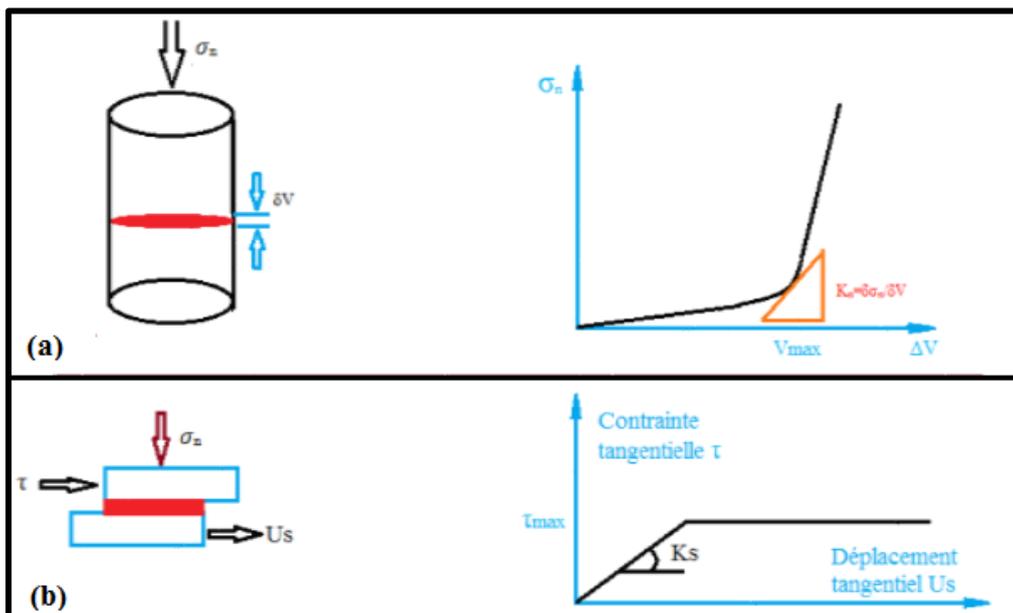


Figure 3.11 : Paramètres de déformabilité d'une discontinuité : (a) Raideur normale K_n [21], (b) Raideur tangentielle K_s [75]

b- Comportement d'une discontinuité au cisaillement

Le comportement d'un joint en cisaillement peut présenter deux aspects :

La courbe effort-déformation présente une augmentation rapide de l'effort tangentiel vers un pic, suivi d'une perte importante de la résistance vers une stabilisation à une valeur résiduelle. La rupture s'accompagne toujours d'une dilatance.

On obtient ce premier aspect lorsque la contrainte normale est assez faible devant la résistance des aspérités, soit pour des faibles valeurs du rapport σ_n/JCS , et lorsque le joint est très rugueux (grande valeur de JRC) et peu altéré (JCS voisin de σ_c).

Ce cas de figure se présente pour des joints non lisses et qui n'ont pas été sollicités auparavant.

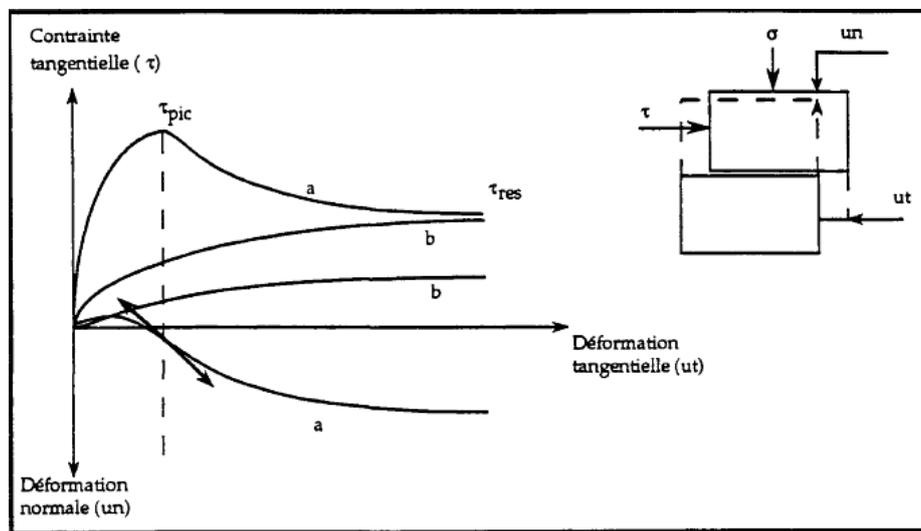


Figure 3.12 : Comportement d'un joint en cisaillement [67]

Le deuxième aspect a lieu lorsque les aspérités du joint sont moins résistantes (JCS faible devant σ_c et JRC très petit), soit pour des grandes valeurs du rapport (σ_n / JCS). La résistance de pic est confondue avec la résistance résiduelle donnant ainsi un comportement du type plastique.

On observe ce cas pour des joints lisses ou des joints qui ont déjà été cisailés.

La dilatance représente la variation de la déformation normale qui accompagne la déformation tangentielle. Elle est due aux glissements des aspérités du joint les unes sur les autres.

Le critère de rupture d'un joint en cisaillement le plus utilisé est celui de Mohr-Coulomb. Il est représenté soit par la résistance de pic pour les joints rugueux, soit par la résistance résiduelle pour les joints lisses.

Chapitre 3 : Structure et comportement mécanique des massifs rocheux

La résistance résiduelle peut être liée à la contrainte normale (σ_n) selon le critère de Mohr-Coulomb.

$$\tau_{res} = C_{res} + \sigma_n \cdot \tan(\varphi_r) \quad (3.3)$$

Avec :

C_r : cohésion résiduelle.

Φ_r : angle de frottement résiduel.

La résistance de pic est liée à la dilatance, elle peut être aussi liée, selon le critère de Mohr-Coulomb, à un angle de frottement dit de pic (Φ_{pic}) et à une cohésion de pic (C_{pic}) :

$$\tau_{pic} = C_{pic} + \sigma_n \cdot \tan(\varphi_{pic}) \quad (3.4)$$

Barton (1977) a exprimé l'angle de frottement de pic en fonction de JRC, JCS et la contrainte normale appliquée sur le joint :

$$\varphi_{pic} = JRC \cdot \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \varphi_b \quad (3.5)$$

Où Φ_b : est l'angle de frottement de base, qui est fonction de la nature de la roche.

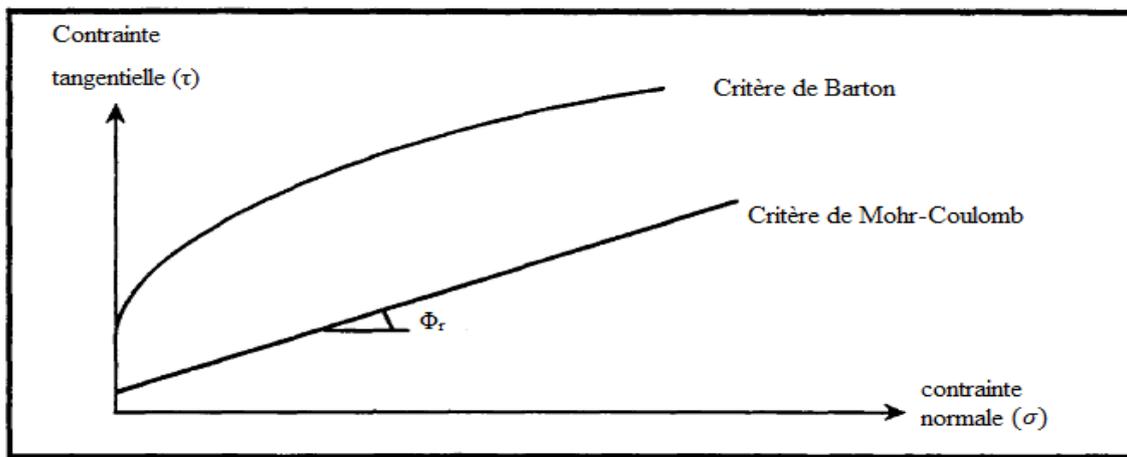


Figure 3.13 : Critère de rupture [67]

3.3 Masse rocheuse

3.3.1 Classification géologique des roches

D'après le comité français de mécanique des roches (CFMR-MMR [2000]), le nom d'une roche est donné en fonction de sa composition minéralogique, de sa texture et de son mode de formation.

3.3.2 Comportement mécanique des roches

Un certain nombre de techniques se sont formées au cours de la période qui a vu les débuts de la résistance des matériaux, on utilisait alors les métaux à des taux de fatigue modérés, et de ce fait, on accordait une attention à peu près exclusive aux phénomènes élastiques, les habitudes prises à cette époque subsistent encore aujourd'hui, et non seulement pour l'étude des métaux et des matériaux de construction, mais aussi pour celle des roches [77].

Les propriétés mécaniques des roches se divisent en deux catégories :

- Les résistances à des sollicitations mécaniques ;
- Les déformabilités sous l'effet des sollicitations mécaniques.

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 : un comportement réversible (linéaire ou élastique) et un comportement irréversible (plastique ou non linéaire) marquant, suivant le cas, l'endommagement, la plasticité ou la rupture de la roche, la description graphique des phases est représentée dans la figure ci-dessous [61] :

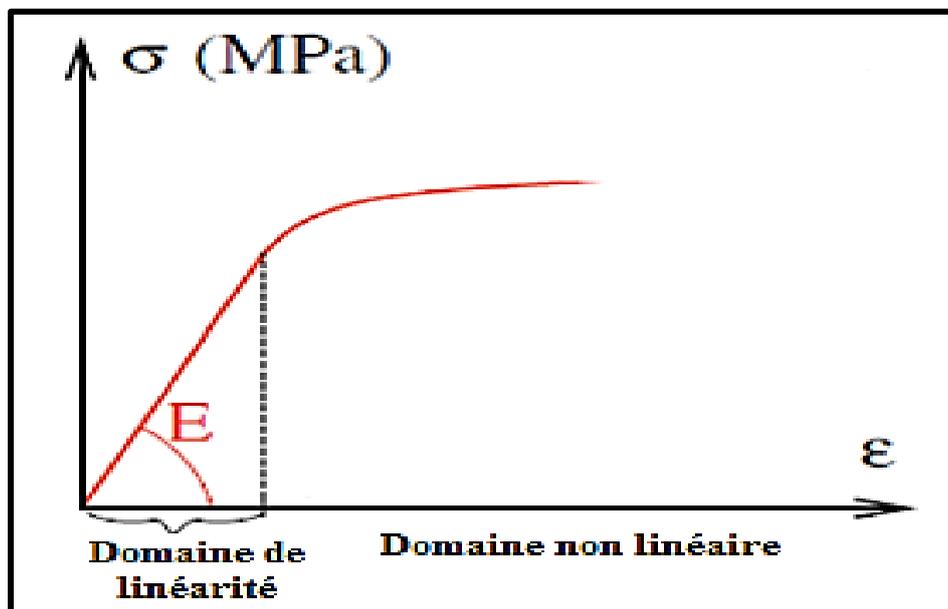


Figure 3.14 : Principales phases du comportement d'une roche au cours d'un essai de compression simple [21]

3.3.2.1 Critères de résistance des roches

D'après le comité français de mécanique des roches (CFMR-MMR [2000]) L'essai de compressibilité ou de compression isotrope permet de répondre aux questions concernant l'isotropie et la fissuration et ceci de façon très simple. En effet, si la roche est sans microfissures et homogène, élastique et isotrope, sa réponse ε à une sollicitation de type hydrostatique (sphérique) est :

- ❖ Identique dans toutes les directions de l'espace ;
- ❖ Linéaire en fonction de la contrainte ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 =$ pression de confinement P_c)

Avec : E module de Young et ν coefficient de Poisson.

Dans un essai de compression uniaxiale, le module de Young E est défini comme la pente d'un cycle déchargement-rechargement sur la courbe contrainte/déformation axiale $\sigma_1=f(\varepsilon_1)$ à la moitié de la contrainte de rupture de l'échantillon σ_0 .

Tableau 3.4 : Classes de raideur de la matrice rocheuse [63]

Classes	Valeurs du E	Termes descriptifs
DE 1	$E > 50 \text{GPa}$	Matrice extrêmement raide
DE 2	$20 \text{GPa} < E < 50 \text{GPa}$	Matrice très raide
DE 3	$5 \text{GPa} < E < 20 \text{GPa}$	Matrice raide
DE 4	$1 \text{GPa} < E < 5 \text{GPa}$	Matrice moyennement raide
DE 5	$0.1 \text{GPa} < E < 1 \text{GPa}$	Matrice peu raide
DE 6	$E < 0.1 \text{GPa}$	Matrice très peu raide

Le coefficient de poisson ν est défini comme le rapport des pentes des courbes $\sigma_1=f(\varepsilon_3)$ et $\sigma_1=f(\varepsilon_1)$ dans leur partie linéaire.

$$\nu = d\varepsilon_3/d\varepsilon_1 \quad (3.6)$$

ε_1 : Déformation axiale.

ε_3 : Déformation transversale.

Chapitre 3 : Structure et comportement mécanique des massifs rocheux

Les valeurs du coefficient de poisson des diverses roches sont généralement comprises entre 0,15 et 0,4 [63].

Tableau 3.5 : Modules de Young et coefficient de Poisson pour quelques roches [76]

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

3.3.2.2 Résistance des roches

La résistance de la roche est définie comme étant la fin de la phase élastique [21]. 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 tangentielles et normales (τ) par deux droites symétriques par rapport à l'axe des contraintes normales. 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 :

$$|\tau| \leq C + \sigma \tan \phi \quad (3.7)$$

Chapitre 3 : Structure et comportement mécanique des massifs rocheux

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

Tableau 3.6 : Valeurs représentatives de la cohésion et de l'angle de frottement interne des roches intactes [78]

Description	C (MPa)	ϕ (°)
Berea sandstone	27.2	27.8
Bartlesville sandstone	8.0	37.2
Pottsville sandstone	14.9	45.2
Repetto siltstone	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
Nivada test site basalte	66.2	31.0
Schistose gneiss	-	-
90° to clivelage	46.9	28.0
30° to clivelage	14.8	27.6

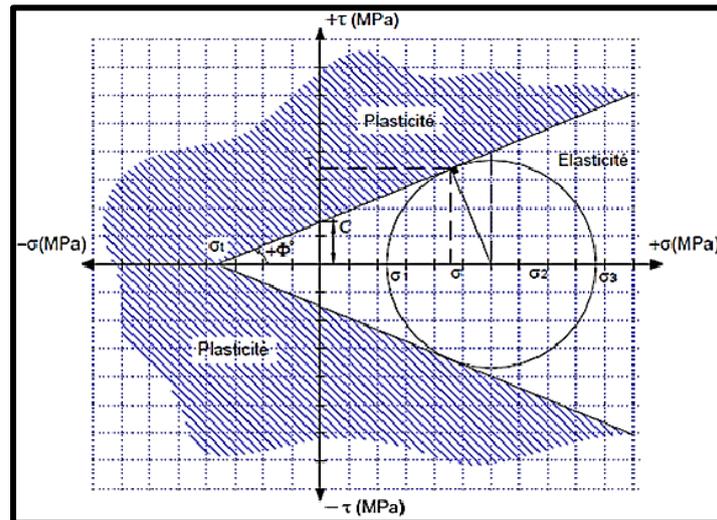


Figure 3.15 : Critère de résistance de Mohr-Coulomb [61]

3.3.2.3 Modèle élastoplastique

Le comportement est élastoplastique parfait si la limite élastique ne dépend pas de l'histoire des contraintes et des déformations. En d'autres termes, la courbe contrainte-déformation axiale présente un plateau (courbe a). Si la pente de la courbe contrainte-déformation axiale est positive, on qualifie ce comportement de durcissant ou d'écrouissage positif (courbe b). Si la pente de la courbe contrainte-déformation axiale est négative, il s'agit d'un comportement radoucissant ou écrouissage négatif (courbe c). Quand le comportement dépend du temps, le comportement est élastoviscoplastique [70].

La phase non élastique commence à partir d'une certaine valeur de la contrainte, dite limite d'élasticité, les déformations quittent la phase linéaire et croissent plus vite. On obtient alors la rupture pour une valeur de la contrainte appelée résistance instantanée à la compression simple R_c . Si la résistance R_c est proche de la limite d'élasticité, on dit que la roche a un comportement élastique fragile. Si au contraire la phase non élastique est importante, on a alors affaire à une roche à comportement élastoplastique [23].

La phase post-rupture de la roche. Au-delà de la rupture, la contrainte admissible décroît très rapidement avec les déformations. Notons que pour saisir expérimentalement cette phase, Il faut disposer d'une presse munie d'un dispositif permettant de moduler la contrainte sur l'éprouvette de telle sorte que la vitesse de déformation reste constante et égale à une valeur programmée à l'avance. Sans cet asservissement, on obtient l'éclatement de la roche au moment de la rupture. La phase résiduelle où la contrainte axiale p peut se stabiliser autour

d'une valeur R_{cr} tandis que les déformations deviennent importantes. R_{cr} est appelé la résistance résiduelle à la compression. Cette phase résiduelle est souvent très brève, si non inexistante dans les roches à comportement élastique fragile, car on aboutit à la ruine de l'éprouvette.

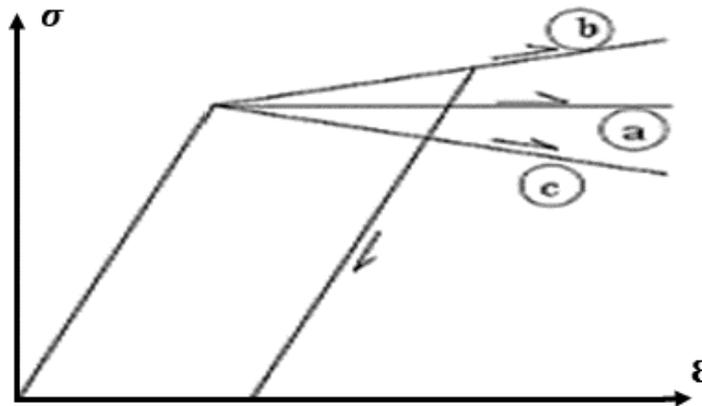


Figure 3.16 : Comportement élastoplastique; (a) parfait, (b) écoulement positif, (c) écoulement négatif [70]

3.4 Synthèse

L'incertitude associée à l'estimation des propriétés des masses rocheuses in situ a un impact significatif sur la conception des pentes et des excavations souterraines dans les massifs rocheux.

Concernant le comportement mécanique des discontinuités, la courbe effort-déformation présente une augmentation rapide de l'effort tangentiel vers un pic, suivi d'une perte importante de la résistance vers une stabilisation à une valeur résiduelle. La rupture s'accompagne toujours d'une dilatance, qui définit une augmentation de volume.

Le comportement mécanique de la matrice rocheuse suit obligatoirement une loi de comportement ; qui doit être appliquée soigneusement pour pouvoir déterminer les déformations réelles dans le massif rocheux suite à la réalisation des ouvrages miniers.

La détermination des paramètres physico-mécaniques de la matrice rocheuse et des discontinuités présente une base de données nécessaire pour la classification des massifs rocheux afin de prédimensionner les ouvrages miniers à creuser au sein de ces massifs.

Une classification des massifs rocheux fournit à l'ingénieur les données qualitatives et quantitatives nécessaires à la caractérisation structurale et à l'évaluation des propriétés intrinsèques des massifs à l'échelle volumétrique. Une quantification complète de ces données est nécessaire pour la conception du projet en vue des techniques de construction adéquates et un choix de soutènement approprié fera l'objet du chapitre suivant.

Chapitre 4

Classifications géomécaniques des massifs rocheux

Introduction

4.1 Les classifications géomécaniques

4.2 Synthèse

Introduction

Pendant les étapes de faisabilité et de conception préliminaires d'un projet, lorsque très peu d'informations détaillées sur la masse rocheuse et ses contraintes et caractéristiques hydrologiques sont disponibles, l'utilisation d'un schéma de classification de la masse rocheuse peut être d'un avantage considérable. Dans sa forme la plus simple, cela peut impliquer d'utiliser le système de classification comme une liste de contrôle pour s'assurer que toutes les informations pertinentes ont été prises en compte [79]. À l'autre extrémité, un ou plusieurs schémas de classification de la masse rocheuse peuvent être utilisés pour créer une image de la composition et des caractéristiques d'une masse rocheuse afin de fournir des estimations initiales des besoins de support et de fournir des estimations des propriétés de résistance et de déformation de la masse rocheuse [14].

La classification géomécanique est la quantification d'un massif rocheux au moyen d'une note empirique décrivant sa qualité à l'aide d'une série de termes allant de la très bonne roche à la roche très médiocre. L'évaluation de la stabilité structurelle selon ces classifications peut être résumée comme suit [61] :

- Estimation indirecte des propriétés mécaniques à grande échelle d'un rocher fissuré, à savoir son module de déformation, sa résistance à la compression simple, sa cohésion et son angle de frottement interne.
- Estimez combien de temps le bloc peut tenir sans support. Il s'agit d'un indicateur très important pour déterminer l'étendue des fouilles.
- Faire des recommandations pour les structures de soutien [80].

4.1 Classifications géomécaniques

La caractérisation de la masse rocheuse est un aspect fondamental de l'excavation et de la conception du soutènement [81]. Les limites du domaine géotechnique traditionnel peuvent inclure l'incapacité d'identifier facilement les variations des conditions locales de la masse rocheuse qui, dans certaines circonstances, peuvent conduire à l'adoption de schémas de renforcement et de soutènement sous-optimaux.

Au stade préliminaire de la recherche, les structures souterraines sont généralement dimensionnées à partir des classifications des formations rocheuses.

Chapitre 4 : Classifications géomécaniques des massifs rocheux

Tableau 4.1 : Systèmes de classification des massifs rocheux [61]

Nom de classification	Domaine d'application	Référence
Le système de classification des charges de Terzaghi	Conception de supports en acier dans les tunnels	Terzaghi 1946
Classification de Lauffer	Contribution à la conception de tunnels	Lauffer 1958
La nouvelle méthode autrichienne (NATM)	Excavation et conception dans un terrain incompetent (surchargé)	Rabcewicz, Muller and pacher 1958-1964
Classification mécanique des roches	La mécanique des roches	Patching and Coates 1968
La classification unifiée des sols et des roches	Basée sur des particules et des blocs de communication	Deer et al 1969
La désignation de qualité de la roche (RQD)	Basée sur la structure du corps, utilisée dans d'autres systèmes de classification	Deer et al 1967
La classification taille-contrainte	Basée sur la résistance de la roche et la taille du bloc, utilisé principalement dans l'exploitation minière	Franklin 1975
La classification de la structure rocheuse (RSR)	Conception de soutènement en acier dans les excavations souterraines	Wickham et al 1972
La classification de la masse rocheuse (RMR)	Pour une utilisation en communication	Bieniawski 1973
Le système de classification Q	Pour une utilisation en communication	Barton et al 1974
La classification typologique	Pour une utilisation générale	Matula and Hozler 1978
Le système unifié de classification des roches	Pour la conception de support dans les excavations souterraines	Williamson 1980
Classification géotechnique de base (BGC)	Pour la caractérisation générale, la conception du soutènement	ISRM 1981
L'indice de résistance géologique (GSI)	Pour la conception du soutènement dans les excavations souterraines	Hoek 1994
L'indice de masse rocheuse (Rmi)	Pour la caractérisation générale, la conception du soutènement	Palmstrom 1995

4.1.1 Approche de Terzaghi

Terzaghi (1946) a formulé la première méthode rationnelle de classification en évaluant les charges rocheuses appropriées à la conception des cintres métalliques. Il s'agissait d'un développement important car le support par des cintres métalliques a été le système le plus couramment utilisé pour contenir les excavations souterraines au cours de cette période. Il convient de souligner, cependant, que si cette classification est appropriée pour l'objectif pour lequel elle a été élaborée, c'est-à-dire pour estimer les charges de roche pour les tunnels soutenus par des arcs en acier, elle convient tout aussi bien aux méthodes modernes de creusement de tunnels utilisant du béton projeté et des boulons d'ancrage. Après des études

Chapitre 4 : Classifications géomécaniques des massifs rocheux

détaillées, Cecil (1970) a conclu que la classification de Terzaghi était trop générale pour permettre une évaluation objective de la qualité des roches et qu'elle ne fournissait aucune information quantitative sur les propriétés des masses rocheuses.

Tableau 4.2 : Hauteur de terrain décomprimé au-dessus d'un tunnel (K. Terzaghi. 1946)

Nature de la roche	RQD	Charge Hp (ft)	Remarques
Dure et intacte	95-100	0	Quelques ancrages s'il y a des chutes de blocs
Dure et stratifiée	90-99	0 à 0,5 B	Soutènement léger
Massive avec quelques joints	85-90	0 à 0,25 B	La charge peut changer brusquement d'un point à un autre
Modérément ébouleuse	75-85	0,25 B à 0,2 (B + Ht)	Le toit en tunnel est présumé en dessous du niveau hydrostatique. S'il est situé au-dessus, les valeurs données pour les roches 4 à 6 devront être réduites de 50 %
Très ébouleuse	30-75	0,2 à 0,6 (B + Ht)	
Complètement broyée- sable et gravier	3-30	0,6 à 1,10 (B + Ht)	
	0-3	1,1 à 1,4 (B + Ht)	
Roche fluante à profondeur modérée	Na	1,10 à 2,10 (B + Ht)	Grande pression latérale Cintres circulaires recommandés
Roche fluante à grande profondeur	Na	2,10 à 4,50 (B + Ht)	Grande pression latérale Cintres circulaires recommandés
Roche gonflante	Na	Jusqu'à 250 ft indépendant de (B + Ht)	Cintres circulaires Dans les cas extrêmes, utiliser des cintres coulissants.

Na : non applicable

4.1.2 Approche de Lauffer

Lauffer (1958) a proposé que le temps de portance d'une excavation non supportée soit lié à la qualité de la masse rocheuse dans laquelle la structure est excavée. Dans un tunnel, la portée sans appui est définie comme la portée du tunnel ou la distance entre le front et l'appui le plus proche, si celle-ci est supérieure à la portée du tunnel. La classification originale de Lauffer a depuis été modifiée par un certain nombre d'auteurs, notamment Pacher et al (1974), et fait maintenant partie de l'approche générale de creusement des tunnels connue sous le nom de nouvelle méthode autrichienne.

L'importance du concept de temps de portance est qu'une augmentation de la portée du tunnel entraîne une réduction significative du temps disponible pour l'installation du soutènement.

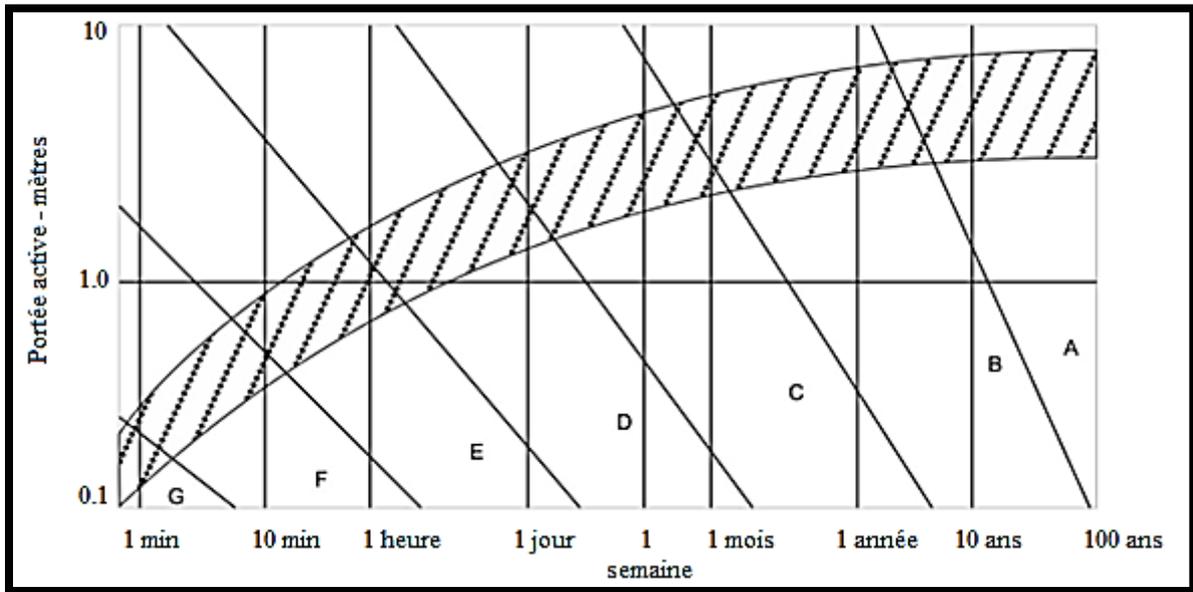


Figure 4.1 : Classification des massifs rocheux à partir d'une relation entre la portée active et le temps de portance (Laufer, 1958)

Lors de la conception du soutènement pour les excavations dans la roche dure, il est prudent de supposer que la stabilité de la masse rocheuse entourant l'excavation ne dépend pas du temps. Par conséquent, si une cale structurellement définie est exposée dans le toit d'une excavation, elle tombera dès que la roche la soutenant sera enlevée. Cela peut se produire au moment de l'explosion ou lors de l'opération de mise à l'échelle ultérieure. S'il est nécessaire de maintenir une telle cale en place ou d'améliorer la marge de sécurité, il est essentiel que le soutènement soit installé le plus tôt possible, de préférence avant que la roche supportant la totalité de la cale ne soit enlevée [14].

Tableau 4.3 : Description d'état de stabilité des ouvrages souterrains (Laufer. 1958)

Classe	Description	Valeurs coordonnées entre le temps de portance et la portée libre
A	Très dure	20 ans – 4m
B	Dure	6 mois – 4m
C	Moyenne	1 semaine – 3m
D	Fracturée	5 heures – 1.5m
E	Très fracturée	30 minutes – 0.8m
F	Désintégrée	2 minutes – 0.4m
G	Très désintégrée	100 secondes – 0.15m

Chapitre 4 : Classifications géomécaniques des massifs rocheux

Lauffer a suggéré un regroupement de paramètres ayant une influence sur la stabilité des excavations souterraines dont il a proposé quatre graphes démonstratifs pour un enchaînement de la méthode Stand-Up Time. D'après Lauffer, les paramètres ayant un impact sur la qualité d'un ouvrage souterrain sont comme suit :

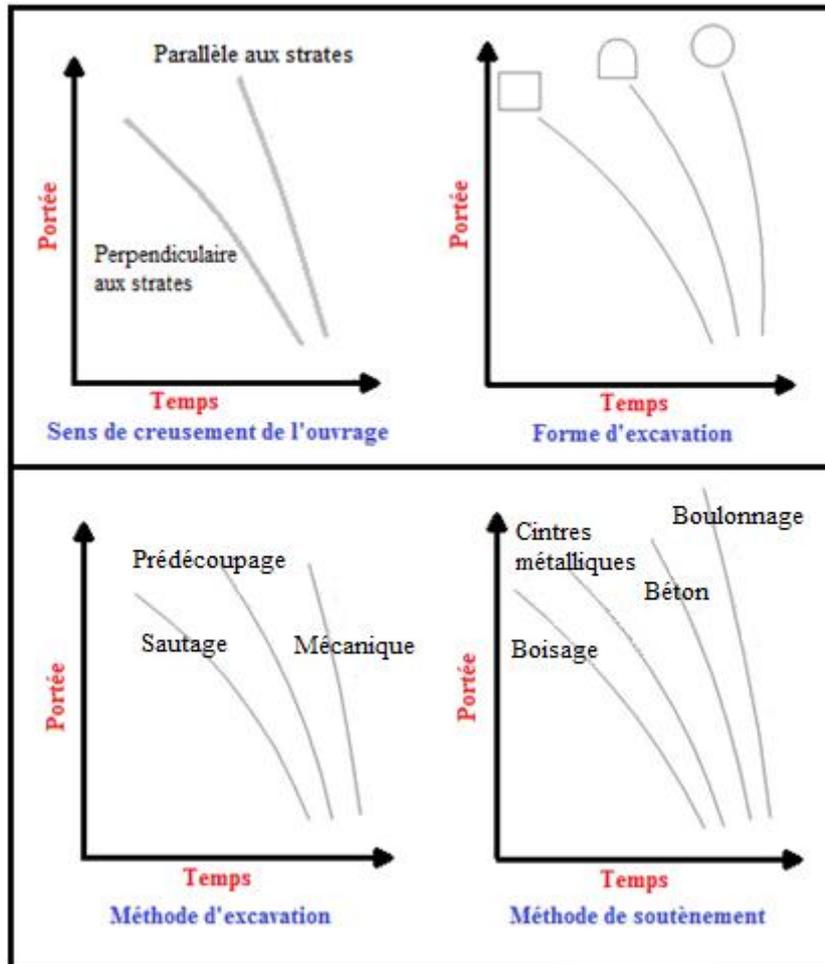


Figure 4.2 : Paramètres de la méthode de classification de Lauffer. 1958

4.1.3 Rock quality designation index (RQD)

L'indice de désignation de la qualité des roches (RQD) a été mis au point par Deere afin de fournir une estimation quantitative de la qualité de la masse rocheuse à partir de diagraphies de carottes de forage. RQD est défini comme le pourcentage de pièces intactes de plus de 100 mm dans la longueur totale d'une carotte qui doit être au moins de taille (54,7 mm de diamètre) [82]. Les procédures correctes de mesure de la longueur des pièces centrales et du calcul du RQD sont résumées dans la figure (4.3).

Chapitre 4 : Classifications géomécaniques des massifs rocheux

Palmström (1982) a suggéré que, lorsqu'aucun carotte n'est disponible mais que des traces de discontinuité sont visibles dans les expositions en surface ou dans les couloirs d'exploration, le RQD peut être estimé à partir du nombre de discontinuités par unité de volume. La relation suggérée pour les masses rocheuses sans argile est la suivante :

$$\text{RQD} = 115 - 3.3 J_v \quad (4.1)$$

Où J_v est la somme du nombre de joints par unité de longueur pour tous les ensembles de joints (discontinuité), appelée nombre de joints volumétrique.

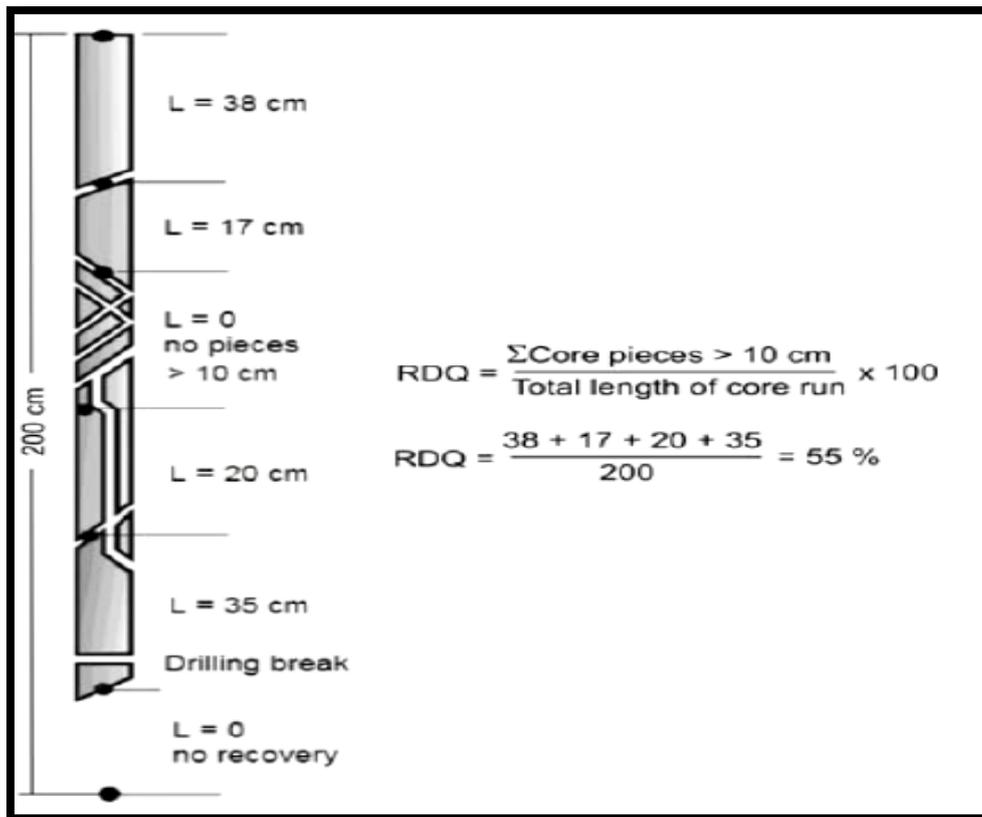


Figure 4.3 : Procédure de mesure et de calcul du RQD [84]

RQD est un paramètre dépendant de la direction et sa valeur peut changer de manière significative en fonction de l'orientation du forage. L'utilisation du décompte volumétrique des articulations peut être très utile pour réduire cette dépendance directionnelle.

RQD est destiné à représenter la qualité de la masse rocheuse in situ. Lors de l'utilisation de carottes de forage au diamant, il convient de veiller à ce que les fractures résultant de la manipulation ou du processus de forage soient identifiées et ignorées lors de la détermination de la valeur de RQD.

Chapitre 4 : Classifications géomécaniques des massifs rocheux

Lors de l'utilisation de la relation de Palmström pour la cartographie de l'exposition, les fractures induites par l'explosion ne doivent pas être incluses dans l'estimation de J_v .

Tableau 4.4 : Corrélation entre l'indice RQD et la qualité du massif rocheux (Deere, 1967)

RQD	Qualité des roches
<25	Très médiocre
25-50	Médiocre
50-75	Moyenne
75-90	Bonne
90-100	Excellente

Le RQD de Deere a été largement utilisé, en particulier en Amérique du Nord, après son introduction. Cording et Deere (1972), Merritt et Deere (1972) et Deere (1988) ont tenté de relier le RQD aux facteurs de charge de la roche de Terzaghi et aux exigences relatives aux boulons d'ancrage dans les tunnels. Dans le contexte de cette discussion, l'utilisation la plus importante de la méthode RQD est utilisée en tant que composante dans les classifications des massifs rocheux comme RMR et Q system [69].

Tableau 4.5 : Comparaison entre le RQD et les exigences du soutènement [85]

Classification	Sans soutènement	Boulonnage	Cintres métalliques
Deere et al (1970)	RQD 75-100	RQD 50-75 (1.5-1.8m d'espacement) RQD 25-50 (0.9-1.5m d'espacement)	RQD 50-75 (Cintres légers avec 1.5-1.8m d'espace) RQD 25-50 (Cintres légers ou moyens, 1.5-1.8m d'espace) RQD 0-25 (Cintres moyens ou lourds, 1.5-1.8m d'espace)
Cecil (1970)	RQD 82-100	RQD 75-100 (occasionnellement, 40-60mm de béton)	RQD 75-100 (Cintres métalliques ou béton renforcé)
Merritt (1972)	RQD 72-100	RQD 23-72 (1.2-1.8m d'espacement)	RQD 0-23

Chapitre 4 : Classifications géomécaniques des massifs rocheux

De façon générale la difficulté est grande de classer le rocher sur des paramètres aussi quantitatifs que possible et surtout d'en déduire le mode, voire même la quantité de soutènement nécessaire à la stabilité de l'ouvrage.

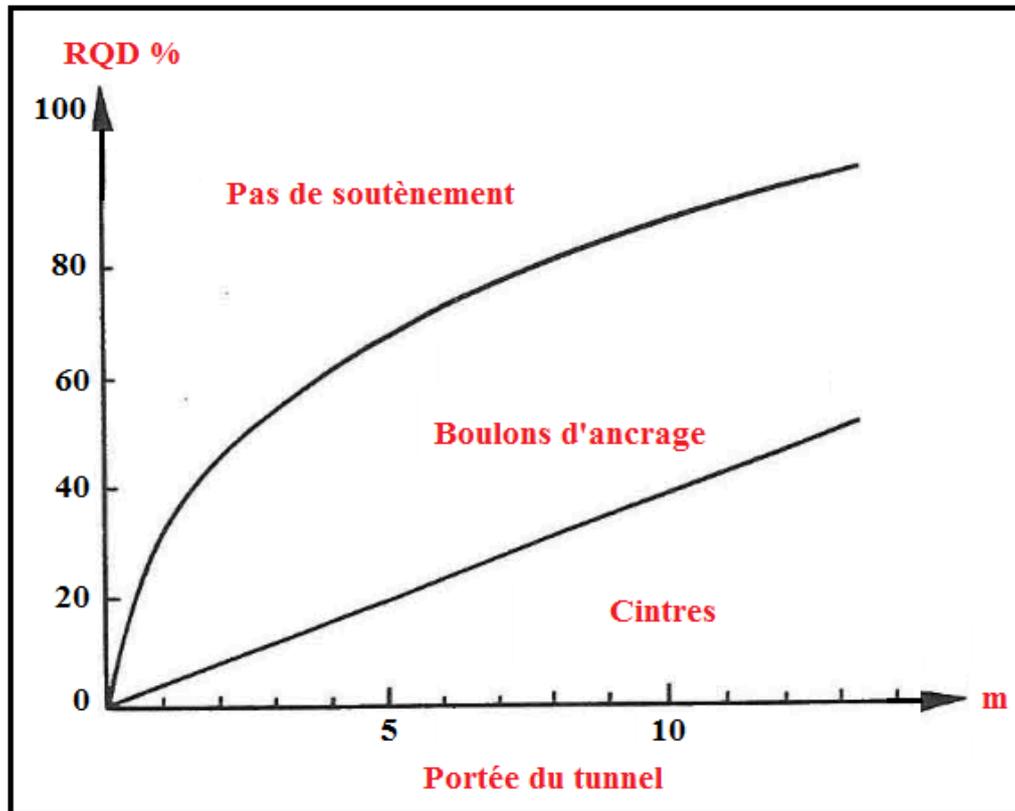


Figure 4.4 : Diagramme du soutènement de la méthode RQD [1]

4.1.4 Classification de Z.Bieniawski : Rock Mass Rating (RMR)

Bieniawski (1973, 1976) a publié les détails d'une classification de la masse rocheuse intitulée Geomechanics Classification or the Rock Mass Rating (RMR) system. Au fil des années, ce système a été affiné au fur et à mesure de l'examen du nombre de cas et le lecteur devrait savoir que Bieniawski a considérablement modifié les notations attribuées à différents paramètres. La discussion qui suit est basée sur la version de 1989 de la classification (Bieniawski, 1989). Cette version et la version de 1976 traitent toutes deux d'estimation de la résistance des masses rocheuses.

Les six paramètres suivants sont utilisés pour classer une masse rocheuse à l'aide du système RMR :

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).

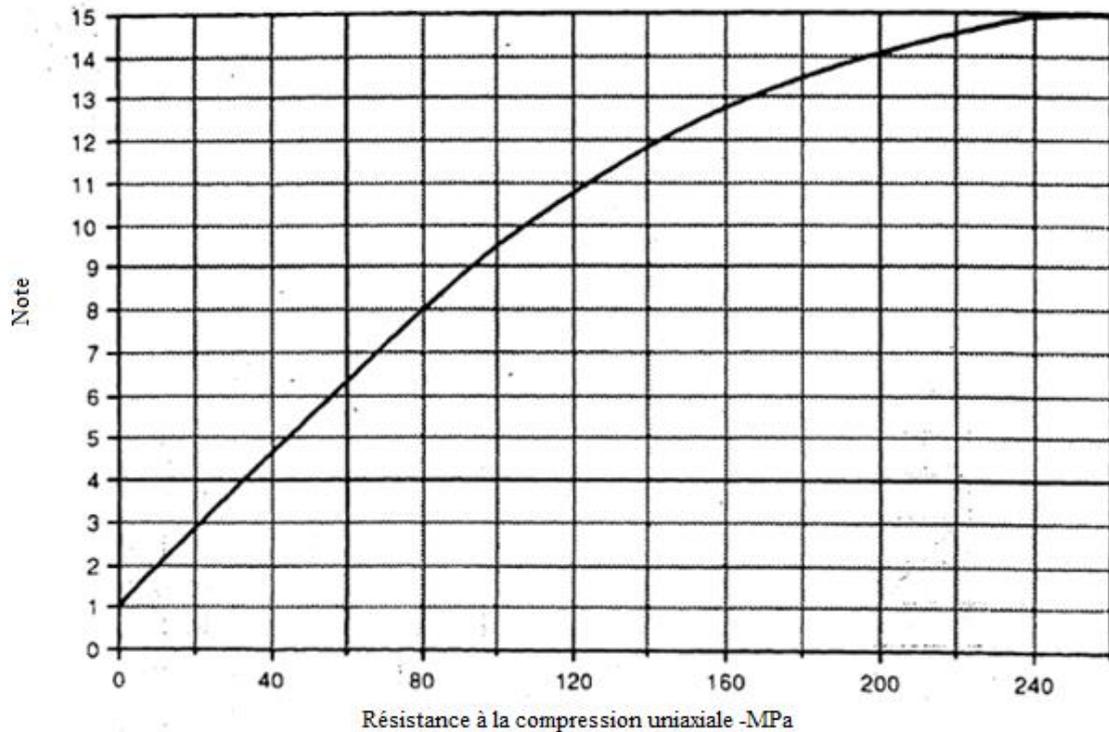


Figure 4.5 : Impact de la résistance à la compression [88].

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).

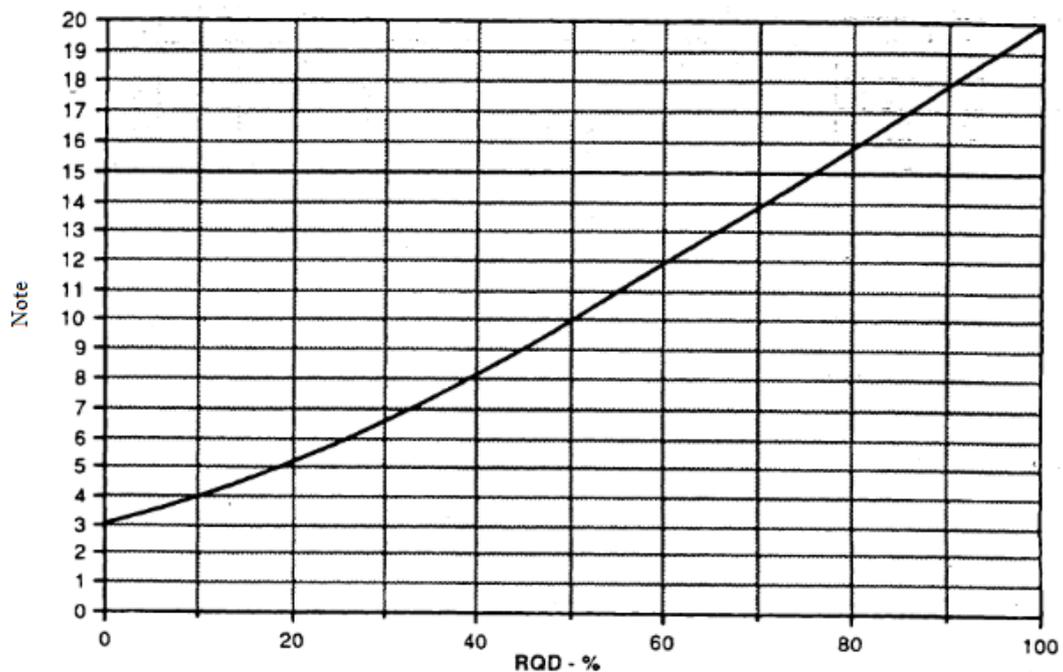


Figure 4.6 : Impact du paramètre RQD [88].

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).

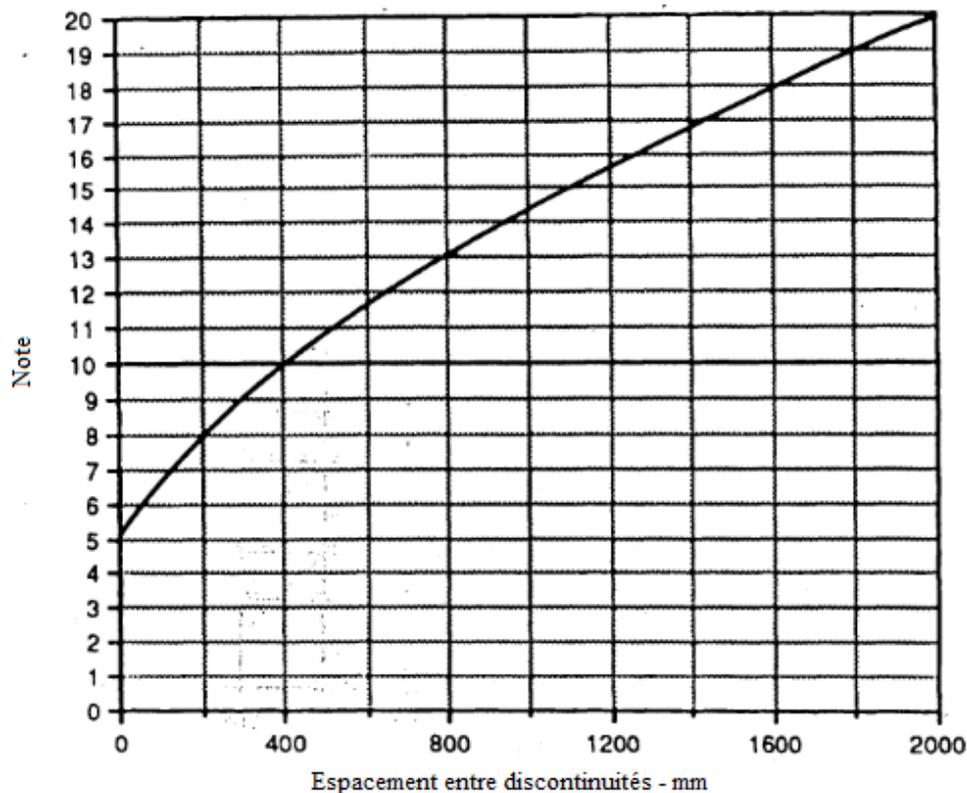


Figure 4.7 : Impact d'espacement entre discontinuités [88].

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).

Tableau 4.6 : Classification des discontinuités à partir de leurs conditions [88].

Paramètres	Note				
Longueur de la discontinuité	<1 m 6	1-3 m 4	3-10 m 2	10-20 m 1	>20 m 0
Séparation	Néant 6	<0.1 mm 5	0.1-1 mm 4	1-5 mm 1	>5 m 0
Dureté	Très dure 6	Dure 5	Moyenne 3	Faible 1	Médiocre 0
Matériau de remplissage	Dure			Friable	
	Néant 6	<5 mm 4	>5 mm 2	<5 mm 2	>5 mm 0
Altération	Non altérée 6	Légère 5	Moyenne 3	Elevée 1	Forte 0

Chapitre 4 : Classifications géomécaniques des massifs rocheux

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 : (Adjustement 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).

Le système d'évaluation de la masse de roche (RMR) de Bieniawski était à l'origine basé sur des histoires de cas tirées du génie civil. En conséquence, l'industrie minière a eu tendance à considérer la classification comme quelque peu conservatrice et plusieurs modifications ont été proposées afin de rendre la classification plus pertinente pour les applications minières. Un résumé détaillé de ces modifications a été compilé par Bieniawski (1989).

La somme des cinq premiers indices caractérise le RMR de base. Quant aux travaux souterrains, il faut ajouter l'effet du facteur correctif [88]. Le RMR_{89} s'écrit alors :

$$RMR_{89} = A1 + A2 + A3 + A4 + A5 + B \quad (4.2)$$

Tableau 4.7 : Classes de rocher suivant la classification de Z. Bieniawski 1989

Ratio	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

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 rocheux fracturés dont la matrice a une résistance considérable et dont le comportement est régi par les discontinuités.

Chapitre 4 : Classifications géomécaniques des massifs rocheux

Tableau 4.8 : Paramètres de classification des roches et notes de pondération [88].

Paramètres			Coefficients						
1	Résistance de la roche	Indice FrankLin	>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 Epointe en contact Epointe non Altérées	Surfaces légèrement rugueuses Epaisseur <1 mm Epointe non Altérées	Surfaces légèrement rugueuses Epaisseur <1 mm Epointe 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	< 10 l/min	< 25 l/min	25-125 l/min	> 25 l/min		
		Pression d'eau contrainte principale	0	< 0.1	0.0-0.2	0.2-0.5	> 0.5		
		Hydro-Géologie	Complètement sec	Humide	Mouillé	Suintant	Débitant		
	Note		15	10	7	4	0		

Tableau 4.9 : Ajustement pour l'orientation des joints [88].

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

Tableau 4.10 : Notes d'ajustement pour l'orientation des joints [88].

Orientation des joints	Très Favorable	Favorable	Moyen	Défavorable	Très défavorable
Note d'ajustement	0	-2	-5	-10	-12

Chapitre 4 : Classifications géomécaniques des massifs rocheux

Tableau 4.11 : Recommandations du soutènement d'après Z. Bieniawski

Classe de la roche	Type de soutènement						
	Boulons d'ancrage (1)		Béton projeté			Cintres métalliques	
	Espacement	Complément d'ancrage	Voûte	Piédroits	Complément de soutènement	Type	Espacement
1	généralement pas nécessaire						
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 : ½ diamètre du tunnel, scellement réparti à la résine.

4.1.5 Classification de N. Barton (Q-system)

Barton et al. (1974), de l'Institut géotechnique norvégien, ont proposé, à partir d'une évaluation d'un grand nombre de cas d'excavations souterraines, un indice de qualité (Q) pour la détermination des caractéristiques de la masse rocheuse et des exigences en matière de soutènement des excavations souterraines. La valeur numérique de l'indice Q varie sur une échelle logarithmique allant de 0,001 à 1 000 au maximum. Elle est définie par :

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \frac{J_r}{J_a} \frac{J_w}{SRF} \quad (4.3)$$

- **RQD** (Deer. 1988) caractérise la qualité des carottes de sondage (Annexe 1) ;
- **J_n** représente le nombre de familles de discontinuités ;

Chapitre 4 : Classifications géomécaniques des massifs rocheux

- **Jr** représente la rugosité des épontes de la famille de discontinuité la plus défavorable en terme d'orientation (Annexe 1) ;
- **Ja** caractérise l'état d'altération des discontinuités (Annexe 1) ;
- **Jw** est un facteur de réduction dû à la présence de l'eau dans les joints (Annexe 1) ;
- **SRF** est un facteur de réduction des contraintes dans le massif (Annexe 1).

Le premier quotient (RQD / J_n) : représentant la structure de la masse rocheuse, est une mesure brute de la taille du bloc ou de la particule, les deux valeurs extrêmes (100 / 0,5 et 10/20) différant d'un facteur 400. Si le quotient est interprété en unités de centimètres, les «tailles de particules» extrêmes de 200 à 0,5 cm apparaissent comme des approximations grossières mais assez réalistes. Les blocs les plus grands devraient probablement avoir plusieurs fois cette taille et les plus petits fragments moins de la moitié. (Les particules d'argile sont bien entendu exclues) [92].

Le deuxième quotient (J_r / J_a) : représente les caractéristiques de rugosité et de frottement des parois des joints ou des matériaux de remplissage. Ce quotient est pondéré en faveur des joints rugueux non altérés en contact direct. Il est à prévoir que ces surfaces seront proches de la résistance maximale, qu'elles se dilateront fortement au cisaillement et qu'elles seront donc particulièrement favorables à la stabilité en profondeur. Lorsque les joints d'une roche ont des revêtements et des obturations minérales argileuses minces, la résistance est considérablement réduite. Néanmoins, le contact de la paroi rocheuse après de petits déplacements de cisaillement peut être un facteur très important pour préserver l'excavation de la rupture ultime.

Le troisième quotient (J_w / SRF) : comprend deux paramètres de contrainte. Le SRF permet de mesurer :

- Le relâchement de la charge dans le cas d'une excavation dans des zones de cisaillement et des roches argileuses ;
- La contrainte exercée sur les roches dans une roche compétente ;
- Le compactage de charges dans des roches incompétentes en plastique. Il peut être considéré comme un paramètre de contrainte totale. Le paramètre J_w est une mesure de la pression de l'eau, qui a un effet défavorable sur la résistance au cisaillement des joints en raison de la réduction de la contrainte normale effective. De plus, l'eau peut provoquer un ramollissement et une évacuation éventuelle dans le cas de joints remplis d'argile. Il a été impossible de combiner ces deux paramètres en termes de contrainte effective entre blocs, car

Chapitre 4 : Classifications géomécaniques des massifs rocheux

paradoxalement une valeur élevée de contrainte normale effective peut parfois signifier des conditions moins stables qu'une valeur faible, malgré la résistance au cisaillement plus élevée. Le quotient (J_w / SRF) est un facteur empirique complexe décrivant le «stress actif».

Il apparaît que l'indice de qualité Q peut maintenant être considéré comme une fonction de trois paramètres qui sont des mesures brutes de [69] :

(RQD / J_n) : Taille de blocs ;

(J_r / J_a) : Résistance au cisaillement entre les blocs ;

(J_w/SRF) : Contrainte active.

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 [69].

À partir d'ESR, N. BARTON définit la dimension équivalente de l'ouvrage :

$$D_e = \frac{\text{Largeur, Diamètre ou Hauteur (m)}}{ESR} \quad (4.4)$$

Tableau 4.12 : Valeur de Q et qualité du massif rocheux [90]

Valeur de Q	Classe	Description
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

Après avoir calculé par la formule précédente l'indice de qualité Q du rocher [1], 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 (Excavation Support Ratio) 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.

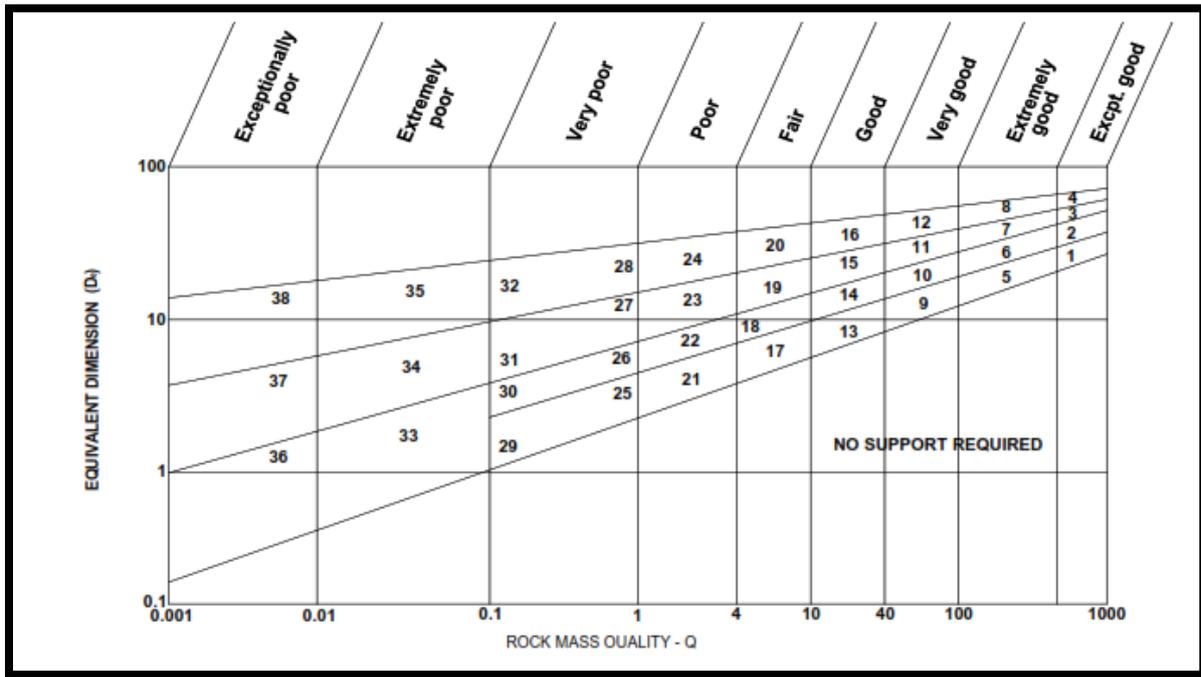


Figure 4.8 : Relation entre Q, De et les catégories de soutènement [90]

4.1.6 Méthode RSR

Wickham et al (1972) ont décrit une méthode quantitative pour décrire la qualité d'une masse rocheuse et pour sélectionner le support approprié sur la base de leur classification RSR (Rock Structure Rating). La plupart des études de cas, utilisées dans le développement de ce système, concernaient des tunnels relativement petits soutenus au moyen d'ensembles en acier, bien qu'historiquement ce système ait été le premier à faire référence au soutènement du béton projeté. Malgré cette limitation, il vaut la peine d'examiner le système RSR en détail, car il démontre la logique impliquée dans l'élaboration d'un système quasi quantitatif de classification de la masse rocheuse.

L'importance du système RSR, dans le contexte de cette discussion, est qu'il a introduit le concept d'évaluation de chacune des composantes énumérées ci-dessous pour arriver à une valeur numérique de :

$$RSR = A + B + C \quad (4.5)$$

- **Paramètre A (Géologie) :** Évaluation générale de la structure géologique sur la base de :
 - Origine de la masse rocheuse (ignée, métamorphique, sédimentaire) ;
 - Dureté de la roche (dure, moyenne, meuble, décomposée) ;

Chapitre 4 : Classifications géomécaniques des massifs rocheux

- Structure géologique (massive, légèrement faillée/plissée, modérément faillée/pliée, intensément faillée/pliée).

Tableau 4.13 : Cote de la structure rocheuse : Paramètre A : Géologie générale de la région [93]

Origine de la roche	Qualité de la roche				Structure géologique			
	Dure	Moyenne	Faible	Meuble				
Ignée	1	2	3	4	Massive	Légèrement pliée ou altérée	Modérément pliée ou altérée	Fortement pliée ou altérée
Métamorphique	1	2	3	4				
Sédimentaire	2	3	4	4				
Type 1					30	22	15	9
Type 2					27	20	13	8
Type 3					24	18	12	7
Type 4					19	15	10	6

- **Paramètre B (Géométrie) :** Effet du diagramme de discontinuité par rapport à la direction de creusement de l'ouvrage sur la base de :
 - ✓ Espacement entre les joints ;
 - ✓ Orientation des Joint (direction et pendage) ;
 - ✓ Sens de creusement d'excavation souterraine.

Tableau 4.14 : Paramètre B : distribution des joints et de creusement [93]

Paramètre B	Direction perpendiculaire à l'axe					Direction parallèle à l'axe		
	Sens de creusement					Sens de creusement		
	Ensemble	Avec le pendage		Contre le pendage		N'importe quelle direction		
Pendage des joints	Horizontal	Incliné	Vertical	Incliné	Vertical	Horizontal	Incliné	Vertical
Joints très serrés < 2 in	9	11	13	10	12	9	9	7
Joints serrés 2 – 6 in	13	16	19	15	17	14	14	11
moyennement espacés 6-12 in	23	24	28	19	22	23	23	19
Moyen à en blocs 1-2 ft	30	32	36	25	28	30	28	24
En blocs à massif 2-4 ft	36	38	40	33	35	36	24	28
Massif >4 ft	40	43	45	37	40	40	38	34

Dont le pendage : Horizontal 0 – 20° ; Incliné 20 – 50° ; Vertical 50 – 90°.

Chapitre 4 : Classifications géomécaniques des massifs rocheux

- **Paramètre C** : Effet de l'afflux d'eau souterraine et de l'état des joints sur la base de :
 - Qualité globale de la masse rocheuse sur la base de A et B combinés ;
 - Conditions des joints (bon, moyen, mauvais) ;
 - Afflux d'eau souterraine.

Tableau 4.15 : Rock Structure Rating : Paramètre C : eaux souterraines, conditions des joints [93]

Paramètre C Effet d'afflux des eaux souterraines	Somme des paramètres A et B					
	13-44			45-75		
	Nature des joints					
Afflux des eaux souterraines	Bon	Moyen	Mauvais	Bon	Moyen	Mauvais
Néant	22	18	12	25	22	18
Léger, <200 gpm	19	15	9	23	19	14
Moyen, 200-1000 gpm	15	11	7	21	16	12
Fort, >1000gpm	10	8	6	18	14	10

Nature des joints : Bon = serrés ou cimentés ; Moyen = légèrement altérés ; Mauvais = sévèrement altérés ou ouverts.

Le support d'un ouvrage souterrain de diamètre spécifique comprend l'épaisseur du béton projeté, l'espacement des boulons d'ancrage et l'espacement des cintres en acier de dimensions typiques utilisées pour la galerie de diamètre spécifié.

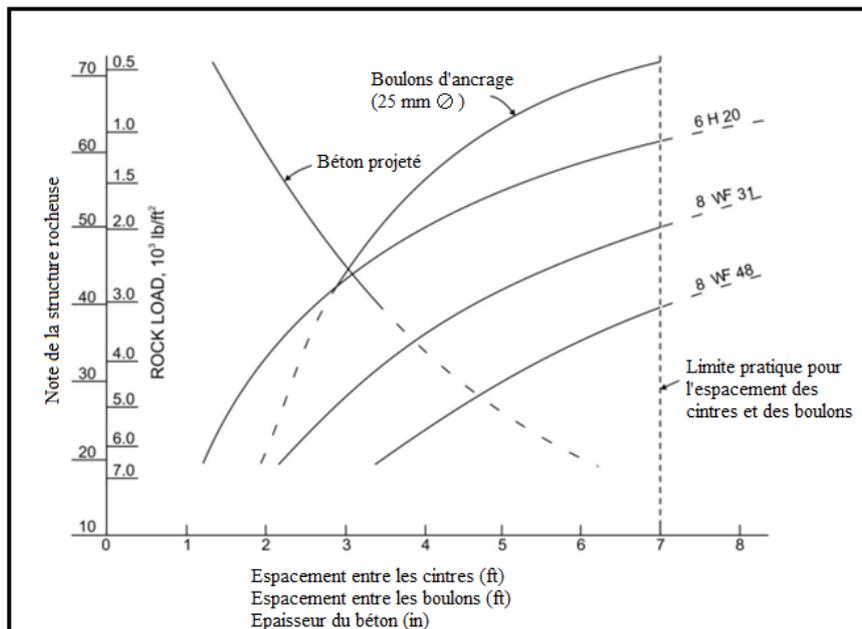


Figure 4.9 Diagramme de soutènement [93]

Chapitre 4 : Classifications géomécaniques des massifs rocheux

Sur la base de données suffisantes et fiables, il peut également être utilisé pour évaluer que le système de soutènement (boulons d'ancrage et béton projeté ou solution de durcissement en acier) est moins cher et plus efficace. Bien que ce système ne soit pas largement utilisé aujourd'hui, il a joué un rôle important dans l'élaboration d'autres systèmes de classification avancés [69].

4.1.7 Méthode de Mathews-Potvin

A la suite de travaux antérieurs de Mathews et al (1981), plusieurs chercheurs ont essayé de développer la méthode du graphe de stabilité pour la conception des ancrages. La version actuelle de la méthode, fondée sur l'analyse de plus de 350 cas d'expérience recueillis dans les mines souterraines canadiennes, tient compte des principaux facteurs influençant la conception des chantiers à ciel ouvert. Les informations sur la résistance et la structure de la masse rocheuse, les contraintes autour de l'ouverture et la taille, la forme et l'orientation de l'ouverture sont utilisées pour déterminer si le chantier sera stable sans soutènement, stable avec soutènement ou instable même s'il est soutenu. La méthode suggère également des plages de densité de boulons lorsque la conception est dans le domaine "stable avec soutènement" [95].

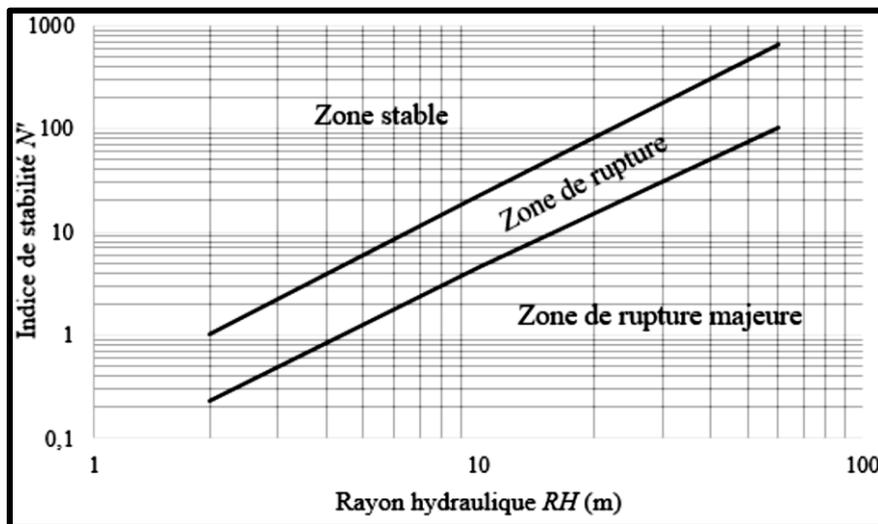


Figure 4.10 : Une version de l'abaque de Mathews-Potvin [96]

Dans un tel cas, la méthode empirique de Mathews-Potvin est couramment utilisée par les ingénieurs des mines pour analyser la stabilité ou le dimensionnement des ouvertures souterraines. La figure précédente montre l'abaque standard de la méthode Mathews-Potvin. Sur le graphique, N' est l'indice de stabilité de la face d'exposition de l'ouverture et RH est le rayon hydraulique de l'ouverture [97].

Chapitre 4 : Classifications géomécaniques des massifs rocheux

Le HR d'une face exposée d'une ouverture est défini comme suit :

$$HR = \frac{\text{Aire de la surface étudiée}}{\text{Périmètre de la surface étudiée}} \quad (4.6)$$

L'indice de stabilité (N') est défini par l'équation suivante :

$$N' = Q' \cdot A \cdot B \cdot C \quad (4.7)$$

Où :

Q' : est le facteur Q-Système modifié ;

A : est un facteur qui prend en considération l'influence des contraintes induites autour du chantier.

B : est un facteur qui prend en compte l'impact des orientations des discontinuités sur la stabilité du chantier.

C : est un facteur qui prend en compte l'influence de la gravité sur les parois, il concerne l'inclinaison de la surface étudiée et l'orientation des joints [98].

Le facteur de contrainte de roche, A , reflète les contraintes agissant sur les surfaces libres des chantiers ouverts en profondeur. Ce facteur est déterminé à partir de la résistance à la compression non confinée de la roche intacte et de la contrainte agissant parallèlement à la face exposée du chantier considéré.

La résistance de la roche intacte peut être déterminée à partir d'essais en laboratoire sur la roche ou d'estimations. La contrainte de compression induite est trouvée à partir de la modélisation numérique ou estimée à partir de distributions de contraintes publiées telles que celles de Hoek et Brown (1980a), en utilisant des valeurs de contrainte in situ mesurées ou supposées [14].

Le facteur de contrainte de la roche, A , est ensuite déterminé à partir de (σ_c / σ_1) , le rapport de la résistance de la roche intacte à la contrainte de compression induite sur la limite d'ouverture :

$$A = 1 \quad \text{for: } (\sigma_c / \sigma_1) > 10 \quad (4.8)$$

$$A = 0.1125(\sigma_c / \sigma_1) - 0.125 \quad \text{for: } 2 < (\sigma_c / \sigma_1) < 10 \quad (4.9)$$

$$A = 0.1 \quad \text{for: } (\sigma_c / \sigma_1) < 2 \quad (4.10)$$

Un graphique du facteur de contrainte de roche A , pour différentes valeurs (σ_c / σ_1) est montré dans la figure ci-dessous.

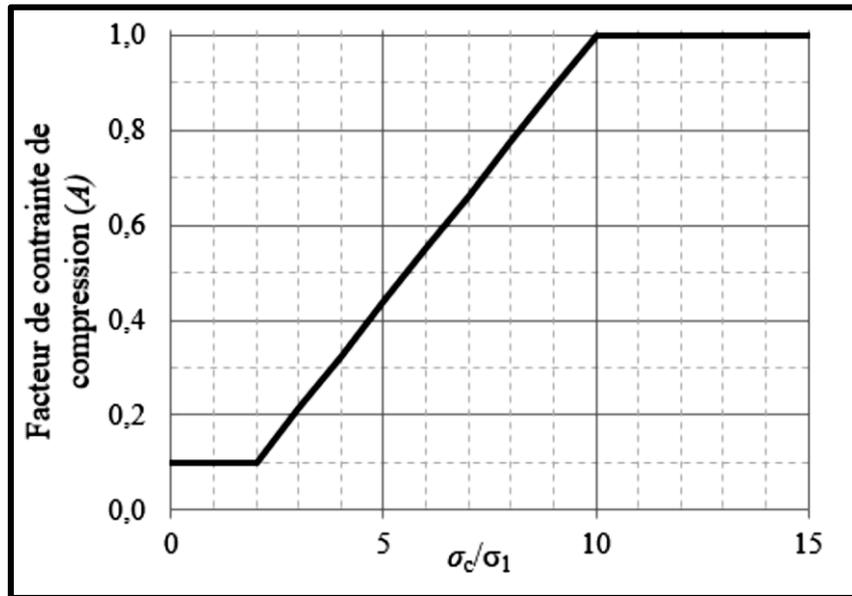


Figure 4.11 : Détermination du facteur A [99]

Le facteur B est utilisé pour prendre en compte l'influence des joints sur la stabilité des surfaces du chantier [100]. La figure suivante montre la variation de ce facteur en fonction de la différence entre les pendages du joint critique et de la face étudiée. On voit que les joints seront plus critiques lorsque leur pendage est plus proche de celui de la paroi à étudier.

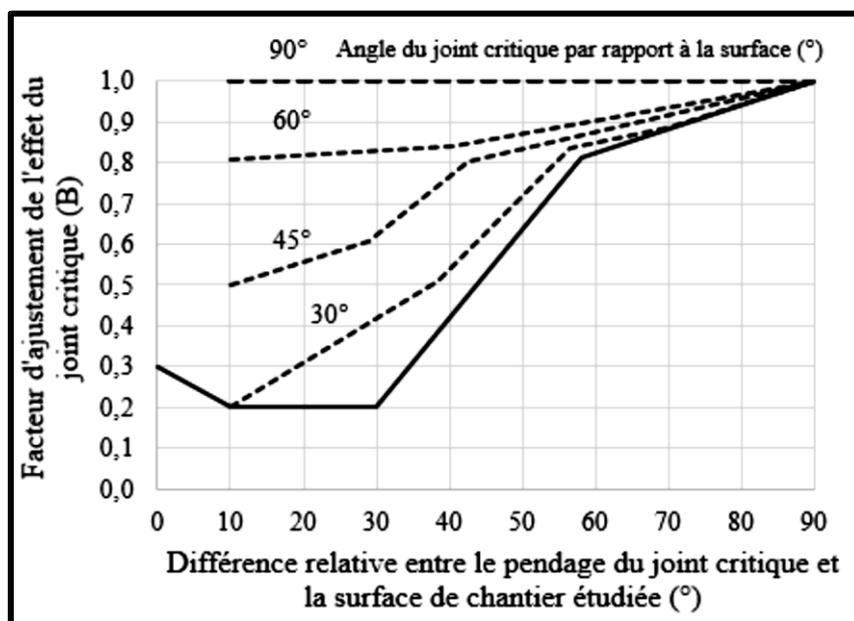


Figure 4.12 : Détermination du facteur d'ajustement de l'effet du joint critique B [99]

La paroi est plus stable lorsque les joints sont plus proche de la perpendicularité à la face à étudier [101].

Chapitre 4 : Classifications géomécaniques des massifs rocheux

Le facteur C, est un ajustement des effets de la gravité. La défaillance peut se produire à partir du toit par des chutes induites par la gravité ou, à partir des murs du chantier, par la dalle ou le glissement [102].

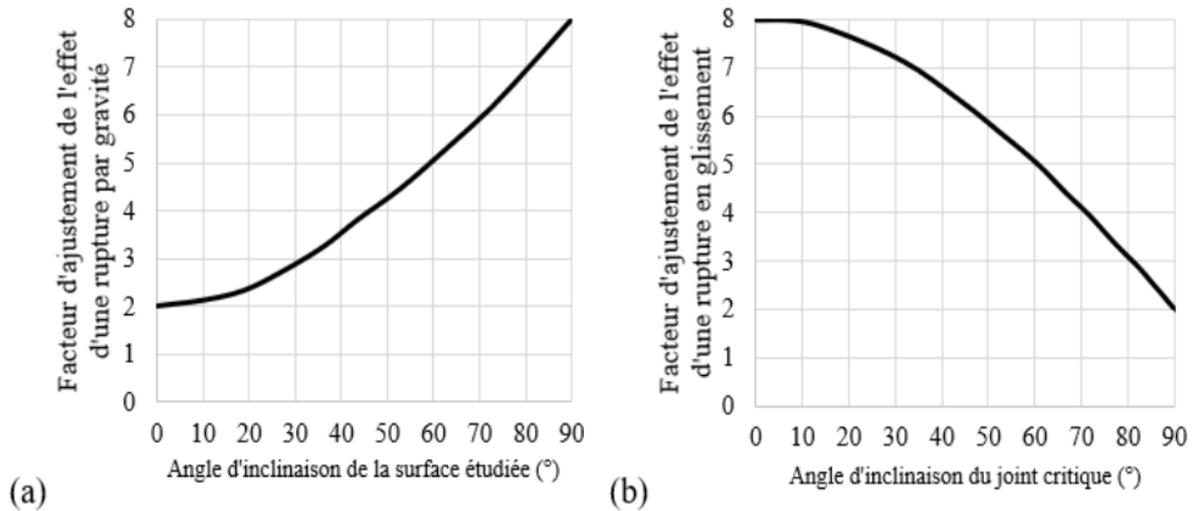


Figure 4.13 : Détermination du facteur C : (a) en fonction de l'inclinaison de la surface étudiée pour des ruptures par gravité [104] ; (b) en fonction de l'inclinaison du joint critique pour des ruptures en glissement [105]

La figure 4.13 (a) présente la variation du facteur C en fonction de l'inclinaison de la surface à étudier en trait avec l'instabilité causée par la gravité. On peut constater que la valeur est plus faible lorsque la face est plus proche de l'horizontalité. L'influence de l'inclinaison des joints critiques sur la stabilité d'une surface étudiée, qui tient compte des ruptures en glissement, est montrée à la figure 4.13 (b).

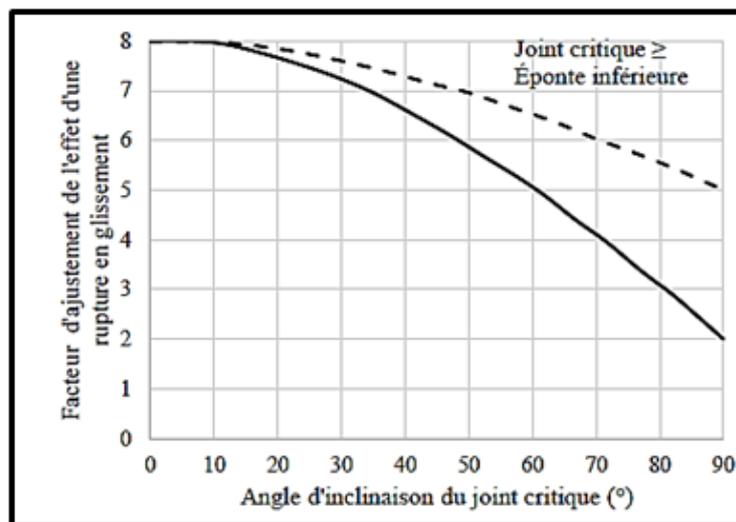


Figure 4.14 : Modification pour déterminer le facteur C pour la rupture en glissement [97]

Chapitre 4 : Classifications géomécaniques des massifs rocheux

On constate qu'un joint critique a été considéré avoir la même influence sur les épontes supérieure et inférieure alors que l'on attend que l'épente supérieure soit moins stable que celle inférieure. En tenant compte de cette hypothèse [106] [107] Hadjigeorgiou et al (1995) ont ajouté une courbe pour les cas où l'inclinaison du joint critique est plus grande que l'inclinaison du chantier (voir la figure 4.14).

4.1.7.1 Design des ancrages

Lorsque l'analyse de stabilité indique que le chantier nécessite un support, le graphique à la figure 4.15 peut être utilisé comme guide préliminaire pour la densité des boulons d'ancrage.

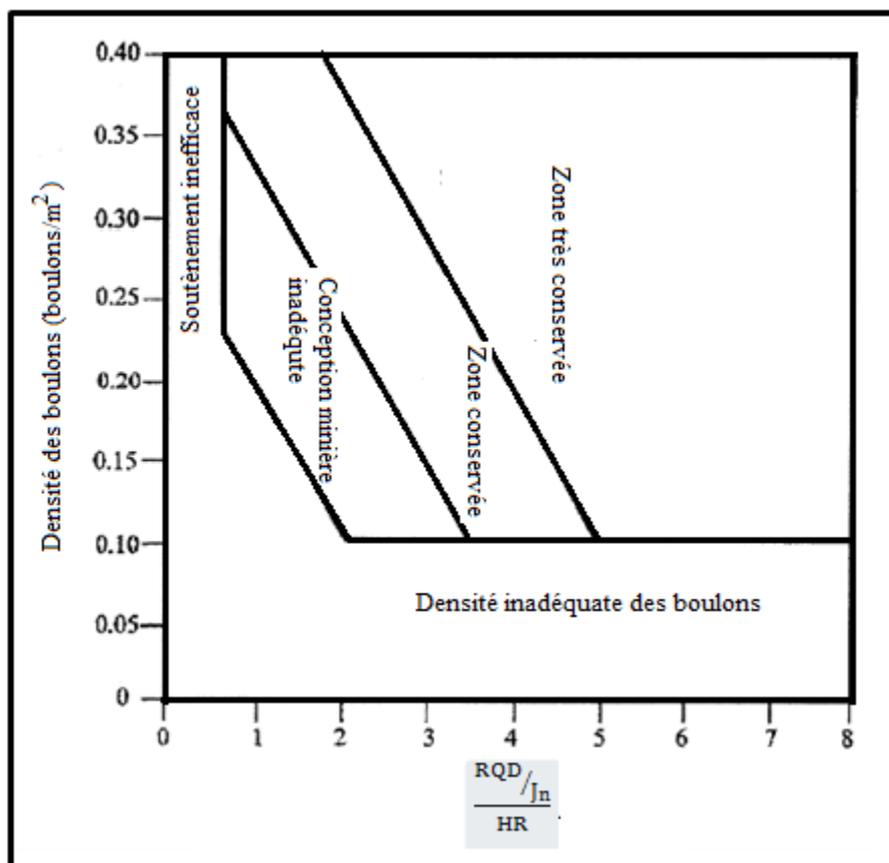


Figure 4.15 : Abaque de la densité des ancrages [108]

Dans ce graphique, la densité des boulons est liée à la fréquence de jonction à travers la taille du bloc (paramètres RQD/J_n) et au rayon hydraulique de l'ouverture; les deux doivent être considérés pour avoir une idée de la taille relative des blocs. Parmi les trois enveloppes de conception illustrées sur cette figure, celle utilisée doit être basée à la fois sur l'utilisation de l'ouverture et sur l'expérience du support de boulons sur le site. Au début d'un projet, le concepteur devrait envisager d'utiliser les enveloppes les plus conservatrices.

4.1.8 Classification GSI

Dans le cadre du développement continu et de l'application pratique du critère empirique de résistance de la masse rocheuse de Hoek-Brown, Hoek (1994) et Hoek et al. (1995) ont introduit un nouveau schéma de classification de la masse rocheuse appelé (GSI). Le GSI a été développé pour surmonter certaines des carences identifiées lors de l'utilisation du schéma RMR avec le critère de résistance de la masse rocheuse.

D'après Brady et al (2005), Le GSI a été spécialement développé pour comptabiliser les propriétés d'une masse rocheuse discontinue ou fracturée qui influent sur sa résistance et sa déformabilité. La résistance d'une masse rocheuse fracturée dépend des propriétés des morceaux de roche intacts et de la liberté de ces morceaux de glisser et de pivoter dans diverses conditions de contrainte. Cette liberté est contrôlée par la forme des roches intacts ainsi que par l'état des surfaces les séparant.

Tableau 4.16 : Note du GSI et qualité du rocher [110]

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

Le GSI cherche à prendre en compte ces deux caractéristiques de la masse rocheuse, à savoir sa structure représentée par son caractère bloquant et son degré d'enchevêtrement, et l'état des surfaces de discontinuité. Le GSI peut être estimé à partir des expositions visuelles de la masse rocheuse ou du cœur du forage [111].

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).

$$\text{RMR}' = A1 + A2 + A3 + A4 + 15 \quad (4.11)$$

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

$$Q' = \frac{\text{RQD}}{J_n} \frac{J_r}{J_a} \quad (4.12)$$

Chapitre 4 : Classifications géomécaniques des massifs rocheux

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

$$\text{GSI} = (\text{RMR})_{89} - 5 \quad \text{si } (\text{RMR})_{89} > 23 \quad (4.13)$$

$$\text{GSI} = 9(\log Q' + 44) \quad \text{si } (\text{RMR})_{89} \leq 23 \quad (4.14)$$

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.

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 ($\sigma_1; \sigma_3$)

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \left(\frac{m_b \sigma_3}{\sigma_c + s} \right)^\alpha \quad (4.15)$$

$$m_b = m_i e^{\left(\frac{\text{GSI} \times 100}{28} \right)} \quad (4.16)$$

$$m_i = \frac{\sigma_c}{\sigma_t} \quad (4.17)$$

Pour $\text{GSI} > 25$ (bon rocher) : $\alpha = 0.5$: $s = e^{\left(\frac{\text{GSI} - 100}{6} \right)}$

Pour $\text{GSI} < 25$ (rocher de qualité médiocre) $s = 0$: $\alpha = 0.65 \left(\frac{\text{GSI}}{100} \right)$

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. 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 [113].

4.2 Synthèse

En l'absence de reconnaissances poussées et d'essais géotechniques permettant d'évaluer les caractéristiques mécaniques des massifs rocheux, il est possible d'avoir une estimation de la

Chapitre 4 : Classifications géomécaniques des massifs rocheux

qualité de ces derniers et un prédimensionnement du soutènement à utiliser grâce aux classifications de massifs rocheux et aux recommandations. Il suffit pour cela de répondre aux différents critères utilisés dans les classifications. On a vu que ces critères variaient en genre et en nombre d'une classification à une autre.

Les deux classifications des massifs rocheux les plus largement utilisées sont le RMR de Bieniawski (1976, 1989) et le Q de Barton et al (1974). Les deux méthodes intègrent des paramètres géologiques, géométriques et de conception/ingénierie pour arriver à une valeur quantitative de la qualité de leur masse rocheuse. Les similitudes entre RMR et Q proviennent de l'utilisation de paramètres identiques ou très similaires dans le calcul de l'évaluation finale de la qualité de la masse rocheuse. Les différences entre les systèmes résident dans les pondérations différentes accordées à des paramètres similaires et dans l'utilisation de paramètres distincts dans l'un ou l'autre schéma.

L'utilisation des chartes de conception doit être limitée aux conditions similaires à celles rencontrées dans les mines utilisées comme études de cas dans l'élaboration de la base de données empiriques. Des conditions géologiques anormales (des failles, des zones de cisaillement), la création d'un front dans le chantier et une mauvaise installation des boulons peuvent toutes conduire à des résultats de faible précision. De plus, les boulons doivent couvrir entièrement la surface d'excavation, car la conception du support est basée sur l'hypothèse que les câbles forment une zone continue de roche renforcée entourant l'ouverture.

Des observations pratiques suggèrent que la principale zone d'incertitude dans l'utilisation de la méthode réside dans la densité de joints dans le massif rocheux. Lorsque le nombre de joints et autres discontinuités par unité de volume de roche est très variable, la valeur de Q' sera sujette à caution.

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

Une application des méthodes de classification géomécanique (RMR, Q Système, GSI et Mathews-Potvin) sur les conditions de la mine souterraine de Boukhadra sera présentée en détails dans le chapitre suivant.

Chapitre 5

Analyse de la stabilité des galeries minières creusées dans le massif rocheux de Boukhadra

Introduction

- 5.1 Le site d'étude (mine de fer de Boukhadra)
- 5.2 L'exploitation du minerai de fer de Boukhadra
- 5.3 Les reconnaissances géotechniques du massif rocheux de Boukhadra (Galerie de roulage du niveau 1105m – Axe principale)
- 5.4 La classification géomécanique du massif de Boukhadra
- 5.5 Proposition d'une nouvelle galerie
- 5.6 Synthèse

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 de stabilité des ouvrages creusés dans les masses rocheux, ce qui nous aidera à proposer des solutions qui permettront d'adapter ou pas le soutènement de ces ouvrages, le drainage et/ou les traitements spéciaux aux conditions rencontrées. Ces conditions géologiques et hydrogéologiques sont donc des outils très importants pour le géotechnicien afin d'obtenir une image aussi complète que possible des caractéristiques du massif rocheux traversé.

L'étude géotechnique d'une excavation souterraine nécessite une reconnaissance approfondie du terrain à cause des enjeux économiques et environnementaux d'une part, et de répondre aux problèmes géologiques, hydrogéologiques et géotechniques d'autre part.

L'élaboration des essais in situ et en laboratoires permet de quantifier les différents paramètres physico-mécaniques d'une roche et une détermination de la distribution spatiale du réseau de discontinuités. La collection des informations géotechniques fait l'objet d'une base des données pour les différentes approches appliquées pour décrire la stabilité des massifs rocheux.

Les massifs rocheux se comportent comme des milieux discontinus, hétérogènes et anisotropes. Cette complexité du comportement des milieux rocheux est due à leur fracturation qui intervient à des échelles très variées. L'effet des discontinuités est considéré comme facteur primordial pour une étude de stabilité, ces défaillances de la structure du terrain peuvent intervenir à partir de la formation des couches (stratigraphie), la tectonique ou des facteurs artificiels...etc. La connaissance du type de discontinuités le plus influant sur stabilité d'un ouvrage minier est difficile à cause de l'absence d'un support scientifique détaillé sur la structure du sous-sol. Pour cette fin, on a décidé de prendre l'initiative pour faire une étude géotechnique comparative sur la stabilité du massif rocheux de Boukhadra (galerie du niveau 1105m), cette étude est basée sur l'effet des familles de discontinuités du massif et les joints de stratification.

5.1 Site d'étude (mine de fer de Boukhadra)

5.1.1 Situation géographique

Le Djebel de Boukhadra se situe sur l'Atlas saharien, à l'Est Algérien. L'unité de Boukhadra se trouve à une altitude de 850 m, le point culminant du Djebel est de 1463 mètres. La ville de Boukhadra fait partie de la Wilaya de Tébessa. Elle se situe à 45 Km au Nord-Est de celle-ci, à 200 Km au sud de la ville côtière d'Annaba, et à 18 Km de la frontière Tunisienne (figure 5.1). La mine de fer de Boukhadra est reliée à Annaba par une voie ferrée qui assure le transport du minerai de fer au complexe d'El-Hadjar. Le climat est continental et sec, les températures varient entre 40°C en été et 0°C en hiver, la Pluviométrie est faible avec parfois de faibles chutes de neige.

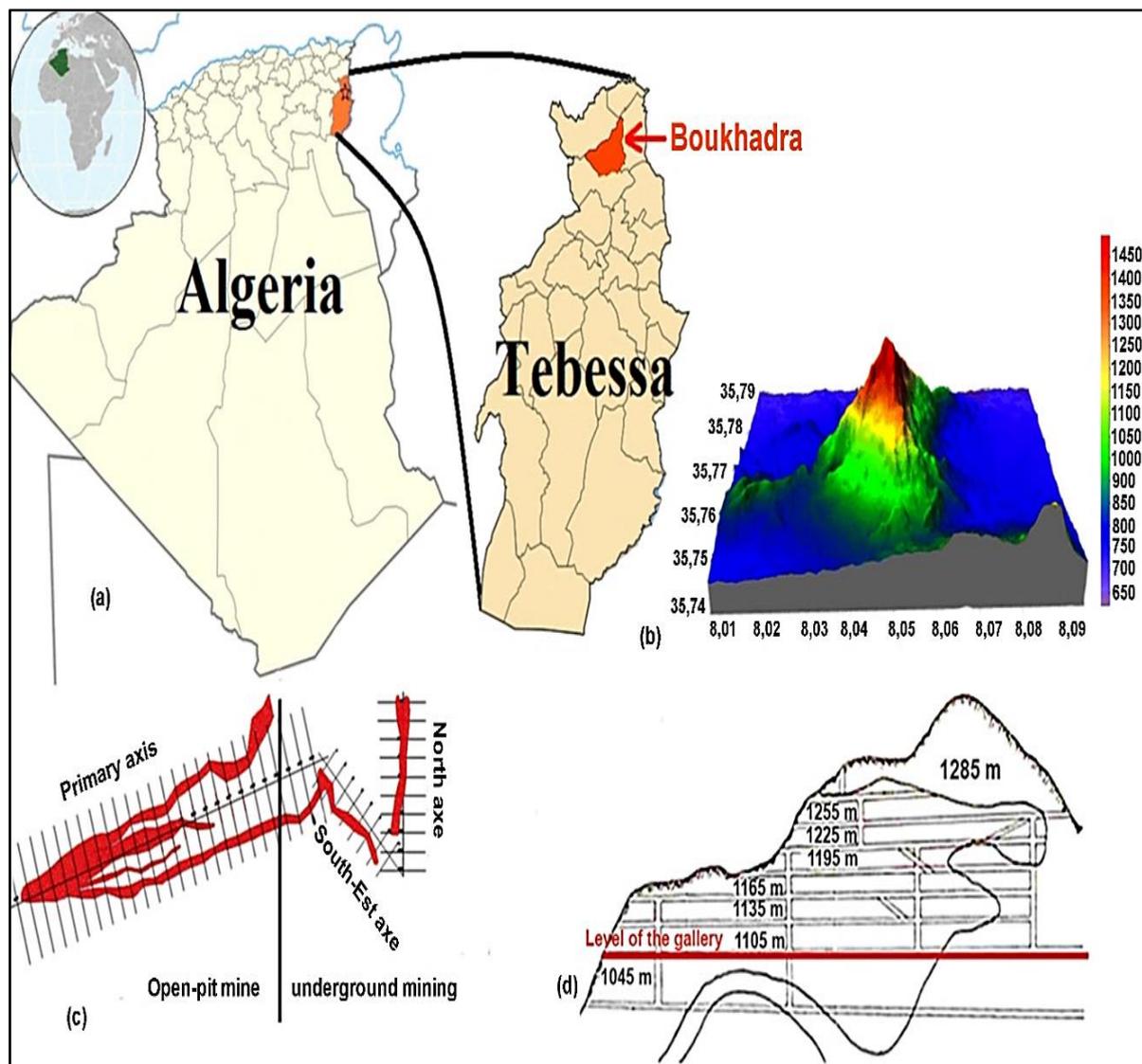


Figure 5.1 : Situation géographique de Boukhadra [114]

Chapitre 5 : Analyse de la stabilité des galeries minières creusées dans le massif rocheux de Boukhadra

5.1.2 Historique de la mine

L'exploitation de la mine de Boukhadra fut entamée durant l'époque Romaine. Pour l'extraction du cuivre dans la zone du pic; par la suite l'exploitation a porté sur le zinc et autres poly-métaux par la concession de Boukhadra.

De 1903 à 1926, la concession de Mokta EL Hadid avait entrepris des travaux de recherches systématiques par des galeries entre les niveaux 845-1225m.

De 1926 à 1966, date de nationalisation des mines, c'était la société d'Ouenza qui exploitait le gîte de Boukhadra. Cette dernière avait effectuée de la recherche systématique Par des travaux miniers et par des sondages sur le gisement de Boukhadra.

Durant la période de 1967 à 1984, la SONAREM était chargée de l'exploitation et des recherches sur les gîtes ferrifères d'Ouenza et Boukhadra.

Après la restructuration des entreprises (1983 - 1984), c'était FERPHOS qui gérait, exploitait et développait ces recherches sur l'ensemble des gîtes ferrifères existants sur le territoire national.

Depuis la date du 18/10/2001, et dans le cadre de partenariat avec l'étranger, le holding L.N.M.N.V. a signé l'accord de partenariat avec Hadid Ouenza - Boukhadra filiale FERPHOS avec 70% pour la première.

Le 01/01/2005 la nomination a été modifiée par mittal steel Tébessa. Le 18/08/2007 la nomination a été modifiée par Arcelormittal Tébessa.

5.1.3 Géologie régionale

Les Monts de Mellègue font partie intégrante de l'Atlas saharien, qui se poursuit en Tunisie par l'Atlas tunisien. Il est composé de trois faisceaux de plis organisés en échelons et formant du Sud-Ouest vers le Nord-Est ; Monts des Ksours, Djebel Amour, Monts de Ouled Nail, les Aurès et les Monts de Mellègue.

Plusieurs études ont été réalisées dans la région des confins algéro-tunisiens, considèrent les formations triasiques comme des diapirs polyphasés liés aux phases compressives depuis l'Aptien jusqu'au Quaternaire (Dubourdiou, 1956 ; Bouzenoune, 1993 ; Thibièrez et Madre, 1976 ; Vila, J. M. 1995). Certains auteurs rattachent une relation entre la mise en place des diapirs à des phases tectoniques distensives permettant la mise en place des

Chapitre 5 : Analyse de la stabilité des galeries minières creusées dans le massif rocheux de Boukhadra

formations triasiques en surface par une éventuelle halocinèse à caractère diapirique classique.

5.1.4 Géologie de la mine de Boukhadra

Le massif de Boukhadra présente une structure anticlinale orientée NE-SW, recoupée par le fossé de Tébessa-Morsott d'orientation NW-SE. L'ossature de l'anticlinal est constituée par les terrains du Crétacé moyen (Aptien- Vraconien) qui dessinent dans la partie NE une fermeture périclinale. Les terrains les plus anciens reconnus à l'affleurement sont représentés par les évaporites du Trias, ils sont le plus souvent en contact tectonique avec les formations du Crétacé.

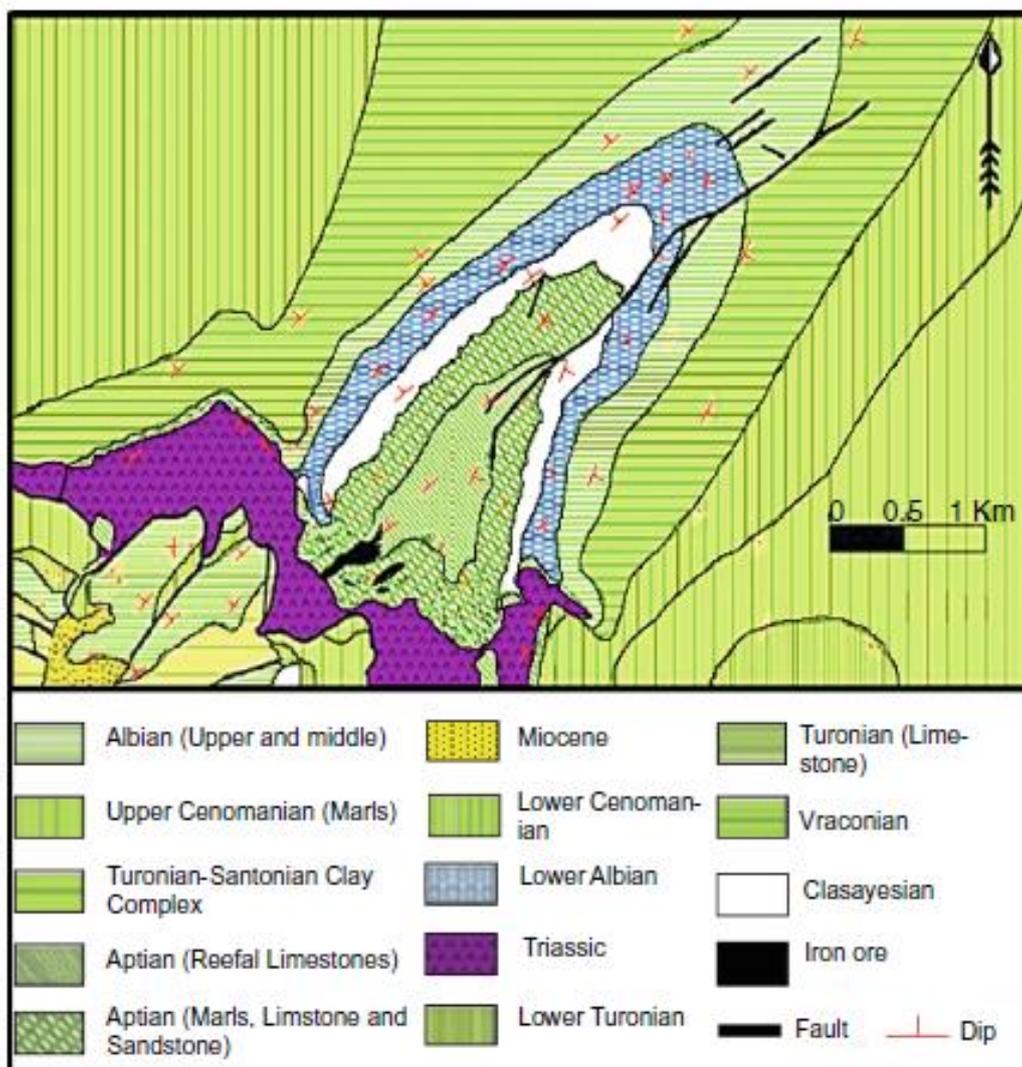


Figure 5.2 : Carte géologique de djebel Boukhadra [119]

Chapitre 5 : Analyse de la stabilité des galeries minières creusées dans le massif rocheux de Boukhadra

5.1.4.1 Stratigraphie

Le gisement de fer de Boukhadra, comme celui de l'Ouenza font partie de la même province métallogénie ferrifère qui s'étend de khenguet - El - Mauhad au sud, Ouenza au Nord et Djerissa à l'Est.

Le djebel Boukhadra ; appartenant au domaine de l'atlas saharien est caractérisé par une structure géologique anticlinale très simple, de direction N.E/S.O, avec une terminaison périclinale au NE. Le cœur de la structure est représenté par des sédiments de l'Aptien.

Du point de vue litho-stratigraphique, la région de Boukhadra est constituée par des sédiments du Mésozoïque tertiaire en partie du quaternaire.

▪ **Trias**

Les dépôts du trias sont développés dans les parties Ouest, Sud et Sud-Est ; ils sont représentés par des marnes bariolées à gypses Dolomies (cargneules) et les débris de calcaires et de grès. Ces formations sont en contact anormal ou en discordance avec les dépôts du crétacé (Aptien) suite au phénomène de diapirisme. Dans la carrière de Boukhadra (gîte ouest) le trias affleure aux niveaux 890-902 et 914m.

▪ **Crétacé**

Dans le profil du crétacé, nous retrouvons l'Aptien, l'Albien, le Coniacien et le Cénomaniens ou 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 :

▪ **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).

Chapitre 5 : Analyse de la stabilité des galeries minières creusées dans le massif rocheux de Boukhadra

▪ **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 (470 m).

▪ **Cénomanién**

La s'agit d'une série de marnes grises 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 massif pélitique marneux dans la partie basale, avec de rares minces intercalations de marnes. La puissance est variable, décimétrique jusqu'aux quelques centaines de mètres.

▪ **Coniacien**

Contient les marnes argileuses avec intercalation d'argile marneuse et par endroit de calcaire marneux.

▪ **Tertiaire**

Les roches du tertiaire sont représentées par des conglomérats à éléments variés, à ciment carbonaté et des intercalations de roches gréseuses. Ces roches affleurent uniquement dans la partie occidentale.

▪ **Quaternaire**

Les dépôts du quaternaire sont formés par un matériel caillouteux, blocs de calcaires, grés débris de minerai et les conglomérats, ils sont répandus sur les flancs de la montagne et les parties basses du relief.

Chapitre 5 : Analyse de la stabilité des galeries minières creusées dans le massif rocheux de Boukhadra

		Lithologie	Epaisseur (m)	Description lithologique			
CENOZOÏQUE	Quaternaire		⑥ 10-30	Dépôts clastiques d'origine continentale.			
	Paléogène	Miocène		⑤ 10-150	Conglomérats à grains variés avec un ciment carbonaté, grès quartzeux et calcaire sableux avec intercalations d'argilites.		
				200	Calcaires marneux à silex et intercalations de phosphates par endroits dans le mur.		
	MÉSOZOÏQUE	C R I T O G È N È	E U R	Maest.		250-300	Calcaires gris clairs, calcaires crayeux et marnes argileuses avec intercalation d'argiles dans la partie supérieure.
						500-600	Marnes argileuses gris-foncées et des calcaires blancs dans la partie moyenne et supérieure.
			E R I E U R	Campan.		④ 500-600	Marnes argileuses grises et grises bleuâtres.
						180-250	Calcaires en bancs, partiellement marneux à teinte noire et gris-foncée.
			S U P E R I E U R	Cénoman.		③ 900-1000	Marnes gris-verdâtres et grises dans la partie supérieure, avec intercalations de calcaires marneux.
						② 500-600	Marnes et marnes-argileuses avec intercalations de calcaires argileux et argilites.
			I N F È R I E U R	Albien		480-600	Marnes grises et gris-foncées, noires dans la partie supérieure avec de minces intercalations de calcaires argileux.
					100-200	Marnes grises, gris-jaunes partiellement avec des intercalations de calcaires.	
M E S O Z O I Q U E			I N F È R I E U R	Apûien		① 300-600	1- Faciès clastique, marnes argileuses avec intercalations de marnes sableuses et grès calcaires. 2- Faciès carbonaté, calcaires organo-détritiques, bioclastes, ooclastes et interclastes.
						< 250	Calcaires et dolomies, argilites et argiles dans la partie supérieure (Grès à Mesloulâ).
M E S O Z O I Q U E	J u r a s s i q u e		?	Formations marno-gypsifères bariolées avec peu d'intercalations de grès à grains fins, dolomies et calcaires marno-dolomilique.			
		Trias	< 700	Formations marno-gypsifères bariolées avec peu d'intercalations de grès à grains fins, dolomies et calcaires marno-dolomilique.			

Figure 5.3 : Colonne stratigraphique des monts du Mellègue [120]

5.1.4.2 Tectonique

Du point de vue tectonique, la région de Boukhadra est marquée par deux phases tectoniques importantes; La phase de plissement de direction NE/SO et la phase de tectonique cassante ayant engendré des mouvements de socle qui sont à l'origine de la formation des fossés de Tébessa-Morsott et des Ouled-Boughanem ainsi que le horst de Boudjaber.

L'anticlinal de Boukhadra est affecté principalement par la faille de Koudiet El-Hamra qui est le relais de la faille de Boukhadra de direction NE/SO. Dans la partie Sud- Ouest (à l'aval du pic), la structure est affectée par un effondrement Considérable. D'autres failles sans importance majeure, à petits rejets sont signalées également aux environs immédiats du gisement.

Chapitre 5 : Analyse de la stabilité des galeries minières creusées dans le massif rocheux de Boukhadra

Par ailleurs, nous citons le phénomène de diapirisme qui a joué un rôle prépondérant dans la formation de la structure et les manifestations minérales de Boukhadra (Genèse de la minéralisation).

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.

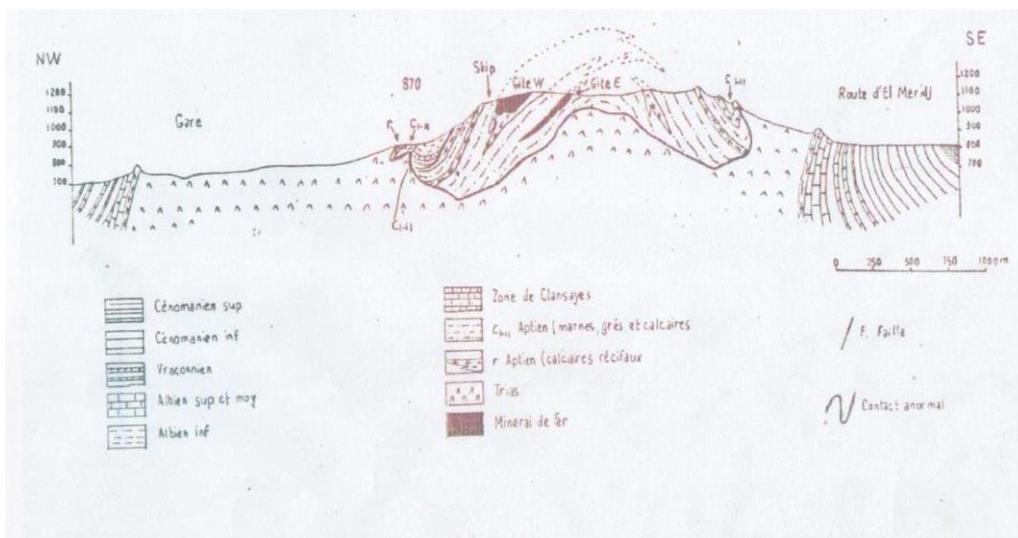


Figure 5.4 : Coupe transversale dans l'anticlinal de Boukhadra [121]

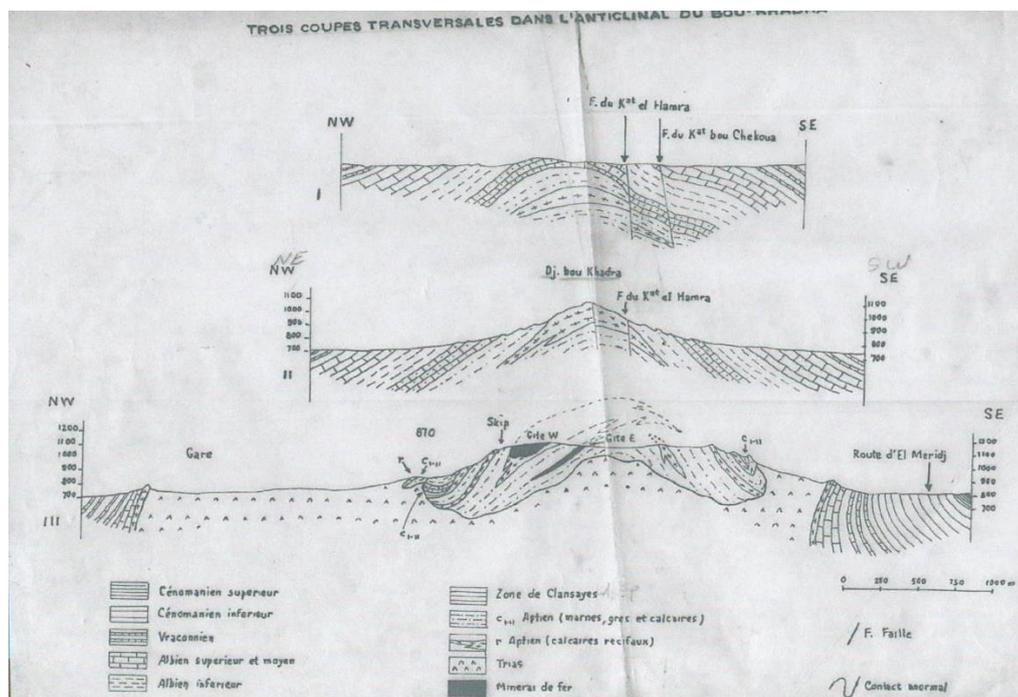


Figure 5.5 : Trois coupes transversales dans l'anticlinal de Boukhadra [121]

Chapitre 5 : Analyse de la stabilité des galeries minières creusées dans le massif rocheux de Boukhadra

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.

5.1.5 Travaux de prospection du gisement de fer de Boukhadra

La prospection géologique a été effectuée principalement par des travaux miniers et des sondages de profondeur moyenne, suivant les niveaux (845 à 1225 m). Elle est concentrée sur les parties supérieures (amont) des corps minéralisés, excepté la zone de la carrière principale où la prospection est allée jusqu'au niveau 845 m.

Sur les axes, principal et Sud-est, les travaux de recherche sont arrêtés au niveau 1045 m et sur l'axe Nord au niveau 1105 m.

Les travaux de recherches dans le périmètre de la carrière principale ont montré que la minéralisation se prolonge jusqu'au niveau hydrostatique (818 m). Ceci a été confirmé lors des travaux d'exploitation.

La minéralisation est de type hématite–limonite résultant de l'oxydation de la sidérite. La texture du minerai est finement poreuse ou concrétionnée géodique. Comparativement aux gisements d'Ouenza, le minerai de Boukhadra est d'une qualité supérieure, riche en Fer (Fe_{moy} supérieur à 50 %).

Le gisement de minerai de Fer est de forme lenticulaire de type hydrothermale sédimentaire d'une longueur de 900 à 2200 m et d'une puissance variante de 10 à 50 m ; la minéralisation est de type fer hématite de formule chimique (F_2O_3) ; sa teneur moyenne est supérieure à 50% ;

Globalement le gisement de Boukhadra est composé de quatre (04) corps minéralisés principaux et les petites veines de moindre importance:

Selon la première estimation des réserves réalisées en 1981 par la D.E.D basée sur les résultats de prospection, les réserves géologiques globales sont évaluées à 50 millions de Tonnes en catégories B, C1, C2.

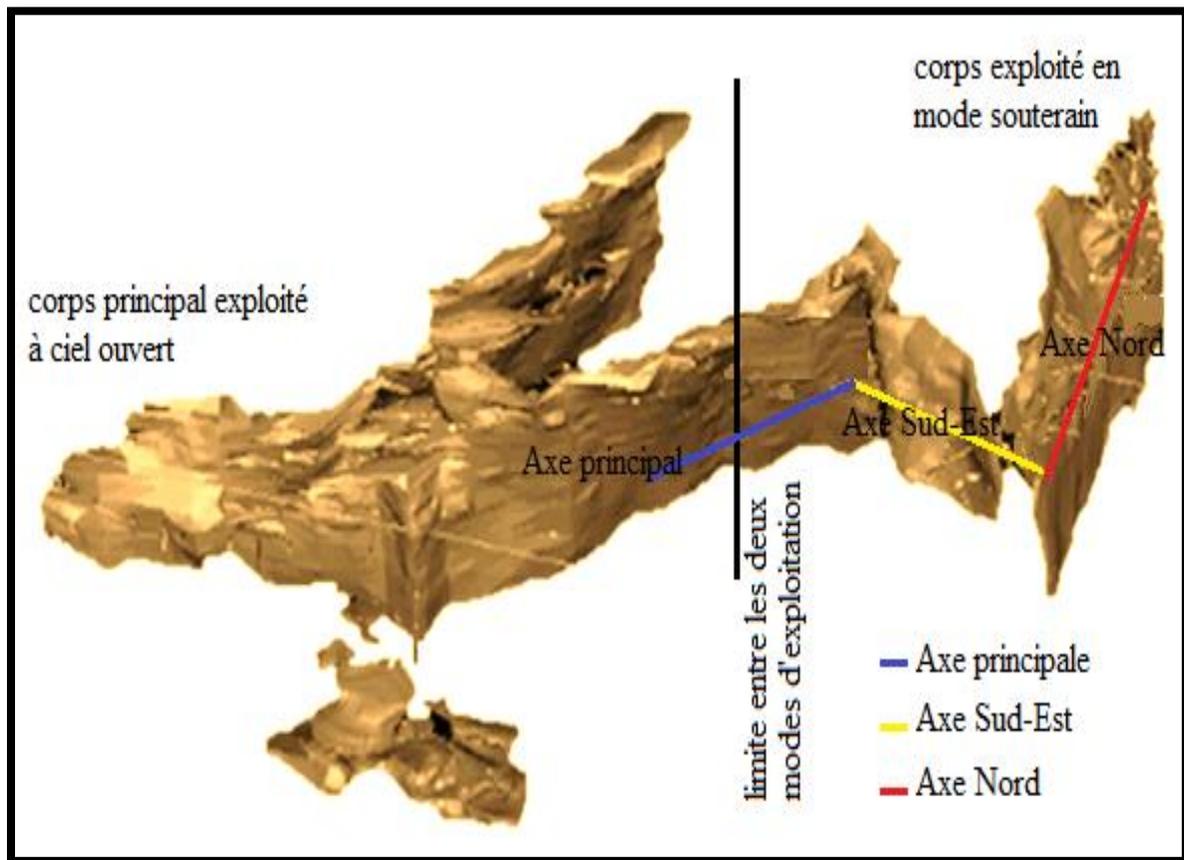


Figure 5.6 : Morphologie du corps minéralisé [122]

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 2200 m et d'une puissance variant de 10 à 15 m. le tableau 5.1 donne les profondeurs moyennes et angle de pendage du gite exploité en souterrain :

Tableau 5.1 : Profondeurs moyennes et angles de pendages du gite exploité en souterrain [121]

Axes	Profondeur (m)	Angle de pendage (°)
Axe Nord	391	60
Axe Sud Est	320	54
Axe Principale	215	54

Chapitre 5 : Analyse de la stabilité des galeries minières creusées dans le massif rocheux de Boukhadra

5.1.6 Hydrogéologie

D'après les études hydrogéologiques il n'y a aucune nappe aquifère en eau potable dans la région minière de Boukhadra mais il existe une nappe aquifère d'eau non potable qui est caractérisée par un niveau hydrostatique égale à 818 m.

Dans le niveau amont 926 m, un mince filet d'eau apparait entre les marnes. Cette eau est récupérée par une citerne pour l'arrosage de la piste ainsi dans les forages 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.

Pour une description hydrologique de la région de Boukhadra, on ne peut pas parler d'oueds, ou de réseau hydrographique proprement dit, mais on remarque des talwegs sec pendant une longue période de l'année et à faible écoulement. Leurs captages pratiquement impossibles à cause de la topographie et leurs faibles quantités.

5.2 Exploitation du minerai de fer de Boukhadra

Le minerai est exploité par deux méthodes d'exploitation :

- Exploitation à ciel ouvert ;
- Exploitation souterraine.

Le gisement de Boukhadra est exploité en souterrain par la méthode sous niveau abattu en garantissant l'accès à l'aide des galeries au jour, et celle à ciel ouvert (carrière) par la méthode des demi tranchées.

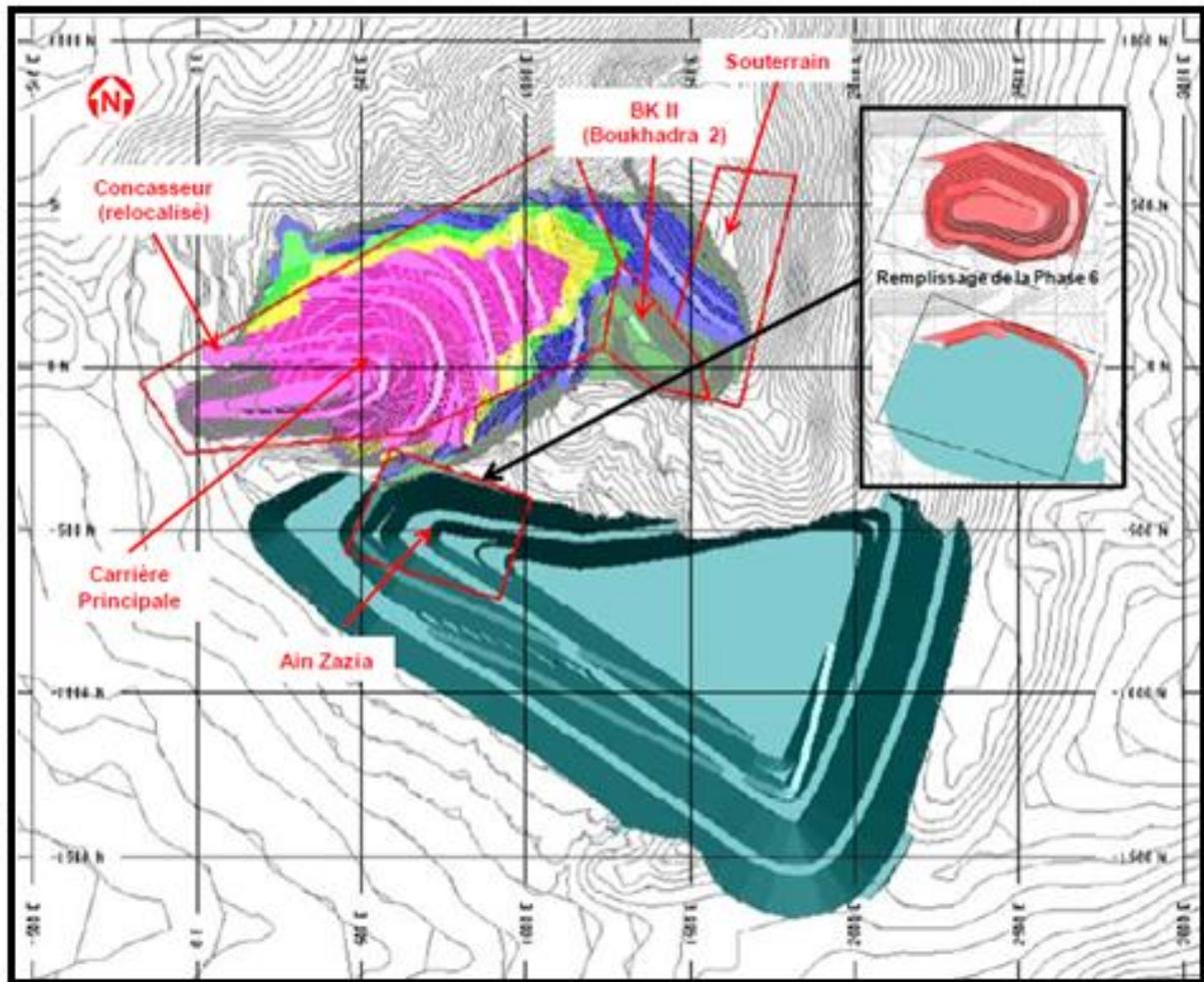


Figure 5.7 : Plan général de Boukhadra [122]

5.2.1 Exploitation à ciel ouvert

L'exploitation de la carrière de Boukhadra comprend quatre quartiers d'exploitation : la carrière principale, ain zazia, pic (épuisé) et BKII (épuisé).

Parmi ces quatre quartiers, la carrière principale est le seul quartier en phase de production. Le quartier d'Ain zazia connaît un arrêt à cause des travaux de développement.

5.2.2 Exploitation souterraine

L'exploitation souterraine comprend trois quartiers d'exploitation (trois axes) : axe nord, axe sud-est, axe principal.

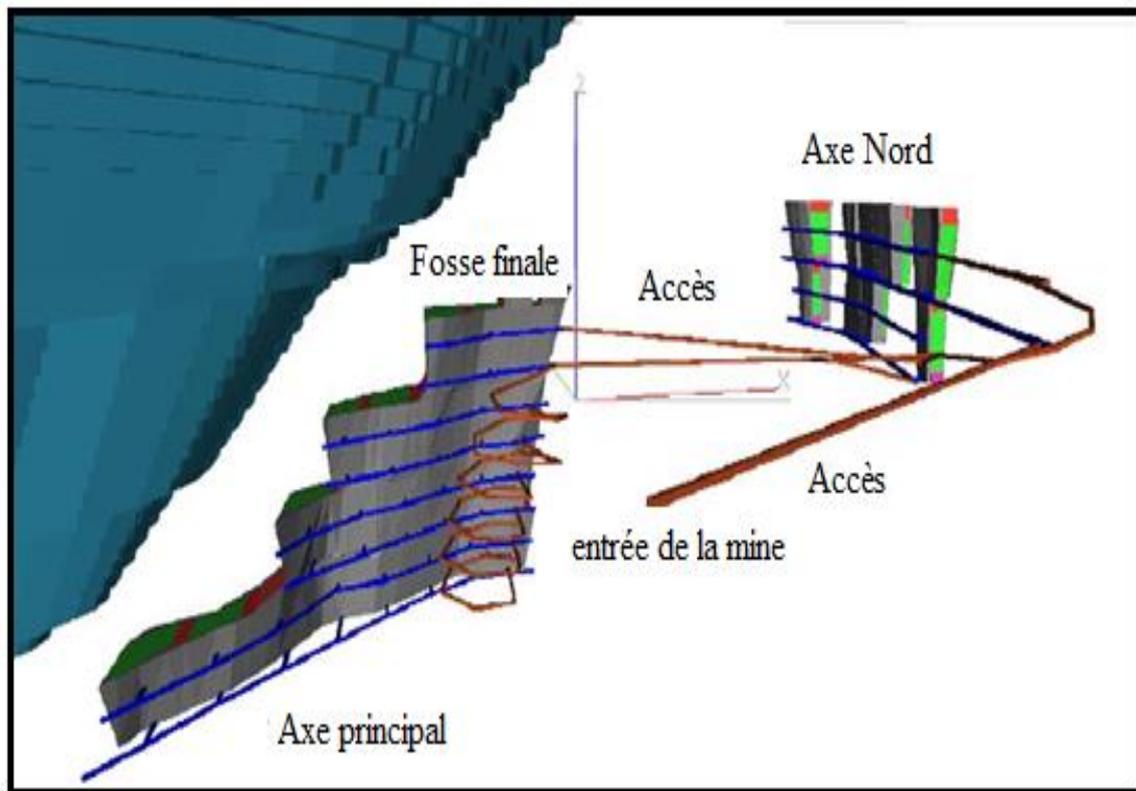


Figure 5.8 : Vue isométrique de la mine souterraine de Boukhadra [122]

Cette méthode connaît plusieurs types d'ouvrages souterrains verticaux (cheminées), inclinés (montages, descenderies), horizontaux (galeries).

L'ouverture du gîte au niveau (1105 m) s'effectue par galerie au jour, vu le relief de la région est montagneux et très accidenté à certains endroits.

5.3 Reconnaissances géotechniques du massif rocheux de Boukhadra (Galerie de roulage du niveau 1105m – Axe principale)

L'exploitation souterraine comprend trois quartiers d'exploitation (trois axes) : axe nord, axe sud-est, axe principal. Cette méthode connaît plusieurs types d'ouvrages souterrains verticaux (cheminées), inclinés (montages, descenderies), horizontaux (galeries). L'ouverture du gîte au niveau (1105 m) s'effectue par galerie au jour, vu le relief de la région est montagneux et très accidenté à certains endroits.



Figure 5.9 : Caractéristiques géométriques de la galerie de base du niveau 1105m ; (1) Orientation de la galerie ; (2) Hauteur de la galerie ; (3) largeur de la galerie ; (4) Espacement des cintres.

Le niveau de roulage principal actuel est celui en 1105 m, dans chaque étage, il est creusé un niveau intermédiaire ou sous niveau partageant l'étage en trois sous étages ; ces niveaux sont réalisés au moins chaque 20 m et destinés à la foration. Pour acheminer le minerai extrait dans l'étage ; on utilise une cheminée de chute du minerai qui est creusée à partir du niveau 1165 m (niveau de tête) au niveau de roulage principal 1105 m (niveau de base) avec une inclinaison moyenne de 70°.

La galerie de base est caractérisée par une forme demie circulaire d'une section de 17 m². Dont des endroits de cette galerie sont soutenues par des cintres métalliques et garnissage par bois à cause des risques d'éboulement (terrain instable), tandis que les autres endroits ne sont pas soutenus (terrain temporairement stable).



Figure 5.10 : Les éléments constitutifs du soutènement de la galerie du niveau 1105m de Boukhadra ; (1) Garnissage (bois) ; (2) Parois ; (3) Planches (métallique) ; (4) Cintres ; (5) Assemblage ; (6) Entretoise métallique.

Notre travail est basé sur l'étude d'un ouvrage souterrain (galerie principale niveau 1105 m) creusé dans l'axe principal et qu'on va le décrire du point de vue géologique, géométrique, structural et géomécanique, la description graphique du tronçon étudié est représentée par la figure suivante :

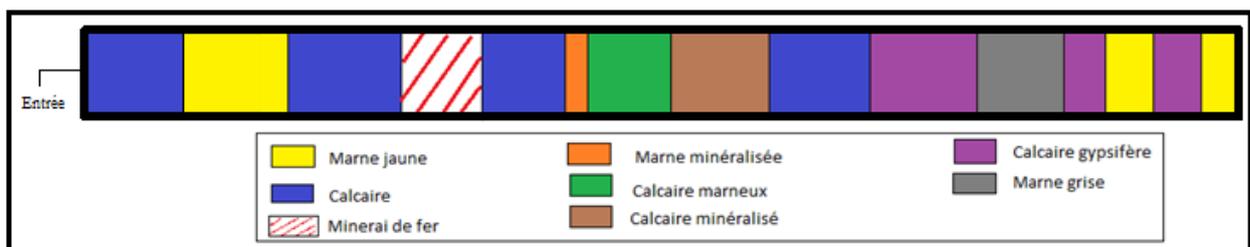


Figure 5.11 : Schéma représentatif du tracé de la galerie principale du niveau 1105 m

Chapitre 5 : Analyse de la stabilité des galeries minières creusées dans le massif rocheux de Boukhadra

La figure suivante représente une coupe horizontale décrivant de la position de la galerie principale en montrant les différents faciès traversés.

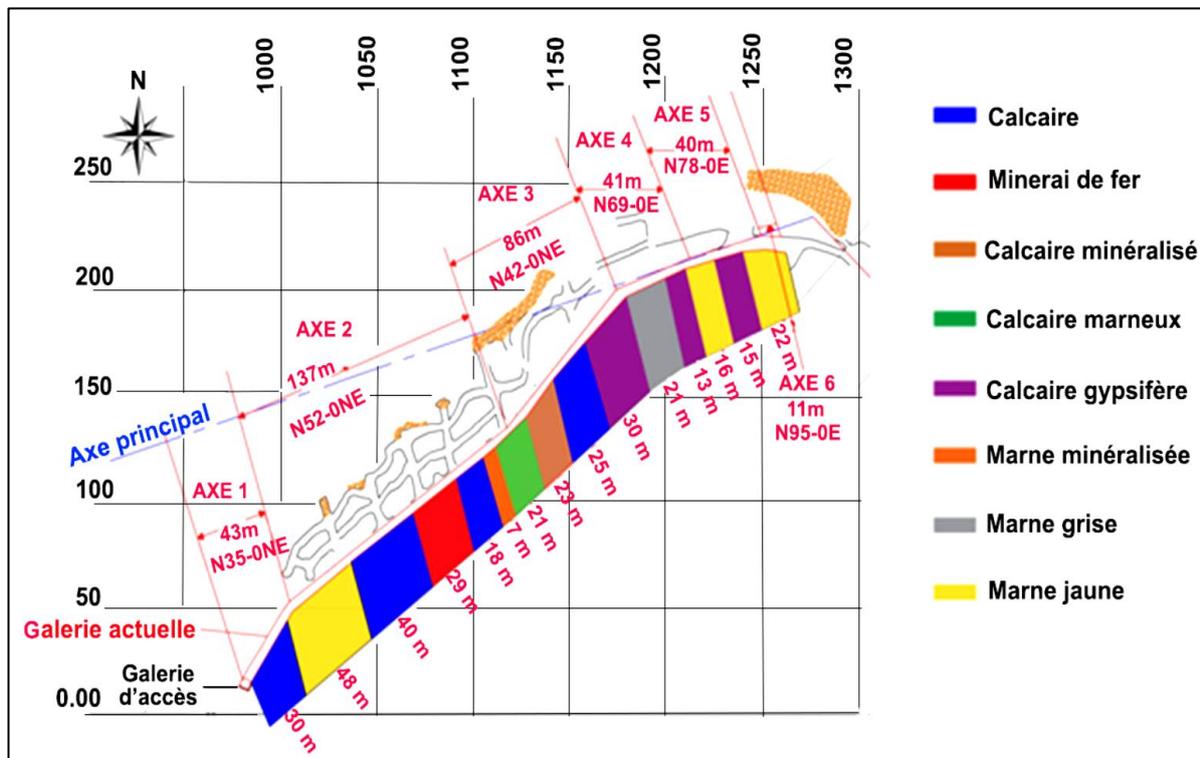


Figure 5.12 : Coupe horizontale de la galerie du niveau 1105m

Les propriétés géométriques de la galerie principale du niveau 1105m ainsi que l'orientation des axes de la galerie sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 5.2 : Les caractéristiques de la galerie du niveau 1105 m (axe principal)

Galerie	Paramètres
Hauteur	4.5 m
Diamètre	5 m
Section	16-17 m ²
Longueur totale	358 m
Axe 1 (orientation/longueur)	N35-0NE/43 m
Axe 2 (orientation/ longueur)	N52-0NE/137m
Axe 3 (orientation/ longueur)	N42-0NE/86m
Axe 4 (orientation/longueur)	N69-0E/41m
Axe 5 (orientation/longueur)	N78-0E/40m
Axe 6 (orientation/longueur)	N95-0E/11m

Chapitre 5 : Analyse de la stabilité des galeries minières creusées dans le massif rocheux de Boukhadra

Le prélèvement d'orientation des axes a été effectué à l'aide d'une boussole de géologue, la figure suivante présente un exemple d'un levé d'orientation des différents axes.



Figure 5.13 : Exemple de mesure d'orientation des axes

5.3.1 Problèmes d'instabilité des galeries

Dans la mine de Boukhadra L'exploitation souterraine connaît plusieurs soucis qui font un obstacle pour le bon déroulement des travaux d'exploitation, ces obstacles sont d'origines géologique (le phénomène de diapirisme, les diaclases, l'existence des faciès friables) et d'autres artificiels dépendent des travaux d'exploitation (hygiène et sécurité).

Parmi les problèmes, on distingue le soutènement des galeries de roulage qui font la base du transport des extraits du fond vers le jour, une étude mal faite ou une négligence de l'un des facteurs influant sur la stabilité et la durabilité d'un ouvrage souterrain et/ou du soutènement installé peut résulter des dégâts imprévus et inévitables. Le soutènement installé au niveau des galeries de la mine souterraine de Boukhadra ne fait son objet à cause du manque d'une étude scientifique approfondie et un manque des informations géotechniques du terrain. Le choix d'un type et/ou un design du soutènement inappropriés peut créer une instabilité au fond, les galeries de la 3^{ème} et 4^{ème} phase de la mine de Boukhadra connaissent des problèmes de stabilité résultant de l'absence ou un mauvais choix du soutènement

Chapitre 5 : Analyse de la stabilité des galeries minières creusées dans le massif rocheux de Boukhadra

(éboulement, déformation du soutènement), ces problèmes contraignent l'entreprise à prendre ses précaution et parfois un blocage total de la galerie et une fermeture permanente (abandon du site).

La figure suivante présente un exemple d'un problème de stabilité (éboulements) dans la galerie de la 4^{ème} phase (niveau 1045m) ce qui oblige à abandonner la galerie définitivement.



Figure 5.14 : Eboulement dans la galerie de la 4^{ème} phase (niveau 1045m)

Le creusement de la galerie de roulage (axe principal) du niveau 1105m qui fait l'objet de notre travail a été effectué à cause du problème d'effondrement de celle creusée dans l'axe nord. Pour une étude de stabilité du nouvel ouvrage, on a décidé de rassembler les différentes informations concernant l'ouvrage et le terrain encaissant. Pour cette fin, une série des mesures in-situ des discontinuités sur les différentes formations géologiques et d'autres prélèvements d'échantillons représentatifs pour l'extraction des paramètres au laboratoire ont été effectués.

5.3.2 Essais au laboratoire

La prise des échantillons pour la réalisation des essais au laboratoire est une tâche nécessaire afin de comprendre le comportement des formations géologiques constituant la zone d'étude, l'essai de compression simple est utilisée pour déterminer la résistance à la

Chapitre 5 : Analyse de la stabilité des galeries minières creusées dans le massif rocheux de Boukhadra

compression de la roche intacte tandis que l'essai de compression triaxiale sert à déterminer la cohésion (C) et l'angle de frottement interne (φ) de la roche. Pour cette fin nous avons ramené des échantillons représentatifs afin de les subir aux essais mécaniques. Les échantillons sont prélevés au cours de la galerie de base du niveau 1105m en prenant en considération la représentation de chaque formation géologique par un nombre d'échantillons suffisant.

Afin d'identifier les différents paramètres mécaniques des formations géologiques constituant le massif rocheux de Boukhadra, on a effectué une série de tests mécaniques sur les différents échantillons prélevés.

La tâche du laboratoire a été élaborée suivant les étapes ci-dessous :

5.3.2.1 Prélèvements des échantillons et essais au laboratoire

La prise des échantillons pour la réalisation des essais au laboratoire est une tâche nécessaire afin de comprendre le comportement des formations géologiques constituant la zone d'étude, l'essai de compression simple est utilisé pour déterminer la résistance à la compression de la roche intacte tandis que l'essai de compression triaxiale sert à déterminer la cohésion (C) et l'angle de frottement interne (φ) de la roche. Pour cette fin nous avons ramené des échantillons représentatifs afin de les subir aux essais mécaniques. Les échantillons sont prélevés au cours de la galerie de base du niveau 1105m en prenant en considération la représentativité de chaque formation géologique par un nombre d'échantillons suffisant. Les échantillons sont utilisés aussi pour extraire les paramètres physiques nécessaires pour les différentes approches à utiliser ultérieurement.

5.3.2.2 Préparation des échantillons

Afin d'extraire les paramètres mécaniques des roches constituant le massif rocheux de Boukhadra, un prélèvement d'un nombre d'échantillons représentatifs suffisant a été effectué. La représentativité de la totalité des faciès géologiques traversés par l'ouvrage à étudier (galerie principale du niveau 1105m) a été prise en considération. L'opération du prélèvement dans l'excavation a été réalisée à partir d'un prélèvement de blocs à la main en respectant les tailles nécessaires de blocs pour avoir une forme régulière avec des longueurs compatibles aux normes d'échantillonnage, les conditions de transport et de stockage sont aussi prise en considération.

Chapitre 5 : Analyse de la stabilité des galeries minières creusées dans le massif rocheux de Boukhadra

La phase de préparation d'un échantillon a été effectuée à l'aide d'un carottier rotatif électrique. Cet appareil tubulaire est terminé à sa partie inférieure par une couronne cylindrique assistée par une installation qui permet la circulation de l'eau dans la couronne pour le refroidissement d'outil de découpage et l'évacuation des débris.

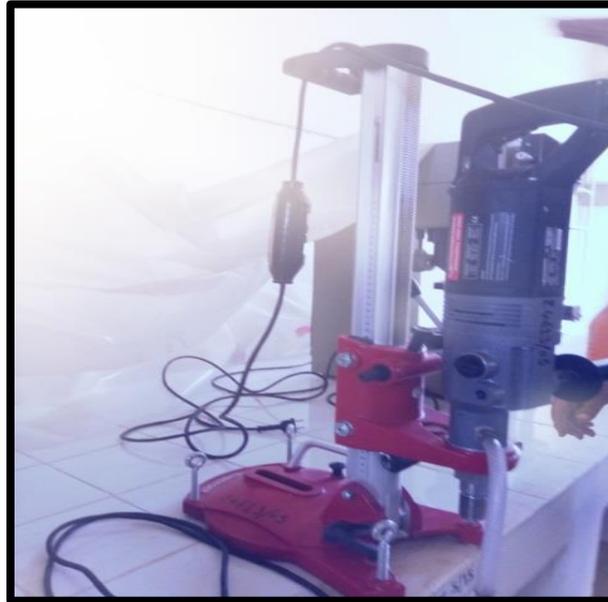


Figure 5.15 : Carottier rotatif

L'échantillon préparé est caractérisé par une forme cylindrique de section transversale circulaire orthogonale à l'axe avec un diamètre de 5.5cm de la base et une hauteur de 11 cm (élancement 2), conformément à la norme XP P 94-202.



Figure 5.16 : Exemple d'échantillons carottés

5.3.2.3 Ecrasement des éprouvettes

La déformation d'une pièce dépend de la géométrie de la pièce et de la manière dont sont exercés les efforts extérieurs sur cette pièce. Il faut donc normaliser les essais. Des normes définissent donc :

- La forme de la pièce d'essai dont on teste le matériau, on parle alors d'éprouvette normalisée ;
- Comment sont exercés les efforts sur l'éprouvette, on parle alors d'essai normalisé.



Figure 5.17 : Exemple d'écrasement d'un échantillon

L'essai comporte l'écrasement à la même vitesse. Les éprouvettes sont mises dans la machine de compression et soumises à une charge verticale jusqu'à son éclatement. La machine, à acquisition numérique, nous donne les valeurs de résistances maximales à la compression à la fin de chaque essai.

La masse volumique, aussi appelée densité volumique de masse, est une grandeur physique qui caractérise la masse d'un matériau (m) par unité de volume (V).

Elle est généralement notée par la lettre ρ , elle est déterminée par le rapport :

$$\rho = \frac{m}{V} \quad \text{g/cm}^3 \quad (5.1)$$

Chapitre 5 : Analyse de la stabilité des galeries minières creusées dans le massif rocheux de Boukhadra

Pour extraire la masse volumique des différentes formations géologiques, on a ramené des échantillons représentatifs et l'appareillage exigé dans des conditions convenables (105°, 24h).

Tableau 5.3 : Récapitulatif des caractéristiques physico-mécaniques du massif rocheux de Boukhadra

Paramètres	Calcaire	Calcaire minéralisé	Minerai de fer	Calcaire gypsifère	Marne minéralisée	Calcaire marneux	Marne grise	Marne jaune
UCS (MPa)	91.28	20	44	20	15	9	4	4
C* (MPa)	2.108	0.525	1.316	0.516	0.296	0.335	0.167	0.166
Φ^* (°)	55.08	43.11	50.8	43.37	37.1	37.53	28.24	27.34
E _m (GPa)	25.42	6.69	19.8	6.7	2.2	4.24	1.2	1.1
v	0.22	0.25	0.24	0.25	0.3	0.25	0.3	0.3
Y _{sèche} (g/cm ³)	2.6	2.8	2.9	2.7	2.4	2.55	1.95	2.1
Y _{sat} (g/cm ³)	2.65	2.9	3	2.8	2.5	2.6	2.2	2.3

Note : (°) paramètres estimés à l'aide du programme RocLab

5.3.3 Discontinuités du massif de Boukhadra

Tout massif rocheux, quel que soit son histoire, sa nature ou sa localisation, possède des discontinuités. Les discontinuités dans le massif rocheux de Boukhadra peuvent être d'origine tectonique (failles, fractures) ou stratigraphique. Ce réseau de discontinuités influence sur la structure du massif ce qui exige l'importance de le connaître pour la stabilité.

5.3.3.1 Levés de discontinuités

La modélisation de la distribution spatiale des familles de fractures dans un massif rocheux fracturé est fondée principalement sur la connaissance des paramètres géométriques des discontinuités.



Figure 5.18 : Levé d'un plan d'une discontinuité (Calcaire)

Chapitre 5 : Analyse de la stabilité des galeries minières creusées dans le massif rocheux de Boukhadra

La figure ci-dessous présente les différents prélèvements effectués in situ pour collecter les informations nécessaires afin de décrire les discontinuités existantes au niveau des différentes formations géologique constituant le massif rocheux de Boukhadra.

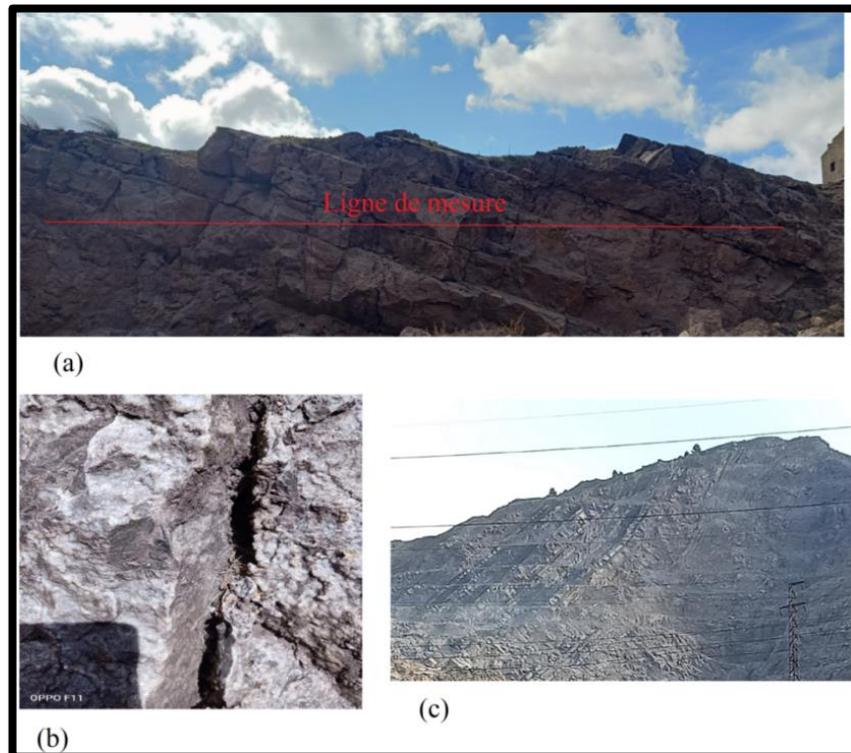


Figure 5.19 : Prélèvement des paramètres des discontinuités du massif de Boukhadra Dont : (a) Ligne de mesure de la géométrie des discontinuités dans le faciès du calcaire, (b) Discontinuité dans le faciès calcaire gypsifère, (c) Position des strates du massif de Boukhadra.

5.3.3.2 Analyse des données

Le traitement d'une base de données de discontinuités exige la réalisation des étapes suivantes : étude par analyse statistique de chaque famille à partir de la collection des paramètres tels que l'orientation, l'espacement et l'extension des discontinuités et le classement en familles directionnelles principales.

La méthode de projection la plus utilisée est la projection stéréographique basée sur des outils synthétiques et représentatifs des orientations des discontinuités en 2D. Les méthodes de Wulf ou de Schmidt sont des représentations classiques basées sur la projection des paramètres des discontinuités (l'azimut, le pendage, l'extension et l'ouverture) dans un cercle équatorial.

Chapitre 5 : Analyse de la stabilité des galeries minières creusées dans le massif rocheux de Boukhadra

Le tableau ci-dessous présente les paramètres des différentes familles de discontinuités des faciès traversées par la galerie.

Tableau 5.4 : Les paramètres des différentes familles des discontinuités du massif de Boukhadra.

Faciès	Famille 1	Famille 2	Famille 3	Famille 4
Calcaire	F1 :N206-35NO	F2 :N05-64E	/	/
Calcaire minéralisé	F3 :N145-33SO	F4 :N90-60N	/	/
Minerai de fer	F5 :N150-56NE	F6 :N90-68S	/	/
Calcaire gypsifère	F7 :N140-35NE	F8 :N95-50N	F9 :N188-74O	/
Marne minéralisée	F10 :N75-33NO	F11 :N92-50S	F12 :N138-74SO	/
Calcaire marneux	F13 :N95-36S	F14 :N82-63N	/	/
Marne grise	F15 :N74-41S	F16 :N34-63NO	F17 :N95-44N	F18 :N155-74NE
Marne jaune	F19 :N37-48SE	F20 :N92-48S	F21 :N155-74NE	F22 :N70-67NO

La description des discontinuités sera représentée schématiquement dans les figures suivantes, les résultats sont affichés en plan à l'aide d'outil numérique (Dips 7.0 2D rocscience).

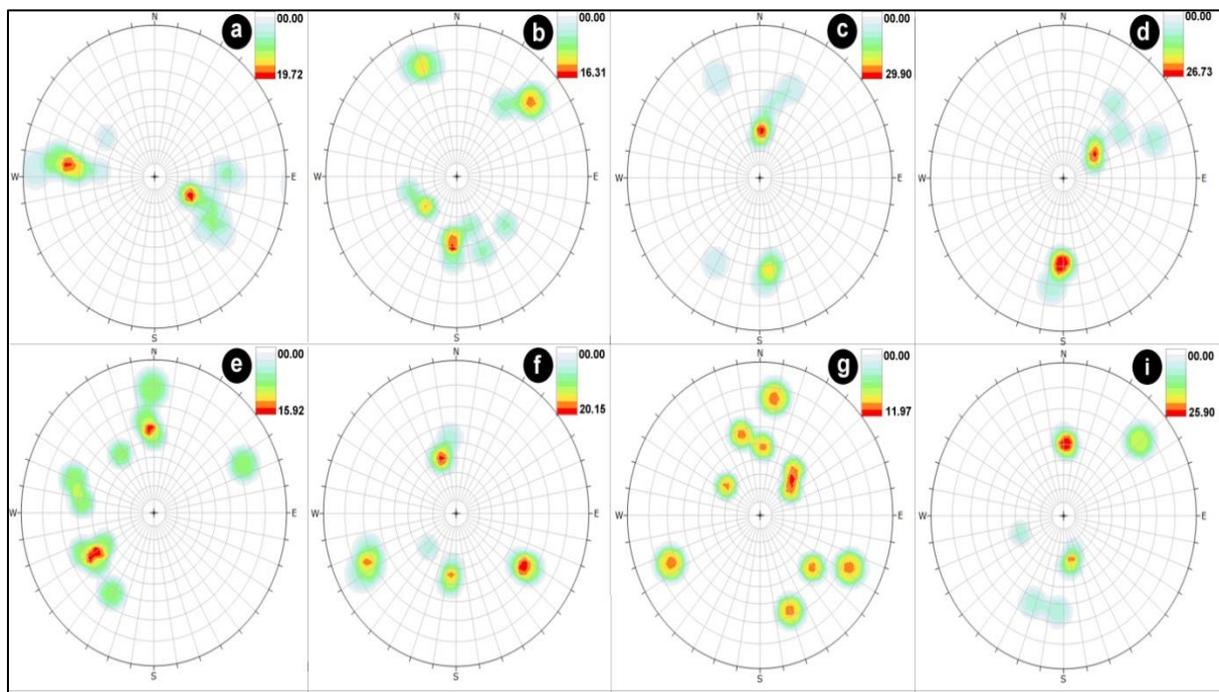


Figure 5.20 : Répartition des discontinuités dans les différentes formations géologiques traversées par la galerie du niveau 1105m. Dont: a = calcaire, b = calcaire gypsifère, c = calcaire marneux, d = calcaire minéralisé, e = minerai de fer, f = marne grise, g = marne jaune, i = marne minéralisée.

Chapitre 5 : Analyse de la stabilité des galeries minières creusées dans le massif rocheux de Boukhadra

Tableau 5.5 : Rassemblement des familles de discontinuités

Familles de discontinuités	Familles de discontinuités des faciès
F _{M1} (N90-37S)	F _{M1} = F3-F6-F11-F12-F13-F15-F19-F20
F _{M2} (N35-55NW)	F _{M2} = F1-F9-F16
F _{M3} (N90-56N)	F _{M3} = F4-F8-F10-F14-F17-F22
F _{M4} (N148-60NE)	F _{M4} = F2-F5-F7-F18-F21

Note : F_M ; les familles de discontinuités du massif (familles majeures).

F ; les familles de discontinuités des formations géologiques.

La projection stéréographique des discontinuités du massif rocheux de Boukhadra est affichée en plan dans la figure suivante.

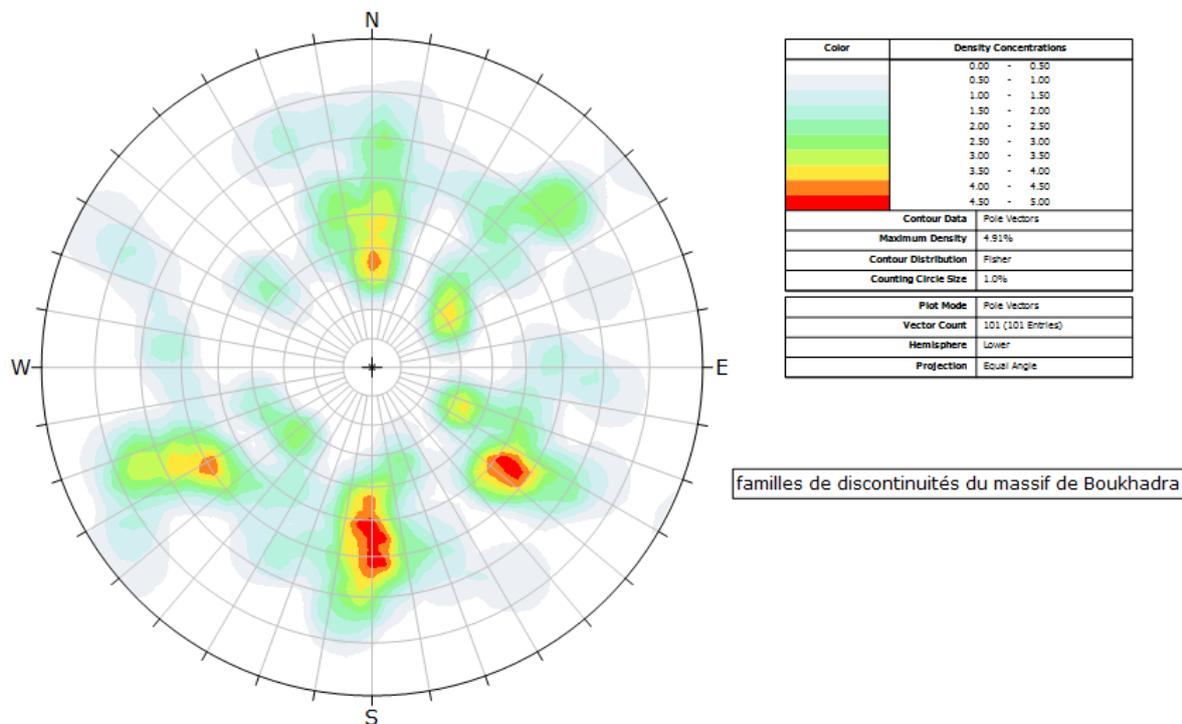


Figure 5.21 : Représentation 2D des familles de discontinuités du massif de Boukhadra

L'ensemble des discontinuités existantes au cœur du massif rocheux de Boukhadra résulte quatre familles de discontinuités majeures avec d'autres discontinuités erratiques. Ces familles font partie de la structure globale du massif. La prise en considération d'impact des familles majeures sur la stabilité des ouvrages (talus, excavations souterraines ...) est très importante. La réalisation d'un ouvrage dans le massif de Boukhadra doit tenir en compte : L'orientation des familles de discontinuités, Leur Pendage et leur sens du pendage.

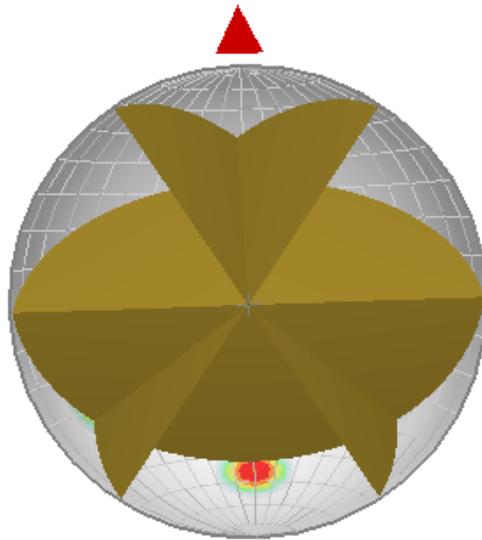


Figure 5.22 : Représentation 3D des familles de discontinuités du massif de Boukhadra

5.4 Classification géomécanique du massif de Boukhadra

Pour assurer un développement économique et durable, il est nécessaire de maximiser la récupération des ressources minérales, de minimiser l'impact sur l'environnement et de maintenir une production efficace et sécuritaire. Avec le développement des équipements miniers et la compétition internationale de plus en plus accélérée, les mines ont tendance à utiliser des équipements de plus en plus performants, puissants et larges.

Cependant, la stabilité des ouvertures souterraines dépend des conditions géomécaniques et doit être adéquatement évaluée pour garantir la sécurité du personnel et des équipements. Pour cette fin on a appliqué des approches empiriques (Q-système, RMR₈₉ et la méthode UBC) sur les conditions de la mine souterraine de Boukhadra (galerie 1105m), une vérification du degré d'influence des joints de stratification sur la stabilité des ouvrages souterrains a été effectuée en prenant en considération que le massif rocheux de Boukhadra se forme de faciès seins et des plans de stratification.

Une suggestion d'une nouvelle galerie a été proposée à la base d'un choix d'orientation d'axes par rapport aux plans de discontinuités existants pour améliorer préalablement la stabilité. Le code numérique Dips 7.0 a fait l'objet d'une projection stéréographique et la sélection d'orientation d'axes a été effectuée à l'aide d'un outil d'ajustement proposé par Z.BIENIAWSKI (1989).

Pour étudier la situation structurale de la mine de Boukhadra, nous avons fait une visite de moyenne durée sur terrain pour prendre le nécessaire des mesures in-situ et des

Chapitre 5 : Analyse de la stabilité des galeries minières creusées dans le massif rocheux de Boukhadra

prélèvements d'échantillons représentatifs du massif rocheux de Boukhadra, cette mission a été effectuée afin d'accomplir la tâche de collection des différents paramètres servant à une description géotechnique globale et par la suite une étude de stabilité des excavations creusées dans des profondeurs différentes.

L'analyse structurale a montré que les formations géologiques constituant le massif rocheux de Boukhadra sont superposées successivement d'une façon oblique dans l'espace avec une direction de 165° et un pendage moyen de 55° orienté vers l'ouest (N165-55W).

Les résultats d'application des différentes méthodes géomécaniques sur les conditions de la mine souterraine de Boukhadra sont présentés comme suit :

5.4.1 Classification RQD

La classification du massif rocheux de Boukhadra nous a donné les résultats suivants :

Tableau 5.6: Classification du massif rocheux de Boukhadra par la méthode RQD

Faciès	RQD	Classe
Calcaire	85	Bonne
Marne jaune	64	Moyenne
Minerai de fer	89	Bonne
Marne minéralisée	64	Moyenne
Calcaire marneux	80	Bonne
Calcaire minéralisé	80	Bonne
Calcaire gypsifère	80	Bonne
Marne grise	64	Moyenne

D'après la classification RQD, on constate que le massif rocheux de Boukhadra est constitué de formations géologiques ayant un RQD entre 64 et 89, autrement dit, entre un rocher moyen et un bon rocher.

5.4.2 Classification RMR (Z.Bieniawski)

La classification du massif rocheux de Boukhadra qui utilise différents paramètres constituant le rocher nous a donné une description quantitative et qualitative de chaque faciès. Les résultats obtenus sont représentés comme suit :

Chapitre 5 : Analyse de la stabilité des galeries minières creusées dans le massif rocheux de Boukhadra

Tableau 5.7 : La classification du massif rocheux de Boukhadra (RMR-System)

Axe	Faciès	A1	A2	A3	A4	A5	RMR	Ajustement	RMR ₈₉	Classe
1	Calcaire	7	17	20	25	15	84	-12	72	Bon
	Marne jaune	1	13	15	12		56	-12	44	Moyen
2	Marne jaune	1	13	15	12	15	56	-12	44	Moyen
	Calcaire	7	17	20	25		84	-12	72	Bon
	Minerai de fer	4	17	30	20		86	-12	74	Bon
	Calcaire	7	17	20	25		84	-12	72	Bon
	Marne minéralisée	2	13	15	12		57	-12	45	Moyen
	Calcaire marneux	1	17	20	20		73	-12	61	Bon
3	Calcaire marneux	1	17	20	20	15	73	-12	61	Bon
	Calcaire minéralisé	2	17	20	20		74	-12	62	Bon
	Calcaire	7	17	20	25		84	-12	72	Bon
	Calcaire gypsifère	2	17	20	20		74	-12	62	Bon
4	Calcaire gypsifère	2	17	20	20	15	74	-10	64	Bon
	Marne grise	1	17	15	10		58	-10	46	Moyen
	Calcaire gypsifère	2	17	20	20		74	-10	64	Bon
5	Marne jaune	1	13	15	12	15	56	-12	44	Moyen
	Calcaire gypsifère	2	17	20	20		74	-12	62	Bon
	Marne jaune	1	13	15	12		56	-12	44	Moyen
6	Marne jaune	1	13	15	12	15	56	-12	44	Moyen

Tableau 5.8 : Le soutènement recommandé par la méthode RMR

Classe de la roche et position des faciès	Type de soutènement						
	Boulons d'ancrage		Béton projeté			Cintres métalliques	
	Espacement	Complément d'ancrage	Voûte	Piédroits	Complément de soutènement	Type	Espacement
Classe II Minerai de fer Calcaire Calcaire marneux Calcaire minéralisé Calcaire gypsifère	1.5-2.0m	Occasionnelleme nt treillis soudé en voûte	50mm	néant	néant		néant
Classe III Marne minéralisée Marne jaune Marne grise	1.0-1.5m	Treillis soudés + 30mm de béton projeté en voûte si nécessaire	100 mm	50mm	Occasionnellement treillis et boulons si nécessaire	Cintres légers	1.5-2.0m

Chapitre 5 : Analyse de la stabilité des galeries minières creusées dans le massif rocheux de Boukhadra

La méthode RMR classe le massif rocheux de Boukhadra comme étant un massif formé de roches de moyenne qualité (les marnes), et le reste du massif est considéré comme rocher de bonne qualité (les calcaires et minerai de fer), avec une note de RMR_{89} varie entre 44 et 74.

Selon la classification de Z.Bieniawski, le massif de rocheux de Boukhadra est constitué par des faciès de bonne qualité (minerai de fer et calcaires) dont il n'est pas nécessaire d'installer une structure de soutènement. Cependant, les marnes qui présentent une faiblesse sous les contraintes imposées sur le contour de la galerie exigent une introduction d'une installation de soutènement pour limiter les déformations.

Tableau 5.9 : Effet des discontinuités sur la stabilité du massif de Boukhadra (RMR-system)

Axe	Faciès	Impact d'ensemble des discontinuités			Impact des plans de stratification		
		RMR	RMR_{89}	Classe	RMR	RMR_{89}	Classe
1	Calcaire	84	72	Bon	97	92	Très bon
	Marne jaune	56	44	Moyen	78	73	Bon
2	Marne jaune	56	44	Moyen	78	73	Bon
	Calcaire	84	72	Bon	97	92	Très bon
	Minerai de fer	86	74	Bon	89	84	Très bon
	Calcaire	84	72	Bon	97	92	Très bon
	Marne minéralisée	57	45	Moyen	79	74	Bon
	Calcaire marneux	73	61	Bon	86	81	Très bon
3	Calcaire marneux	73	61	Bon	86	81	Très bon
	Calcaire minéralisé	74	62	Bon	87	82	Très bon
	Calcaire	84	72	Bon	97	92	Très bon
	Calcaire gypsifère	74	62	Bon	87	82	Très bon
4	Calcaire gypsifère	74	64	Bon	87	82	Très bon
	Marne grise	58	46	Moyen	76	71	Bon
	Calcaire gypsifère	74	64	Bon	87	82	Très bon
5	Marne jaune	56	44	Moyen	78	73	Bon
	Calcaire gypsifère	74	62	Bon	87	82	Très bon
	Marne jaune	56	44	Moyen	78	73	Bon
6	Marne jaune	56	44	Moyen	78	73	Bon

En prenant en considération les plans de stratification comme discontinuités ayant un impact dominant et en négligeant les autres discontinuités, l'application de la méthode RMR décrit le djebel de Boukhadra comme un massif rocheux contient des faciès considérés comme

Chapitre 5 : Analyse de la stabilité des galeries minières creusées dans le massif rocheux de Boukhadra

un très bon rocher (Les calcaires, Minerai de fer) et d'autres classés comme bon rocher (les marnes). La valeur du RMR_{89} varie entre une valeur maximale de 92 pour le minerai de fer et minimale de 71 pour la marne grise avec une note d'ajustement de -5 pour les différents axes.

5.4.3 Classification de N. Barton (Q-system)

Les résultats de la classification du massif rocheux de Boukhadra par la méthode Q-system seront présentés dans le tableau suivant :

Tableau 5.10 : Classification du massif rocheux de Boukhadra (Q-system)

Axe	Faciès	RQD	J_n	J_r	J_a	J_w	SRF	Q	Classe
1	Calcaire	80	3	4	1	1	2.5	42.66	Très bon
	Marne jaune	54	9	1	2		10	0.3	Très mauvais
2	Marne jaune	54	9	1	2	1	10	0.3	Très mauvais
	Calcaire	80	3	4	1		2.5	42.66	Très bon
	Minerai de fer	84	3	4	1		2.5	44.8	Très bon
	Calcaire	80	3	4	1		2.5	42.66	Très bon
	Marne minéralisée	54	9	1	2		10	0.3	Très mauvais
	Calcaire marneux	75	3	4	1		2.5	40	Bon
3	Calcaire marneux	75	3	4	1	1	2.5	40	Bon
	Calcaire minéralisé	75	3	4	1		2.5	40	Bon
	Calcaire	80	3	4	1		2.5	42.66	Très bon
	Calcaire gypsifère	75	3	4	1		2.5	40	Bon
4	Calcaire gypsifère	75	3	4	1	1	2.5	40	Bon
	Marne grise	54	9	1	2		10	0.3	Très mauvais
	Calcaire gypsifère	75	3	4	1		2.5	40	Bon
5	Marne jaune	54	9	1	2	1	10	0.3	Très mauvais
	Calcaire gypsifère	75	3	4	1		2.5	40	Bon
	Marne jaune	54	9	1	2		10	0.3	Très mauvais
6	Marne jaune	54	9	1	2	1	10	0.3	Très mauvais

La méthode de classification Q-System classe le massif rocheux de Boukhadra comme un massif formé de roches de très mauvaise (les marnes), bonne (calcaires : marneux, minéralisé et gypsifère) et très bonne qualité (calcaire et minerai de fer) avec une note de Q varie entre 0.3 et 44,8.

Afin de sélectionner le type de soutènement approprié, N. Barton a proposé un diagramme pour adapter le type de soutènement avec les conditions du terrain. La mise en

Chapitre 5 : Analyse de la stabilité des galeries minières creusées dans le massif rocheux de Boukhadra

place des valeurs Q-Système pour chaque formation géologique en fonction d'un autre paramètre appelé De recommande le choix de soutènement approprié pour chaque faciès.

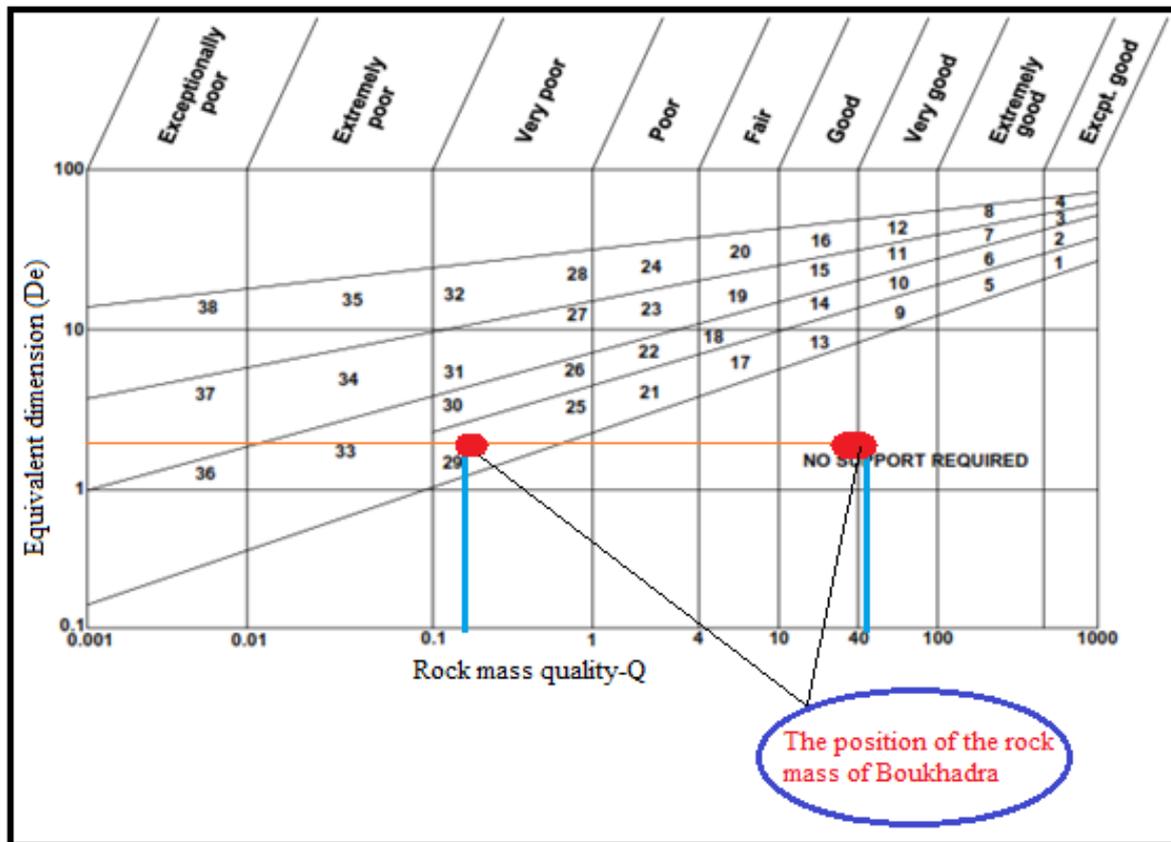


Figure 5.23 : Application du diagramme de N. Barton sur les conditions de la mine souterraine de Boukhadra

D'après le diagramme de N. Barton, le massif rocheux de Boukhadra est constitué par des formations géologiques variées entre très bon rocher, bon rocher et rocher très médiocre. Le soutènement recommandé pour les marnes est l'ancrage réparti (espacement des boulons 1 à 2.5m) avec une couche de béton d'épaisseur de 5 à 9cm. Les autres faciès (les calcaires et le minerai de fer) sont classés comme des rochers stables et n'exigent pas une installation du soutènement.

Afin de vérifier l'impact du degré de fracturation sur la qualité des massifs rocheux et des ouvrages creusés en profondeur, on a pris l'initiative d'une étude de stabilité de ces derniers en basant sur l'effet des joints de stratification comme des discontinuités constitutives du massif rocheux. Pour cette fin on a tracé le tableau ci-dessous qui montre une comparaison des différents résultats.

Chapitre 5 : Analyse de la stabilité des galeries minières creusées dans le massif rocheux de Boukhadra

Tableau 5.11 : Impact des discontinuités sur la qualité du massif de Boukhadra (Q-system)

Axe	Faciès	Impact d'ensemble des discontinuités		Impact des plans de stratification	
		Q	Classe	Q	Classe
1	Calcaire	42.66	Très bon	50	Très bon
	Marne jaune	0.3	Très mauvais	4.2	Très bon
2	Marne jaune	0.3	Très mauvais	4.2	Moyen
	Calcaire	42.66	Très bon	50	Très bon
	Minerai de fer	44.8	Très bon	50	Très bon
	Calcaire	42.66	Très bon	50	Très bon
	Marne minéralisée	0.3	Très mauvais	4.2	Moyen
	Calcaire marneux	40	Bon	50	Très bon
3	Calcaire marneux	40	Bon	50	Très bon
	Calcaire minéralisé	40	Bon	50	Très bon
	Calcaire	42.66	Très bon	50	Très bon
	Calcaire gypsifère	40	Bon	50	Très bon
4	Calcaire gypsifère	40	Bon	50	Très bon
	Marne grise	0.3	Très mauvais	4.2	Moyen
	Calcaire gypsifère	40	Bon	50	Très bon
5	Marne jaune	0.3	Très mauvais	4.2	Moyen
	Calcaire gypsifère	40	Bon	50	Très bon
	Marne jaune	0.3	Très mauvais	4.2	Moyen
6	Marne jaune	0.3	Très mauvais	4.2	Moyen

Les résultats obtenus au tableau ci-dessus (Impact des plans de stratification) montrent que la valeur du quotient Q varie entre 4.2 et 50. La classification du massif rocheux de Boukhadra bascule entre très bon rocher et un rocher moyen. La prise en considération des plans de stratification comme un paramètre principal en négligeant les autres discontinuités a unifié la valeur du RQD (100%) et le nombre de familles des discontinuités avec une amélioration au niveau de la qualité de la roche et ce qui résulte une amélioration de la stabilité de la galerie au à travers les différentes formations géologiques.

5.4.4 Classification GSI

L'application de la méthode GSI sur les conditions du massif rocheux de Boukhadra nous a donné les résultats suivants :

Chapitre 5 : Analyse de la stabilité des galeries minières creusées dans le massif rocheux de Boukhadra

Tableau 5.12 : Classification du massif rocheux de Boukhadra par la méthode GSI

Axe	Faciès	Impact d'ensemble des discontinuités		Impact des joints de stratification	
		GSI	Classe	GSI	Classe
1	Calcaire	67	Bon	87	Très bon
	Marne jaune	39	Mauvais	68	Bon
2	Marne jaune	39	Mauvais	68	Bon
	Calcaire	67	Bon	87	Très bon
	Minerai de fer	69	Bon	79	Très bon
	Calcaire	67	Bon	87	Très bon
	Marne minéralisée	40	Mauvais	69	Bon
	Calcaire marneux	56	Bon	76	Très bon
3	Calcaire marneux	56	Bon	76	Très bon
	Calcaire minéralisé	57	Bon	77	Très bon
	Calcaire	67	Bon	87	Très bon
	Calcaire gypsifère	57	Bon	77	Très bon
4	Calcaire gypsifère	59	Bon	77	Très bon
	Marne grise	41	Moyen	66	Bon
	Calcaire gypsifère	59	Bon	77	Très bon
5	Marne jaune	39	Mauvais	68	Bon
	Calcaire gypsifère	57	Bon	77	Très bon
	Marne jaune	39	Mauvais	68	Bon
6	Marne jaune	39	Mauvais	68	Bon

La classification GSI du massif rocheux de Boukhadra montre que les formations géologiques sont classées comme : mauvais rocher, rocher moyen et bon rocher. La description en prenant en compte l'effet des joints de stratification seuls montre que le massif est constitué de bon et très bon rochers.

5.4.5 Classification Mathews-Potvin

L'application de la méthode graphique a donné des résultats sur la qualité des formations géologiques traversées par la galerie du niveau 1105m, la figure ci-dessous présente la progression des étapes afin de déterminer la qualité du rocher et par la suite le design du soutènement approprié selon la méthode.

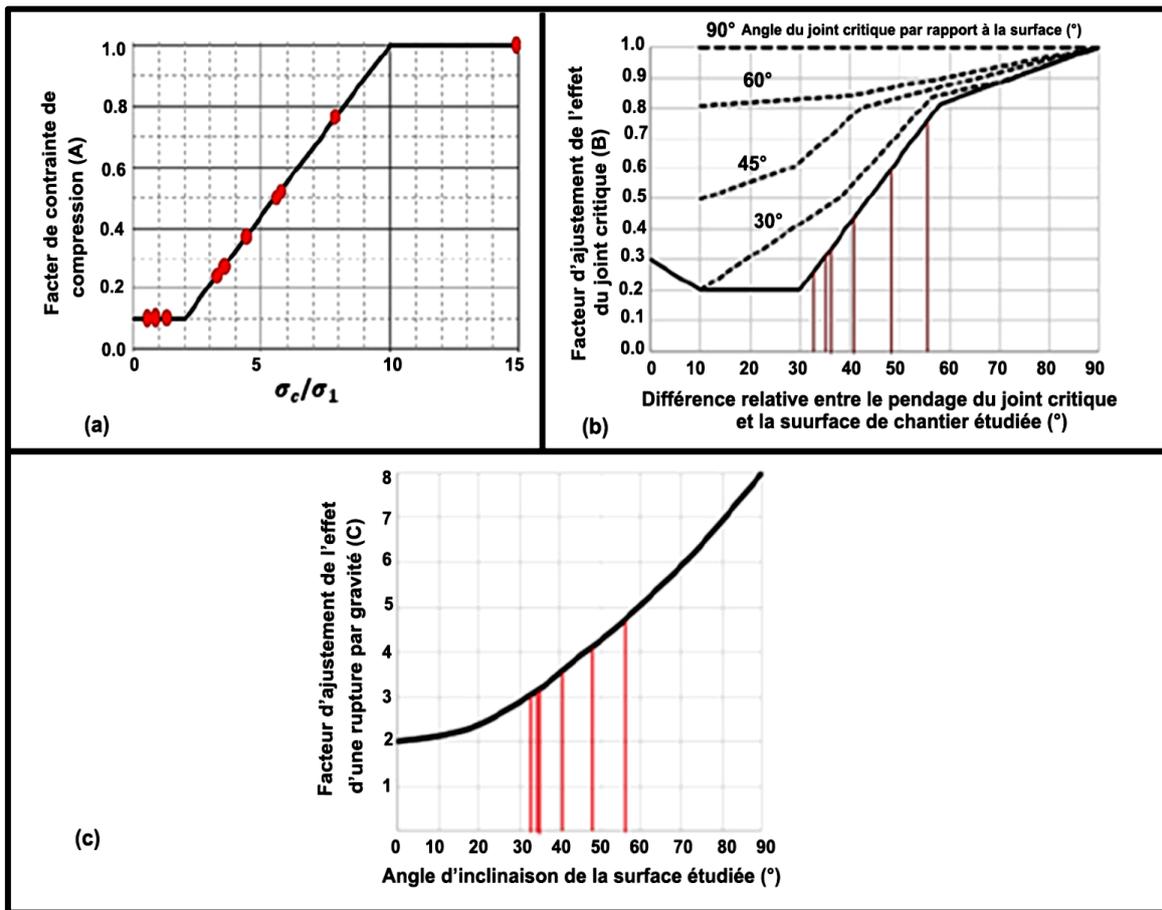


Figure 5.24 : Paramètres du nombre de stabilité N' : (a) Détermination du facteur A, tirée de Potvin (1988), (b) Détermination du facteur d'ajustement de l'effet du joint critique B (adaptée de Potvin 1988), (c) Détermination du facteur de gravité C [104]

La figure 5.24a montre que le massif rocheux de Boukhadra est constitué par des formations géologiques ayant un facteur de contrainte de compression varie entre 0.1 comme valeur minimale pour les marnes jaune et grise, et de 1 comme valeur maximale pour le calcaire et le minerai de fer.

Le facteur d'ajustement de l'effet du joint critique (B) (voir figure 5.24b) varie entre 0.25 comme valeur minimale pour le calcaire minéralisé et la marne minéralisée, et de 0.78 comme valeur maximale pour le minerai de fer. Le facteur d'ajustement de la gravité (C) varie entre 3-4.7 (voir figure 5.24c).

Chapitre 5 : Analyse de la stabilité des galeries minières creusées dans le massif rocheux de Boukhadra

Tableau 5.13 : Résultats d'application de la méthode Mathews-Potvin sur les conditions de la mine souterraine de Boukhadra

Axe	Faciès	σ_c (MPa)	σ_1 (MPa)	σ_c/σ_1	A	B	C	Q'	HR (m)	N'
1	Calcaire	91.28	0.64	142.63	1	0.31	3.2	106.67	3	105.8
	Marne jaune	4	0.52	7.69	0.74	0.6	4.1	3	2.38	5.5
2	Marne jaune	4	0.72	5.55	0.5	0.6	4.1	3	3.08	3.7
	Calcaire	91.28	1.45	62.95	1	0.31	3.2	106.67	3.16	105.8
	Minerai de fer	44	2.42	18.18	1	0.78	4.7	112	2.99	410.6
	Calcaire	91.28	2.55	35.79	1	0.31	3.2	106.67	2.72	105.8
	Marne minéralisée	15	2.64	5.68	0.51	0.25	3	3	1.88	1.2
	Calcaire marneux	9	2.88	3.12	0.23	0.32	3.3	100	1.81	24.3
3	Calcaire marneux	9	2.88	3.12	0.23	0.32	3.3	100	2.44	24.3
	Calcaire minéralisé	20	3.57	5.6	0.51	0.25	3	100	2.83	38.3
	Calcaire	91.28	3.95	23.11	1	0.31	3.2	106.67	2.88	105.8
	Calcaire gypsifère	20	4.5	4.44	0.37	0.31	3.2	100	2.88	36.7
4	Calcaire gypsifère	20	4.5	4.44	0.37	0.31	3.2	100	1.5	36.7
	Marne grise	4	3.52	1.14	0.1	0.42	3.6	3.	2.78	0.5
	Calcaire gypsifère	20	4.5	4.44	0.37	0.31	3.2	100	2.41	36.7
5	Marne jaune	4	4.12	0.97	0.1	0.6	4.1	3	2.55	0.7
	Calcaire gypsifère	20	5.91	3.38	0.26	0.31	3.2	100	2.5	25.8
	Marne jaune	4	4.84	0.83	0.1	0.6	4.1	3	2.23	0.7
6	Marne jaune	4	4.84	0.83	0.1	0.6	4.1	3	2.23	0.7

N': Résultats d'application de la méthode en prend en compte les différents types de discontinuités.

La valeur du nombre de stabilité N'₁ des différentes formations géologiques est prise entre une valeur minimale de 0.5 pour la marne grise, et une valeur maximale de 410.6 pour le minerai de fer en marquant une grande différence entre les formations rocheuses.

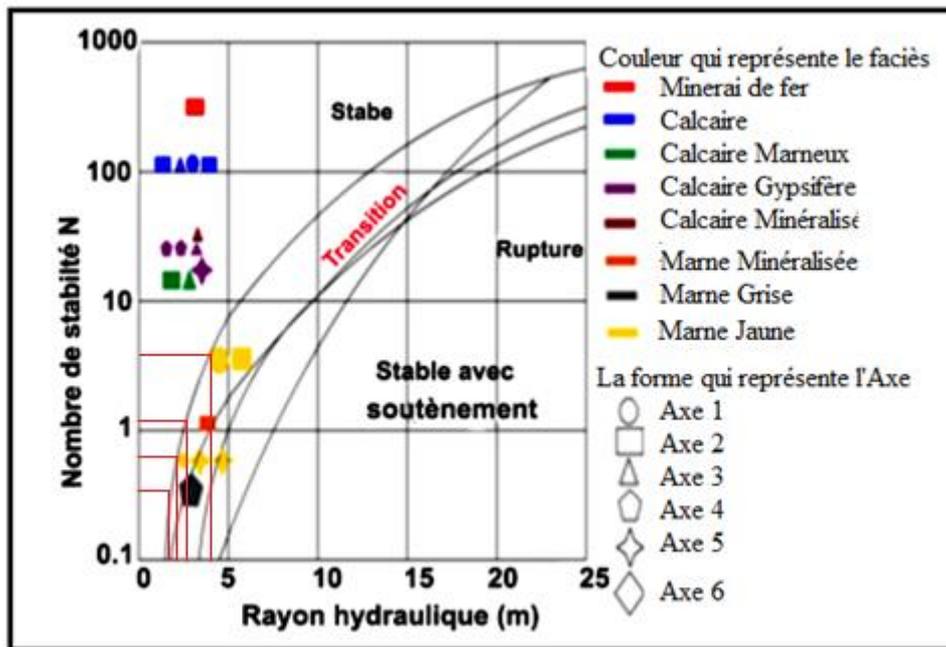


Figure 5.25 : Application de l'abaque de stabilité de Mathews-Potvin sur la galerie du niveau 1105m de Boukhadra

D'après la figure 5.25, on constate que les formations rocheuses représentées par les différentes couches de marnes sont localisées dans la zone instable. Cependant, les autres faciès (Calcaires et minerai de fer) présentent une stabilité naturelle.

Afin d'avoir un ouvrage stable, la méthode UBC recommande un redimensionnement des excavations souterraines dont la surface à creuser peut supporter les charges soumises autour de l'ouvrage. Pour cette fin, nous allons présenter la plage de variations des dimensions de la galerie de roulage du niveau 1105m où les passages à travers les couches de marnes ont montré une certaine instabilité. Notre proposition est basée sur analyse des résultats obtenus à partir d'une application de la méthode de classification de Mathews-Potvin dont il est préférable de réduire le quotient du rayon hydraulique qui prend en considération la géométrie de l'ouvrage comme un paramètre ayant une grande importance sur l'état de stabilité de l'excavation. Les résultats d'analyse effectuée sont montrés au tableau ci-dessous.

Chapitre 5 : Analyse de la stabilité des galeries minières creusées dans le massif rocheux de Boukhadra

Tableau 5.14 : Redimensionnement des ouvrages souterrains par la méthode UBC

Axe	Faciès	HR (m)	N'	Description	HR recommandé (m)	N'	Description
1	Calcaire	3	105.8	Stable	3	105.8	Stable
	Marne jaune	2.38	5.5	Instable	0 à 4	5.5	Stable
2	Marne jaune	3.08	3.7	Instable	0 à 4	3.7	Stable
	Calcaire	3.16	105.8	Stable	3.16	105.8	Stable
	Minerai de fer	2.99	410.6	Stable	2.99	410.6	Stable
	Calcaire	2.72	105.8	Stable	2.72	105.8	Stable
	Marne minéralisée	1.88	1.2	Instable	0 à 3	1.2	Stable
	Calcaire marneux	1.81	24.3	Stable	1.81	24.3	Stable
3	Calcaire marneux	2.44	24.3	Stable	2.44	24.3	Stable
	Calcaire minéralisé	2.83	38.3	Stable	2.83	38.3	Stable
	Calcaire	2.88	105.8	Stable	2.88	105.8	Stable
	Calcaire gypsifère	2.88	36.7	Stable	2.88	36.7	Stable
4	Calcaire gypsifère	1.5	36.7	Stable	1.5	36.7	Stable
	Marne grise	2.78	0.5	Instable	0 à 1.8	0.5	Stable
	Calcaire gypsifère	2.41	36.7	Stable	2.41	36.7	Stable
5	Marne jaune	2.55	0.7	Instable	0 à 2	0.7	Stable
	Calcaire gypsifère	2.5	25.8	Stable	2.5	25.8	Stable
	Marne jaune	2.23	0.7	Instable	0 à 2	0.7	Stable
6	Marne jaune	2.23	0.7	Instable	0 à 2	0.7	Stable

■ Design du soutènement recommandé par la méthode UBC

A partir des résultats obtenus par la méthode graphique UBC, Potvin a suggéré un abaque qui permet de définir le soutènement approprié à la base des paramètres du terrain dont le soutènement recommandé est considéré comme des boulons d'ancrages répartis différemment selon les caractéristiques géométriques des discontinuités (RQD/J_n : qui représente la taille des blocs) et de l'excavation.

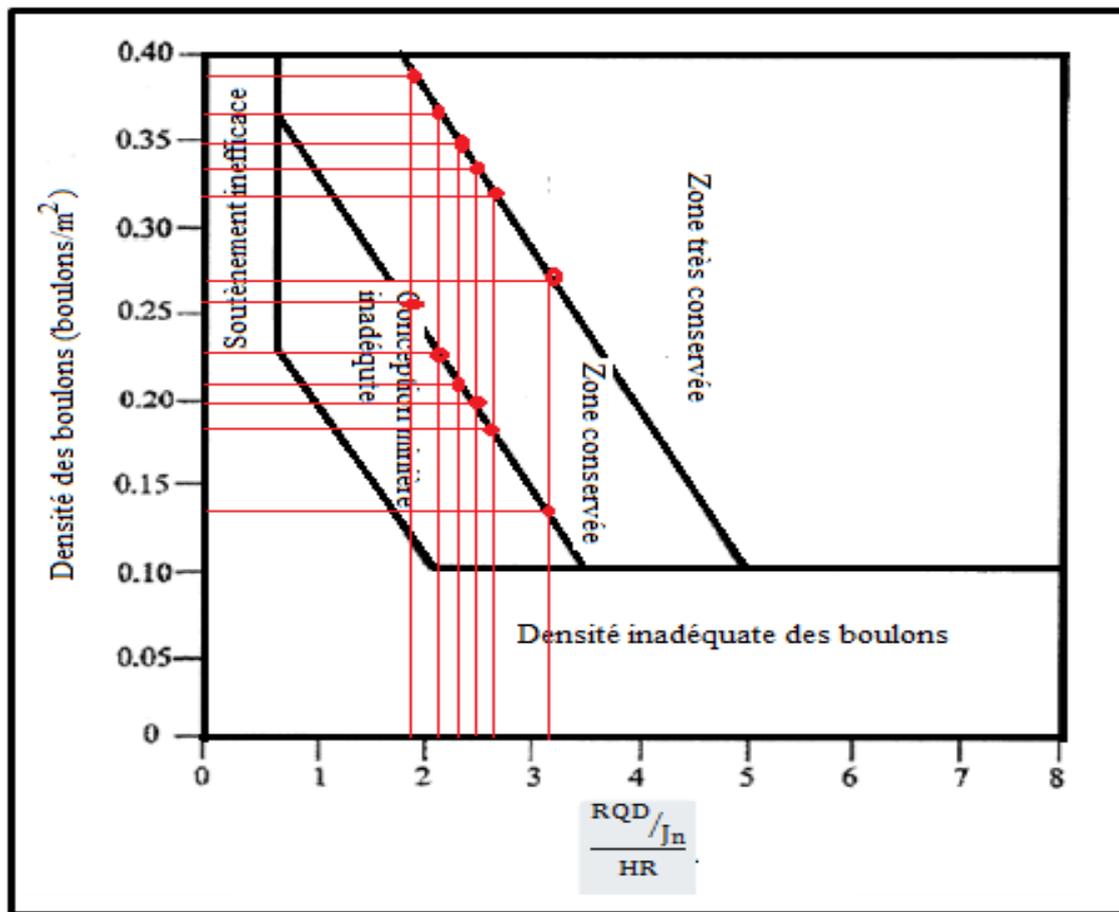


Figure 5.26 : Abaque de la densité des ancrages

La figure ci-dessus montre la répartition nécessaire des boulons dans les conditions de la mine souterraine de Boukhadra, la densité des boulons pour les marnes est de 0,13 à 0,37 boulon/m² dont la valeur du quotient ($RQD \cdot J_n^{-1} \cdot HR^{-1}$) varie entre 1,88 et 3,20. Les marnes sont positionnées dans la zone dont le soutènement donne une zone conservée. Cependant, les autres faciès sont considérés comme des rochers stables sans soutènement.

Chapitre 5 : Analyse de la stabilité des galeries minières creusées dans le massif rocheux de Boukhadra

Tableau 5.15 : Design du soutènement proposé par la méthode UBC

Axe	Faciès	RQD	J _n	HR (m)	$\frac{RQD/J_n}{HR}$	Boulon/m ²	Description de la zone soutenue
1	Calcaire	80	3	3	8.89	Pas nécessaire	Pas de soutènement
	Marne jaune	54	9	2.38	2.52	0.2 à 0.33	Conservée
2	Marne jaune	54	9	3.08	1.95	0.26 à 0.39	Conservée
	Calcaire	80	3	3.16	8.44	Pas nécessaire	Pas de soutènement
	Minerai de fer	84	3	2.99	9.37	Pas nécessaire	Pas de soutènement
	Calcaire	80	3	2.72	9.8	Pas nécessaire	Pas de soutènement
	Marne minéralisée	54	9	1.88	3.2	0.13 à 0.27	Conservée
	Calcaire marneux	75	3	1.81	13.81	Pas nécessaire	Pas de soutènement
3	Calcaire marneux	75	3	2.44	10.25	Pas nécessaire	Pas de soutènement
	Calcaire minéralisé	75	3	2.83	8.83	Pas nécessaire	Pas de soutènement
	Calcaire	80	3	2.88	9.26	Pas nécessaire	Pas de soutènement
	Calcaire gypsifère	75	3	2.88	8.68	Pas nécessaire	Pas de soutènement
4	Calcaire gypsifère	75	3	1.5	16.67	Pas nécessaire	Pas de soutènement
	Marne grise	54	9	2.78	2.16	0.23 à 0.37	Conservée
	Calcaire gypsifère	75	3	2.41	10.37	Pas nécessaire	Pas de soutènement
5	Marne jaune	54	9	2.55	2.35	0.21 à 0.35	Conservée
	Calcaire gypsifère	75	3	2.5	10	Pas nécessaire	Pas de soutènement
	Marne jaune	54	9	2.23	2.69	0.18 à 0.32	Conservée
6	Marne jaune	54	9	2.23	2.69	0.18 à 0.32	Conservée

Afin de vérifier l'effet du degré de fracturation sur la stabilité des ouvrages souterrains creusés au cœur du massif rocheux de Boukhadra, on a pris l'initiative d'éliminer les joints du massif en gardant seulement les plans de stratification. L'application de cette proposition en utilisant la méthode Mathews-Potvin a donné les résultats suivants dont : N'_1 représente les résultats d'application de la méthode UBC en prend en compte les différents types de discontinuités, N'_2 représente les résultats d'application de la méthode UBC en prend en compte les joints de stratification comme discontinuités ayant l'impact majeur.

:

Chapitre 5 : Analyse de la stabilité des galeries minières creusées dans le massif rocheux de Boukhadra

Tableau 5.16 : Classification du massif rocheux de Boukhadra par la méthode UBC

Axe	Faciès	Impact d'ensemble des discontinuités		Impact des joints de stratification	
		N'1	Classe	N'2	Classe
1	Calcaire	105.8	Stable	360	Stable
	Marne jaune	5.5	Instable	7.5	Stable
2	Marne jaune	3.7	Instable	5.1	Stable
	Calcaire	105.8	Stable	360	Stable
	Minerai de fer	410.6	Stable	476.3	Stable
	Calcaire	105.8	Stable	360	Stable
	Marne minéralisée	1.2	Instable	5.2	Stable
	Calcaire marneux	24.3	Stable	77.7	Stable
3	Calcaire marneux	24.3	Stable	77.7	Stable
	Calcaire minéralisé	38.3	Stable	172	Stable
	Calcaire	105.8	Stable	360	Stable
	Calcaire gypsifère	36.7	Stable	124.9	Stable
4	Calcaire gypsifère	36.7	Stable	124.9	Stable
	Marne grise	0.5	Instable	1.1	Stable
	Calcaire gypsifère	36.7	Stable	124.9	Stable
5	Marne jaune	0.7	Instable	1.1	Stable
	Calcaire gypsifère	25.8	Stable	87.8	Stable
	Marne jaune	0.7	Instable	1.1	Stable
6	Marne jaune	0.7	Instable	1.1	Stable

La prise en considération qu'il y a une seule famille de discontinuités a unifié la valeur des facteurs C et B ainsi que l'amélioration de la valeur Q' dont cette amélioration a connu une répercussion sur la qualité des faciès et de la stabilité de la galerie creusée au massif. La nouvelle valeur du nombre de stabilité N'2 a permis de donner une galerie stable le long des différents faciès.

5.5 Proposition d'une nouvelle galerie

5.5.1 Amélioration naturelle de la stabilité des ouvrages souterrains

Afin d'améliorer la stabilité de la galerie du niveau 1105m nous avons proposé un changement d'orientation des axes de la galerie pour arriver à un ouvrage bien orienté. Les différents changements d'orientation sont basés sur un traitement des caractéristiques structurales du terrain (discontinuités), l'analyse de ces dernières a été élaborée par une projection stéréographique par le code numérique Dips 7.0. Le choix d'une nouvelle galerie a été réalisé à la base d'une description géomécanique proposée par Z.BIENIAWSKI, cette description tient en compte l'orientation des discontinuités par rapport à l'axe de la galerie.

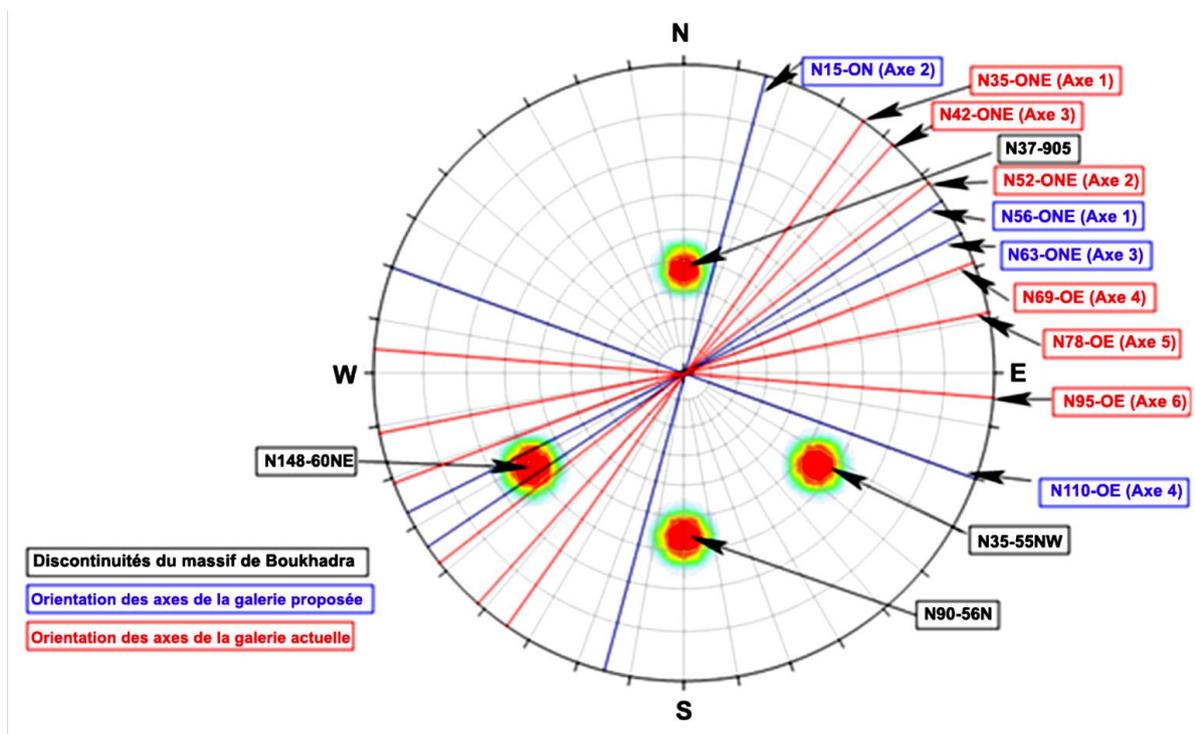


Figure 5.27 : Creusement des galeries en relation avec les plans de discontinuités du massif de Boukhadra

L'état des axes des galeries (existante et proposée) est présenté en détails au tableau ci-dessous.

Chapitre 5 : Analyse de la stabilité des galeries minières creusées dans le massif rocheux de Boukhadra

Tableau 5.17 : Comparaison d'ajustement entre la galerie du niveau 1105m actuelle et une nouvelle galerie proposée

Galerie existante (niveau 1105m)							
Excavation	Orientation	Familles de discontinuités	Ajustement	Longueur (m)	Longueur totale (m)		
Axe 1	N35-0NE	F1,F2 ,F3,F4	Très défavorable	43	358		
Axe 2	N52-0NE	F1, F2, F3, F4	Très défavorable	137			
Axe 3	N42-0NE	F1,F2 ,F3,F4	Très Défavorable	86			
Axe 4	N69-0E	F1, F2, F3, F4	Défavorable	41			
Axe 5	N78-0E	F1, F2, F3, F4	Très défavorable	40			
Axe 6	N95-0E	F1, F3, F4	Très défavorable	11			
Nouvelle galerie proposée (niveau 1105m)							
Excavation	Fourchette proposée		Orientation proposée	Familles existantes	Ajustement	Longueur (m)	Longueur totale (m)
	Du	à					
Axe 1	N56-0NE	N70-0E	N56-0NE	F1,F2,F3 F4	Défavorable	178	355
Axe 2	N348-0N	N15-0N	N15-0N	F1,F3	Défavorable	24	
Axe 3	N56-0NE	N70-0E	N63-0NE	F1,F2 ,F3,F4	Défavorable	142	
Axe 4	N110-0E	N128-0SE	N110-0E	F1,F3,F4	Moyen	11	

La comparaison entre les deux galeries montre qu'il y a une diminution de distance de la galerie proposée par rapport à celle existante avec une amélioration d'état de stabilité des axes présentée par un ajustement varie entre défavorable et moyen tandis que l'ajustement des axes de la galerie existante varie entre très défavorable et défavorable.

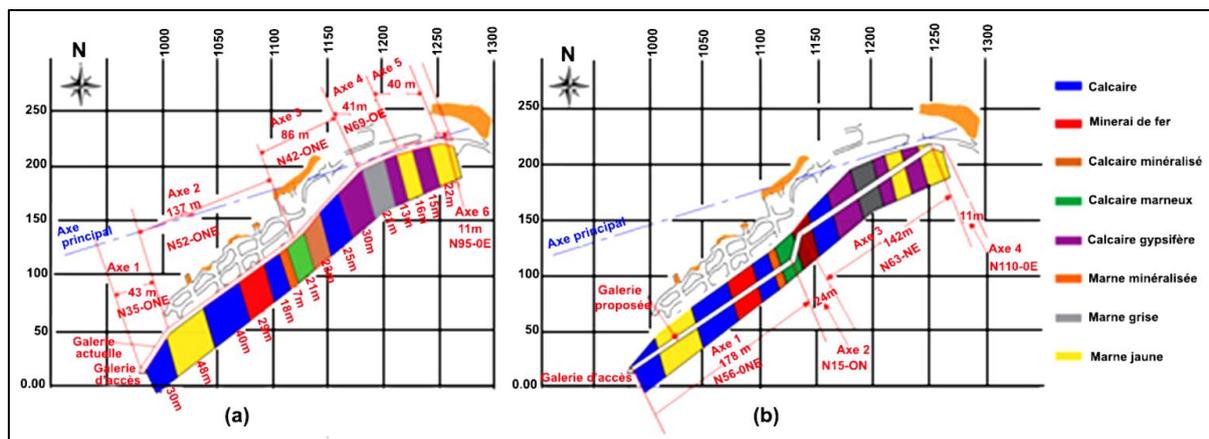


Figure 5.28 : Coupe horizontale des galeries (a- actuelle, b- proposée) du niveau 1105 m

Chapitre 5 : Analyse de la stabilité des galeries minières creusées dans le massif rocheux de Boukhadra

Tableau 5.18 : Comparaison de résultats des classifications (galerie actuelle et galerie proposée)

Axes	Galerie actuelle					Galerie proposée					
	Faciès	N°	RMR ₈₉	B	Q	Axes	Faciès	N°	RMR ₈₉	B	Q
1	Calcaire	105.8	72	-12	42.66	1	Calcaire	105.8	74	-10	42.66
	Marne jaune	5.5	44		0.3		Marne jaune	3.7	46		0.3
2	Marne jaune	3.7	44	-12	0.3	2	Calcaire	105.8	74	-10	42.66
	Calcaire	105.8	72		42.66		Minerai de fer	410.6	76		44.8
	Minerai de fer	410.6	74		44.8		Calcaire	105.8	74		42.66
	Calcaire	105.8	72		42.66		Marne minéralisée	1.2	47		0.3
	Marne minéralisée	1.2	45		0.3		Calcaire marneux	24.3	63		40
	Calcaire marneux	24.3	61		40		Calcaire marneux	24.3	63		40
	Calcaire marneux	24.3	61		40		Calcaire minéralisé	38.3	64		40
3	Calcaire minéralisé	38.3	62	-12	40	3	Calcaire minéralisé	38.3	64	-10	40
	Calcaire	105.8	72		42.66		Calcaire	105.8	74		42.66
	Calcaire gypsifère	36.7	62		40		Calcaire gypsifère	36.7	64		40
	Calcaire gypsifère	36.7	64		40		Marne grise	0.5	46		0.3
4	Marne grise	0.5	46	-10	0.3	4	Calcaire gypsifère	36.7	64	-10	40
	Calcaire gypsifère	36.7	64		40		Marne jaune	0.7	46		0.3
	Calcaire gypsifère	36.7	64		40		Calcaire gypsifère	25.8	64		40
5	Marne jaune	0.7	44	-12	0.3	4	Marne jaune	0.7	46	-5	0.3
	Calcaire gypsifère	25.8	62		40		Marne jaune	0.7	46		0.3
	Marne jaune	0.7	44		0.3		Marne jaune	0.7	51		0.3
6	Marne jaune	0.7	44	-12	0.3						

La nouvelle galerie proposée a permis de diminuer l'influence des plans de discontinuités sur les nouveaux axes de la galerie, cette diminution est le résultat d'un ajustement qui varie entre défavorable et moyen, autrement dit, une valeur d'ajustement qui varie entre (-10) et (-5). Cependant, l'ancien ajustement varie entre très défavorable et défavorable (valeur varie entre -12 et -10). Une amélioration de la stabilité est présentée par une progression de la valeur du RMR₈₉ où elle est comprise entre 44-74 pour la galerie actuelle, et elle devient entre 46-76 pour la galerie proposée.

L'absence d'une inclusion directe d'orientation de la galerie par rapport aux plans de discontinuités, et la conservation de la même hauteur de couverture le long de l'ouvrage (actuel et proposé) ont guidé à une conservation des mêmes résultats pour la méthode Q-System.

Pour la galerie proposée, la méthode UBC prend en considération le pendage des discontinuités comme facteur influant sur la stabilité des ouvrages souterrains en négligeant l'orientation de la surface des discontinuités, cette négligence et la conservation de la même

Chapitre 5 : Analyse de la stabilité des galeries minières creusées dans le massif rocheux de Boukhadra

hauteur de couverture le long de l'ouvrage (actuel et proposé) ont guidé à une conservation du nombre de stabilité N' et un changement du paramètre HR (1.99÷3.2) ce qui résulte un changement d'état des marnes (jaune et minéralisée) localisées dans le 1^{er} axe vers la stabilité.

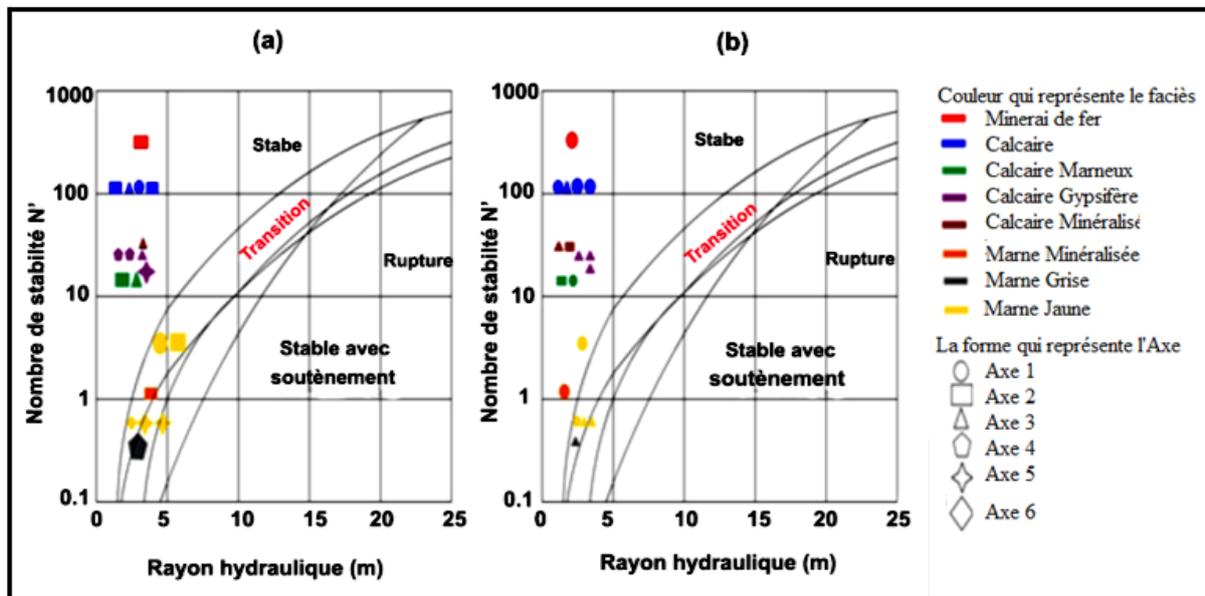


Figure 5.29 : Position des formations géologiques du massif de Boukhadra (a-galerie actuelle, b-galerie proposée)

5.6 Synthèse

Nous avons présenté dans ce chapitre une description géologique du massif rocheux de Boukhadra en présentant les différentes formations géologiques de la région et le prolongement du gisement au cours du massif avec une présentation du processus d'exploitation en bref.

Le présent chapitre a montré l'enchaînement de la procédure de creusement des galeries au niveau de la mine souterraine de Boukhadra, une description des paramètres du plan de tir a été présentée en détails. La galerie principale qui fait l'objet de notre travail a été détaillée en présentant les différents faciès rencontrés lors du passage de la galerie.

Les étapes de prélèvement des mesures in situ et d'échantillons du massif de Boukhadra pour des essais au laboratoire, le traitement et l'interprétation des résultats sont exposées successivement au cours du chapitre. Une quantification des paramètres physico-mécaniques et structuraux nous a permis de comprendre le comportement des composantes du massif de Boukhadra en toute facilité et par la suite, une simplicité d'évaluation de l'état de stabilité du massif global et des ouvrages exécutés.

Chapitre 5 : Analyse de la stabilité des galeries minières creusées dans le massif rocheux de Boukhadra

Parmi les paramètres qu'on a calculés, certains peuvent être utilisés comme des données de base pour des approches numériques. D'autres, présentant une complexité d'être interconnectés, exigent une étude différente et imposent le recours à des méthodes empiriques.

L'utilisation des différentes approches pour étudier le même massif rocheux est pour but de recenser et intégrer un maximum de paramètres ayant un impact sur la stabilité.

La méthode RMR classe le massif rocheux de Boukhadra comme étant un massif formé de roches de moyenne qualité (les marnes), et le reste du massif est considéré comme rocher de bonne qualité (les calcaires et minerai de fer), avec une note de RMR_{89} varie entre 44 et 74.

Le soutènement des tronçons instables de la galerie du niveau 1105m à l'aide des cintres métalliques légers a été recommandé par la méthode RMR de Z.BIENIAWSKI.

La méthode de classification Q-System classe le massif rocheux de Boukhadra comme un massif formé de roches de très mauvais (les marnes), bonne (calcaires : marneux, minéralisé et gypsifère) et très bonne qualité (calcaire et minerai de fer) avec une note de Q varie entre 0.3 et 44.8.

Le soutènement recommandé par la méthode Q-système est l'ancrage réparti.

La méthode UBC classe le massif de Boukhadra comme un massif formé de roches stables (les calcaires et le minerai de fer), et d'autres instables (les marnes), avec une note de N' varie entre 0.5 et 410.6 et un rayon hydraulique (HR) varie entre 1.5-3.16m.

Le soutènement recommandé par la méthode Mathews-Potvin est l'ancrage réparti.

Le point commun entre les approches c'est que la source d'instabilité du massif de Boukhadra est rendue à l'existence des marnes qui présentent une faiblesse mécanique et une structure très fracturée.

La vérification de l'impact des joints de stratification a montré que ces derniers ont une influence marquante sur la stabilité du massif de Boukhadra.

La proposition d'une nouvelle galerie avec une réorientation des axes a fait l'objet d'une amélioration naturelle de la stabilité des ouvrages miniers dans des massifs rocheux fracturés. Le choix d'orientation des axes a été effectué à une base scientifique présentée par l'effet d'orientation des discontinuités par rapport au sens de creusement des galeries, ce paramètre a été introduit par Z.BIENIAWSKI (1989) comme un ajustement. Le choix d'une orientation appropriée peut améliorer la stabilité et par la suite une possibilité d'alléger le soutènement ce qui résulte un choix approprié et plus économique.

Chapitre 5 : Analyse de la stabilité des galeries minières creusées dans le massif rocheux de Boukhadra

L'application d'ajustement des axes sur la galerie du niveau 1105m a donné de bons résultats, une amélioration de la stabilité de l'ouvrage à travers les faciès a été marquée par une augmentation de la valeur du RMR_{89} de la majorité des formations géologiques, et par la suite une amélioration de la stabilité globale des axes avec une diminution du nombre d'axes et une conservation de la longueur totale de la galerie.

L'absence d'une inclusion directe d'orientation de la galerie par rapport aux plans de discontinuités, et la conservation de la même hauteur de couverture le long de l'ouvrage (actuel et proposé) ont guidé à une conservation des mêmes résultats pour la méthode Q-System.

Pour la galerie proposée, la méthode UBC prend en considération le pendage des discontinuités comme facteur influant sur la stabilité des ouvrages souterrains en négligeant l'orientation de la surface des discontinuités, cette négligence et la conservation de la même hauteur de couverture le long de l'ouvrage (actuel et proposé) ont guidé à une conservation du nombre de stabilité N' et un changement du paramètre HR (1.99÷3.2) ce qui résulte un changement d'état des marnes (jaune et minéralisée) localisées dans le 1^{er} axe vers la stabilité.

Chapitre 6

Modélisation numérique de la galerie de roulage du niveau 1105m de la mine souterraine de Boukhadra

Introduction

- 6.1 Les reconnaissances sur le code Plaxis
- 6.2 La validation numérique des résultats
- 6.3 Le soutènement de la galerie du niveau 1105m
- 6.4 Synthèse

Introduction

Après la fermeture des anciennes galeries éboulées, La galerie du niveau de base 1105m (galerie de roulage) creusée dans l'axe principal est le seul ouvrage au jour qui reste pour l'extraction du minerai exploité de la troisième phase, la stabilité de cet ouvrage est nécessaire pour des raisons de sécurité des ouvriers et d'engins d'une part, et d'autre part, pour la continuité des travaux en souterrain (économie). Ce travail a été proposé pour déterminer l'état de stabilité de la galerie du niveau 1105m en basant sur des méthodes empirique et une validation numérique.

L'application des méthodes RMR et Q-System a donné une description des formations géologiques constituant le massif rocheux en proposant les types de soutènement possibles et appropriés. Ces deux méthodes ont présentés une certaine concordance au niveau de la description qualitative du massif rocheux et le choix de soutènement approprié.

La méthode graphique du Mathews-Potvin a décrit l'état de stabilité de la galerie en présentant les zones de faiblesse.

Dans ce chapitre, nous allons essayer de valider les résultats obtenus par les méthodes empiriques à l'aide d'un outil très performant dans le domaine de la géotechnique. Pour cette fin, on a pris l'initiative de traiter le problème de stabilité des galeries minières à partir d'une collection d'une liste de paramètres nécessaires pour une étude pareille, ainsi, une application des méthodes empiriques afin de donner un diagnostic d'état de stabilité du massif rocheux de Boukhadra et par la suite, une modélisation numérique par le code Plaxis 3D du massif rocheux et des galeries creusées à travers les différentes formations géologiques. Une tâche de validation des soutènements recommandés par les méthodes empiriques a été élaborée.

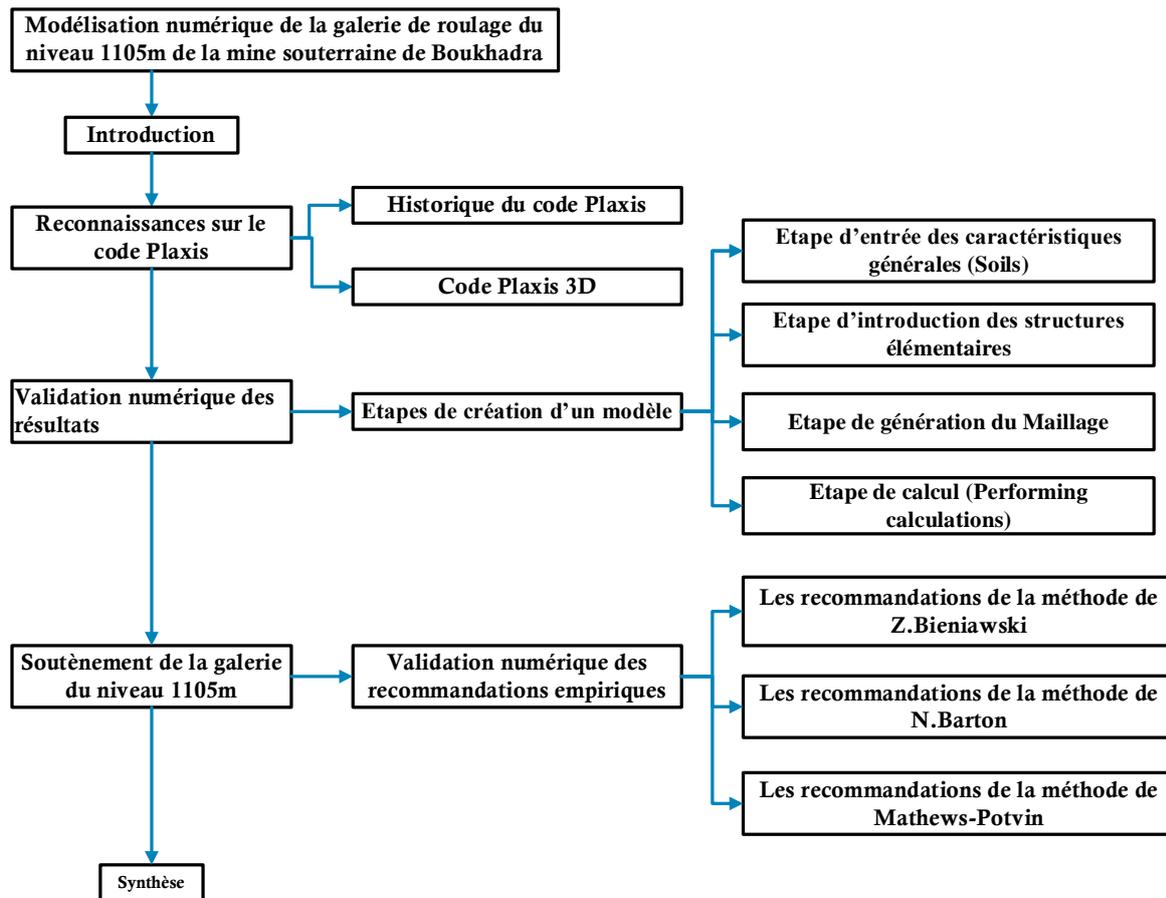


Figure 6.1 : Organigramme du chapitre de la validation numérique

6.1 Reconnaissances sur le code Plaxis

6.1.1 Historique du code Plaxis

Le développement du PLAXIS code commence en 1987 à l'Université Technique de Delft, en Hollande, comme initiative du Dutch Department of Public Works and Water Management. L'idée initiale été de développé un simple code en éléments finis pour l'analyse des problèmes géotechniques des sols argileux. Plus tard, le PLAXIS été développé pour permettre l'analyse de presque tous les problèmes de géotechnique. Ces analyses peuvent permettre d'introduire des modèles sophistiqués pour la modélisation du comportement du sol, utilisant les vrais paramètres du sol, dans l'objectif est de déterminer les forces, les déplacements et les contraintes.

Relativement à d'autres programmes d'éléments finis, le PLAXIS été développé spécialement pour l'analyse des déformations et stabilité dans les problèmes géotechniques.

Chapitre VI : Modélisation numérique de la galerie de roulage du niveau 1105m de la mine souterraine de Boukhadra

La simple procédure d'introduction des données permet le développement rapide de modèle d'éléments finis très complexe.

Pour réaliser des analyses numériques utilisant le PLAXIS, l'utilisateur doit créer un modèle d'éléments finis et de spécifier les propriétés des matériaux ainsi que les conditions aux limites. Le calcul est automatique et est basé sur une robuste procédure numérique [124].

6.1.2 Code Plaxis 3D

Représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifique et pratique en l'analyse pseudo-statique 3D. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élasto-plasticité non standard (5 paramètres), avec prise en compte des pressions interstitielles (et même consolidation linéaire), doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, éprouvés, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangles à 15 nœuds), ainsi qu'à des processus de pilotage de résolution récents (méthode de longueur d'arc). Du point de vue pratique, le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple et agréable, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit outre mesure. Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volume réduit, faciles à consulter. L'ensemble des options simplifiées (initialisation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller au but (prévoir le comportement d'un ouvrage), quitte à réaliser ultérieurement, avec le même code et les mêmes données, un calcul affiné [34-74].

6.2 Validation numérique des résultats

Les paramètres géologiques, géométriques, physiques et mécaniques concernant les différentes formations géologiques traversées par la galerie principale du niveau 1105m sont appliqués afin de modéliser le massif rocheux de Boukhadra à l'aide du code numérique Plaxis 3D.

6.2.1 Etapes de création d'un modèle

Pour réaliser des analyses numériques en utilisant le PLAXIS 3D, l'utilisateur doit créer un modèle d'éléments finis et de spécifier les propriétés des matériaux, les structures élémentaires ainsi que les conditions aux limites. Le calcul s'effectue automatiquement à partir d'une robuste procédure numérique.

Chapitre VI : Modélisation numérique de la galerie de roulage du niveau 1105m de la mine souterraine de Boukhadra

Afin de modéliser une galerie creusée dans des massifs rocheux fracturés, on doit suivre les étapes suivantes.

6.2.1.1 Etape d'entrée des caractéristiques générales (Soils)

La première étape de création d'un modèle consacre des caractéristiques générales d'un modèle donné dont elle vise à fixer les propriétés générales du projet à étudier. Dans cette étape, il y a la possibilité de choisir les unités de mesure (longueur, force, temps et contraintes...etc.) pour une identification globale des paramètres du problème à résoudre avec une présentation des paramètres généraux tels que le champs de la gravité et sa direction dans l'espace ainsi que le poids volumique d'eau dans le cas où il y a une existence des eaux. Enfin, la délimitation du champ à étudier à l'aide d'une introduction des dimensions horizontales définissant la surface de base.

La fenêtre d'identification des paramètres généraux du projet s'affiche au plan comme suit :

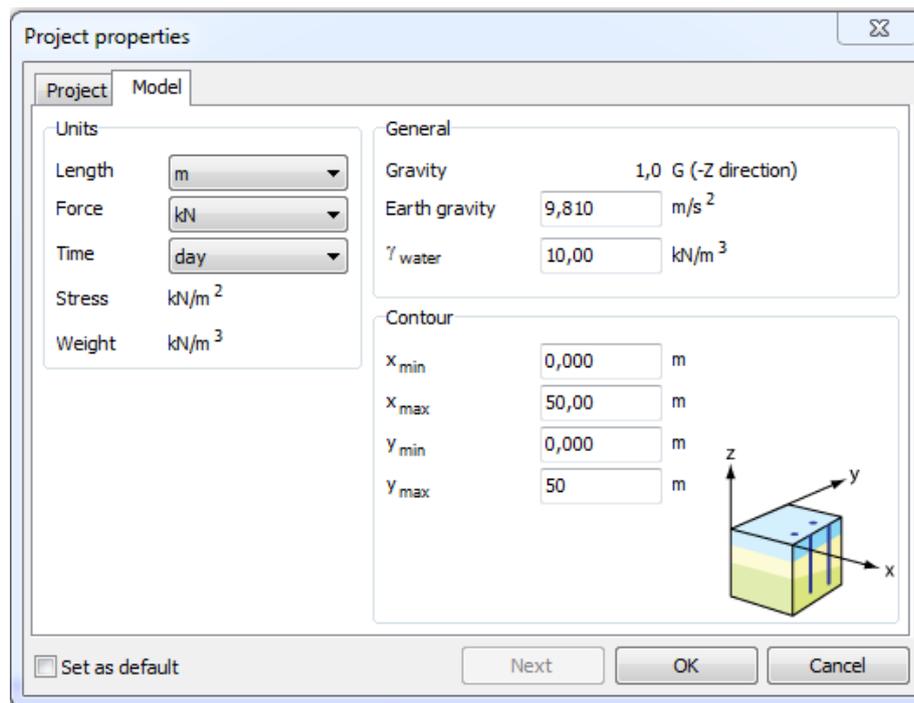


Figure 6.2 : Fenêtre des propriétés générales du modèle

Après la phase d'identification des paramètres généraux, on passe à la réalisation de la troisième dimension en ajoutant une valeur de la hauteur pour avoir le volume final du modèle. Cette phase permet aussi de donner une identification des différents matériaux

Chapitre VI : Modélisation numérique de la galerie de roulage du niveau 1105m de la mine souterraine de Boukhadra

constituant le terrain dont elle fait l'objet de définir le comportement du matériau et ses caractéristiques physiques, les caractéristiques mécaniques du matériau, afflux des eaux, interfaces, niveau hydrostatique et conditions initiales. L'introduction des différents paramètres cités s'affiche au plan comme suit :

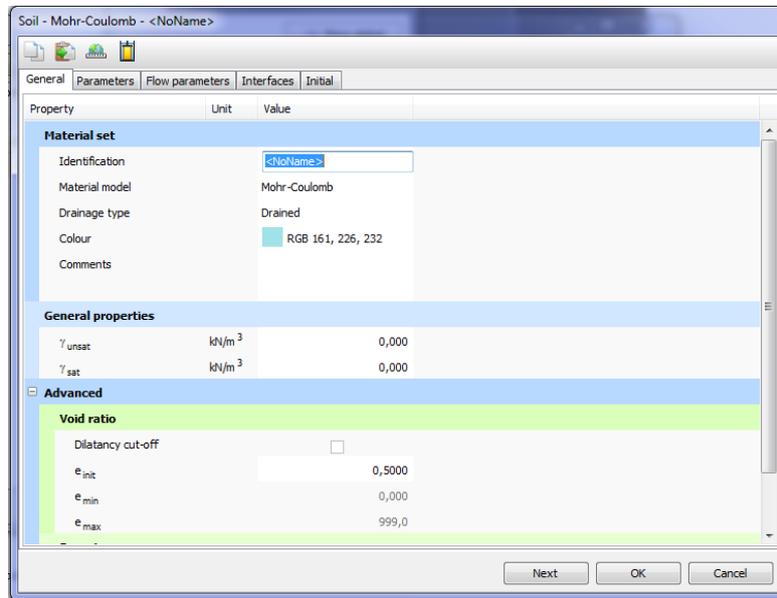


Figure 6.3 : Fenêtre des propriétés générales du matériau

Les conditions aux limites sont choisies par défaut dont les déplacements horizontaux sont bloqués dans les côtes du système et les déplacements verticaux sont laissés libres; tandis les déplacements de la base sont entièrement bloqués.

L'élaboration d'un modèle type est représentée dans la figure suivante ;

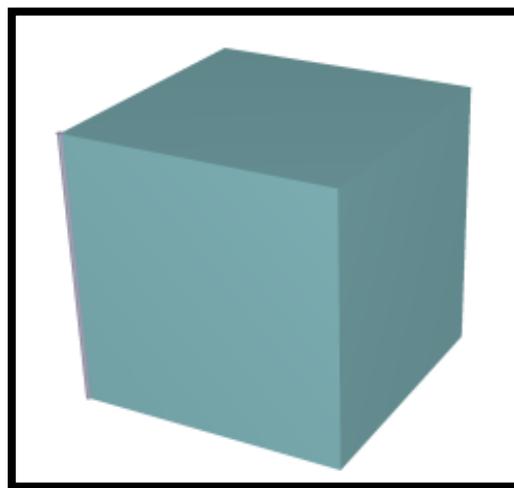


Figure 6.4 : Exemple d'un modèle de masse PLAXIS 3D V20

6.2.1.2 Etape d'introduction des structures élémentaires

Cette étape fait l'objet d'une introduction des éléments complémentaires du modèle comme la création des vides souterrains et les structures artificielles installées (soutènements).

a- Géométrie de la galerie

Après la réalisation d'un modèle qui présente la géométrie et les paramètres du matériau on passe à l'excavation de l'ouvrage, dans notre cas, on a présenté l'ouvrage en forme d'un fer de cheval creusé le long des faciès étudiés avec un angle de pendage égale à 0° (galerie horizontale).

La représentation du modèle est montrée dans la figure ci-dessous :

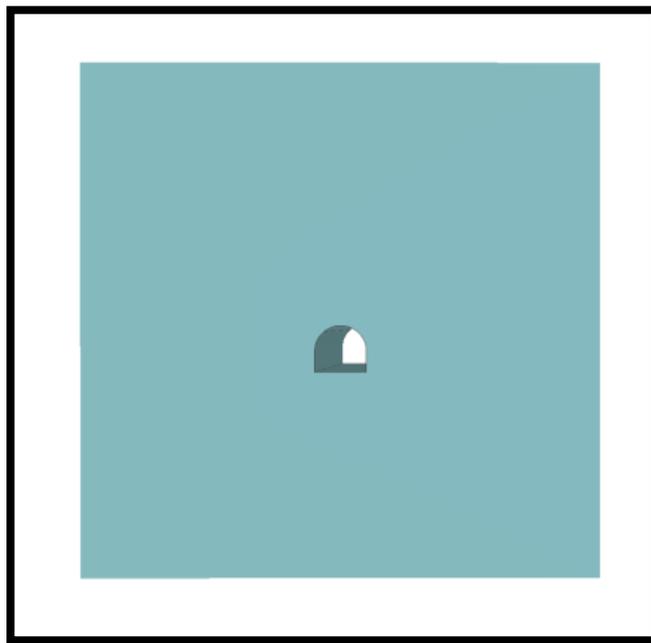


Figure 6.5 : Modèle numérique d'une galerie creusée dans un massif rocheux

b- Installation du soutènement (Cintres métalliques)

L'installation des cintres métalliques comme soutènement est faisable, l'identification d'un cintre exige les paramètres élastiques du matériau et la géométrie de soutènement et ajoutant un espacement entre deux cintres successifs (voir figure ci-dessous).

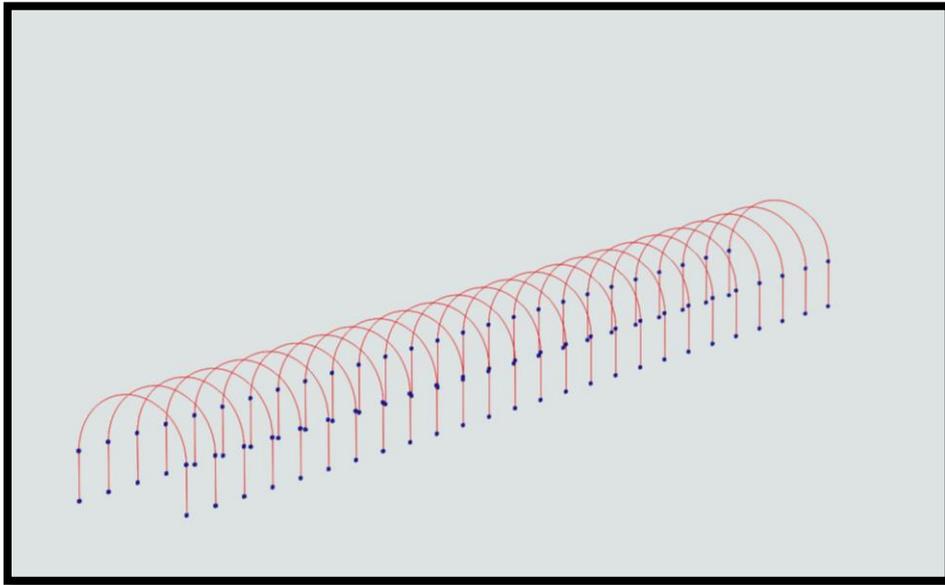


Figure 6.6 : Installation des cintres métalliques

c- Installation du soutènement (béton)

Pour le béton projeté ou le béton armé (plate), il est possible de l'utiliser par un modèle identifié par ses paramètres physico-mécaniques avec une épaisseur de la couche de béton en intégrant une armature au cœur de la couche.

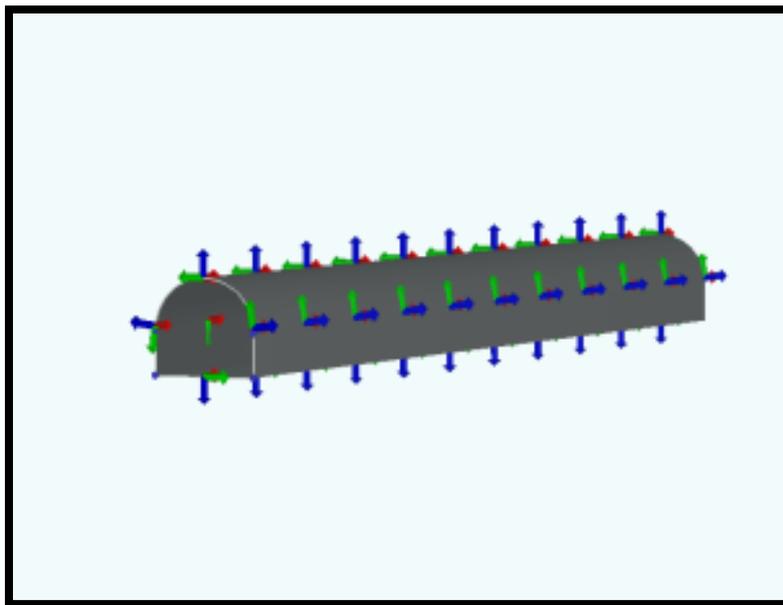


Figure 6.7 : Exemple d'un modèle d'une couche de béton

d- Installation du soutènement (boulonnage)

Afin d'avoir un terrain plus cohérent et des surfaces plus stables d'une excavation souterraine on utilise des boulons d'ancrage pour former un anneau de structure qui ne présente pas un risque de dislocation des blocs détachés.

Les boulons d'ancrage sont considérés comme des tubes implantés dans un terrain présentant une certaine instabilité due à la fracturation, leur fonction est de créer une certaine cohérence entre les blocs disloqués.

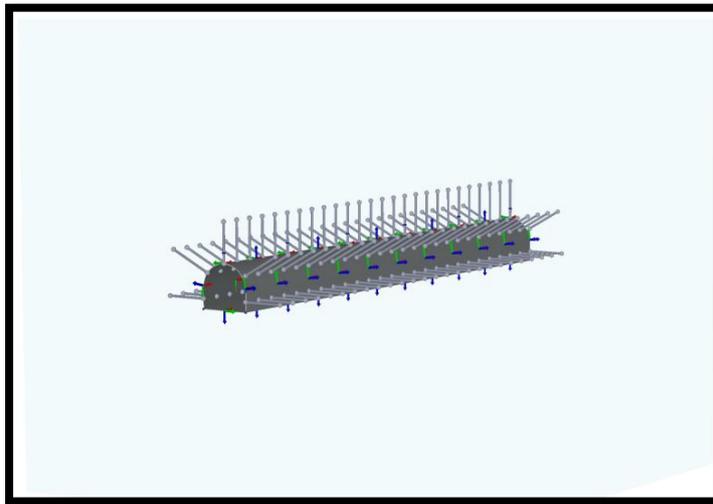


Figure 6.8 : Exemple d'une installation d'un système de boulonnage

6.2.1.3 Etape de génération du Maillage

Afin de réaliser la phase du maillage, le logiciel Plaxis 3D permet de faire une génération automatique du processus de maillage dont la géométrie se divise en volumes élémentaires compatibles. L'opération de discrétisation de la géométrie du modèle en éléments prend en considération la géométrie du modèle, la géométrie des structures et la distribution des contraintes. Le raffinement local du maillage est applicable pour des zones de grande sensibilité.

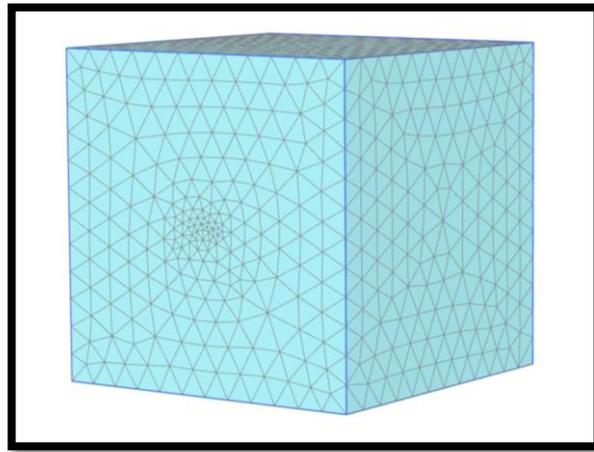


Figure 6.9 : Représentation du maillage d'un modèle

6.2.1.4 Etape de calcul (Performing calculations)

Après l'achèvement de la phase du maillage, le modèle en éléments finis est complété dont on passe à l'étape de construction qui prend en charge la répartition des phases de calcul.

a- Conditions initiales

Cette étape comprend les conditions initiales du modèle telles que la configuration géométrique initiale, l'état de contraintes initiales dont le K_0 et le niveau hydrostatique sont sélectionnés pour ce type de calcul. La première phase à calculer prend en considération seulement le volume du matériau.

b- Phase de construction

Après la définition des conditions initiales, la construction des ouvrages peut être modélisée. Cette dernière sera effectuée à une phase séparée dont les calculs seront commencés à la base des résultats de la phase précédente (phase des conditions initiales) qui contient l'état des contraintes initiales.

c- Phase de soutènement

La phase de soutènement consacre la tâche d'activation des structures de soutènement définies auparavant, l'effet d'installation du soutènement sur la stabilité des excavations sera calculé à la base des résultats des phases précédentes (l'état de contraintes initiales et la redistribution des contraintes due aux processus de construction).

6.3 Soutènement de la galerie du niveau 1105m

Afin de comprendre le comportement des parois de la galerie creusée au cœur du massif rocheux de Boukhadra, on a commencé par la création d'un modèle qui tient en considération l'effet de creusement sur la stabilité de l'ouvrage en essayant de comprendre la concentration des charges du terrain sur la surface nue de la galerie (galerie sans soutènement). La déformation volumique de la section creusée est une nécessité à savoir, cette déformation peut être définie à partir d'un calcul de déplacements, ces déplacements sont des signes de prudence afin de mettre des préventions de sécurité en priorité dont le taux de déplacement est un facteur décisif de la stabilité d'une excavation souterraine après la réalisation des travaux de creusement. Pour cette fin, on a calculé les déplacements autour de la galerie en prenant en charge la représentation des différents faciès.

Pour la réalisation d'un modèle par le logiciel Plaxis 3D, on doit créer un volume représentatif du massif à étudier, dans notre cas on a choisi un corps avec une forme d'un cube dont ces dimensions (50*50*50 m) dépendent de la géométrie de l'ouvrage à analyser. Le modèle utilisé est caractérisé par des éléments à 15 nœuds. Le nombre maximum de corps à utiliser est de 256 corps et le nombre des nœuds est de (15219) nœuds, la distribution d'éléments du maillage est médium. L'identification du matériau se fait par inclusion d'un des modèles du comportement mécanique incorporés dans le code Plaxis dont on a choisi un modèle de comportement d'une roche jointée, Les matériaux peuvent avoir des propriétés différentes dans différentes directions. En conséquence, ils peuvent réagir différemment lorsqu'ils sont soumis à des conditions particulières dans un sens ou dans l'autre. Cet aspect du comportement des matériaux est appelé anisotropie. Lors de la modélisation de l'anisotropie, une distinction peut être faite entre l'anisotropie élastique et l'anisotropie plastique. L'anisotropie élastique fait référence à l'utilisation de différentes propriétés de rigidité élastique dans différentes directions. L'anisotropie plastique peut impliquer l'utilisation de différentes propriétés de résistance dans différentes directions, comme cela est considéré dans la roche jointée. Il s'agit d'un modèle élastique-parfaitement plastique anisotrope où le cisaillement plastique ne peut se produire que dans un nombre limité de directions de cisaillement. Ce modèle peut être utilisé pour simuler le comportement anisotrope d'une roche stratifiée ou jointive. ce modèle exige les paramètres mécaniques (E , σ_c , C , φ), et la géométrie des discontinuités (pendage et sens du pendage) existantes au cœur du massif rocheux.

Chapitre VI : Modélisation numérique de la galerie de roulage du niveau 1105m de la mine souterraine de Boukhadra

Tableau 6.1 : Caractéristiques physico-mécaniques des modèles numériques

Paramètres		Calcaire	Calcaire minéralisé	Minerai de fer	Calcaire gypsifère	Marne minéralisée	Calcaire marneux	Marne grise	Marne jaune
Galerie actuelle	C (MPa)	2.108	0.525	1.316	0.516	0.296	0.335	0.167	0.166
	φ (°)	55.08	43.11	50.8	43.37	37.1	37.53	28.24	27.34
	E_m (GPa)	25.42	6.69	19.8	6.7	2.2	4.24	1.2	1.1
	RMR ₈₉	72	62	74	62	45	61	46	44
	GSI	67	57	69	57	40	56	41	39
Galerie proposée	C' (MPa)	2.356	0.553	1.446	0.544	0.308	0.349	0.167	0.172
	φ' (°)	55.19	43.63	51.07	43.89	37.72	38.1	28.24	27.91
	E'_m (GPa)	28.52	7.51	22.22	7.51	2.44	4.76	1.2	1.2
	RMR ₈₉	74	64	76	64	47	63	46	46
	GSI	69	59	71	59	42	58	41	41
UCS (MPa)	91.28	20	44	20	15	9	4	4	
ν	0.22	0.25	0.24	0.25	0.3	0.25	0.3	0.3	
γ_{dry} (KN/m ³)	26	28	29	27	24	25.5	19.5	21	
γ_{sat} (KN/m ³)	26.5	29	30	28	25	26	22	23	

Note : (') paramètres calculés à l'aide du programme RocLab.

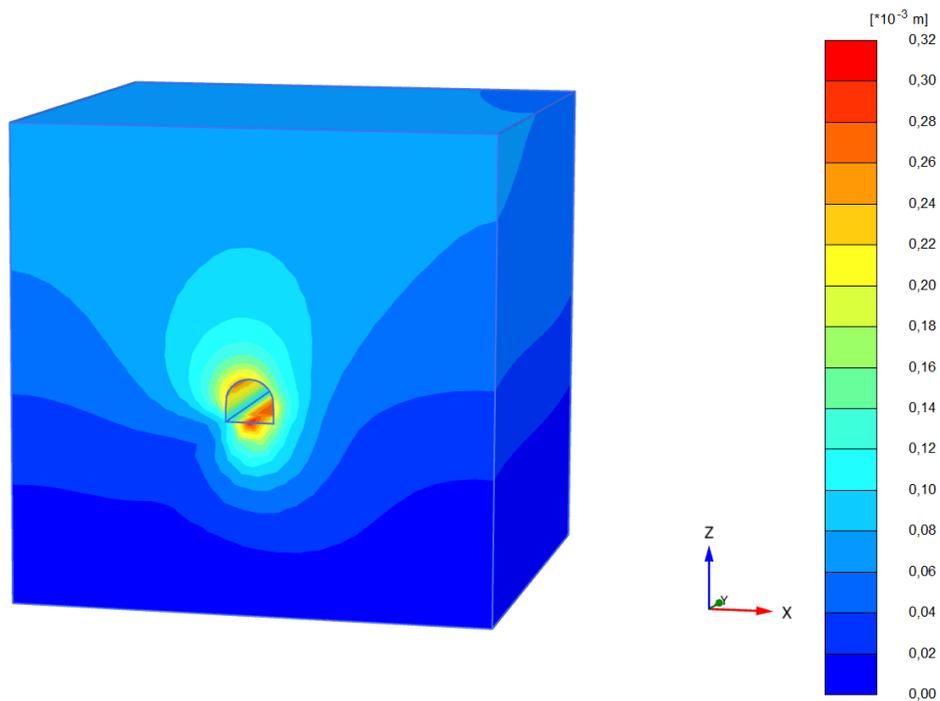


Figure 6.10 : Déplacements totaux sans soutènement du minerai de fer (Galerie actuelle)

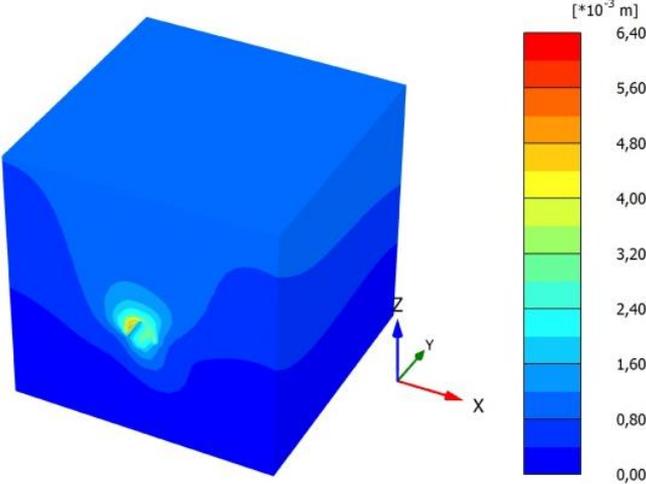


Figure 6.11 : Déplacements totaux des parois sans soutènement de la marne minéralisée (Galerie actuelle)

Afin de vérifier l'interaction entre l'effet des discontinuités et le sens de creusement, on a pris en charge la réalisation d'une étude comparative sur l'état de stabilité de la galerie existante et d'autre galerie virtuelle (sens de creusement adapté selon un ajustement proposé par Z.Bieniawski).

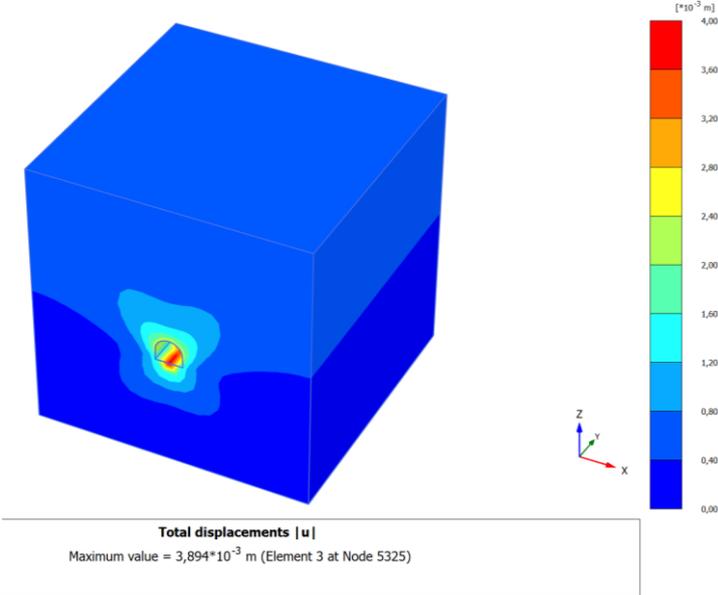


Figure 6.12 : Déplacements totaux des parois sans soutènement de la marne minéralisée (Galerie proposée)

Chapitre VI : Modélisation numérique de la galerie de roulage du niveau 1105m de la mine souterraine de Boukhadra

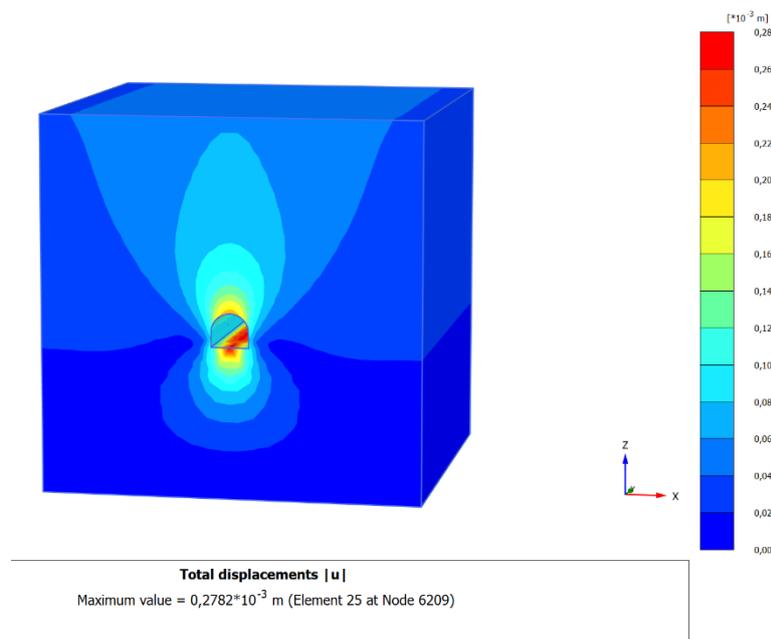


Figure 6.13 : Déplacements totaux des parois sans soutènement du minerai de fer (Galerie proposée)

L'amélioration du sens de creusement a donné de bons résultats et cette différence est montrée au tableau ci-dessous ;

Tableau 6.2 : Déplacements des parois de la galerie du niveau 1105m (sans soutènement)

Massif de Boukhadra	Galerie actuelle	Galerie proposée
	Utot (m) Non Soutenue	Utot (m) Non Soutenue
Calcaire	259E-6	230.4E-6
Calcaire minéralisé	973.8E-6	932.6E-6
Calcaire marneux	995.4E-6	952.8E-6
Calcaire gypsifère	923.5E-6	805E-6
Minerai de fer	303.1E-6	278.2E-6
Marne minéralisée	625.2E-5	389.4E-5
Marne grise	101.1E-4	993.7E-5
Marne jaune	192.1E-4	102.1E-4

Après la réalisation des calculs de déplacements autour de la galerie à l'aide d'outil numérique Plaxis 3D, on constate qu'il y a des faciès présentant une certaine instabilité (les marnes) montrée par des grandes déformations (à l'échelle centimétrique), et d'autres faciès présentant une stabilité (calcaires, minerai de fer) avec des petites déformations.

Chapitre VI : Modélisation numérique de la galerie de roulage du niveau 1105m de la mine souterraine de Boukhadra

L'analyse de la stabilité par la méthode numérique a montré que les déplacements autour de la galerie actuelle varient entre $259E-6$ et $192.1E-4$ m, cependant, ces derniers varient entre $230.4E-6$ et $102.1E-4$ m le long de la galerie proposée.

L'état de stabilité de la galerie proposée a montré une amélioration grâce à la réorientation des axes de la galerie ce qui donne un renforcement naturel au massif rocheux en choisissant le bon sens ce qui résulte une diminution d'impact de creusement d'excavation sur le comportement du massif rocheux de Boukhadra.

La différence des déplacements autour de la galerie existante et celle proposée est représentée dans la figure suivante :

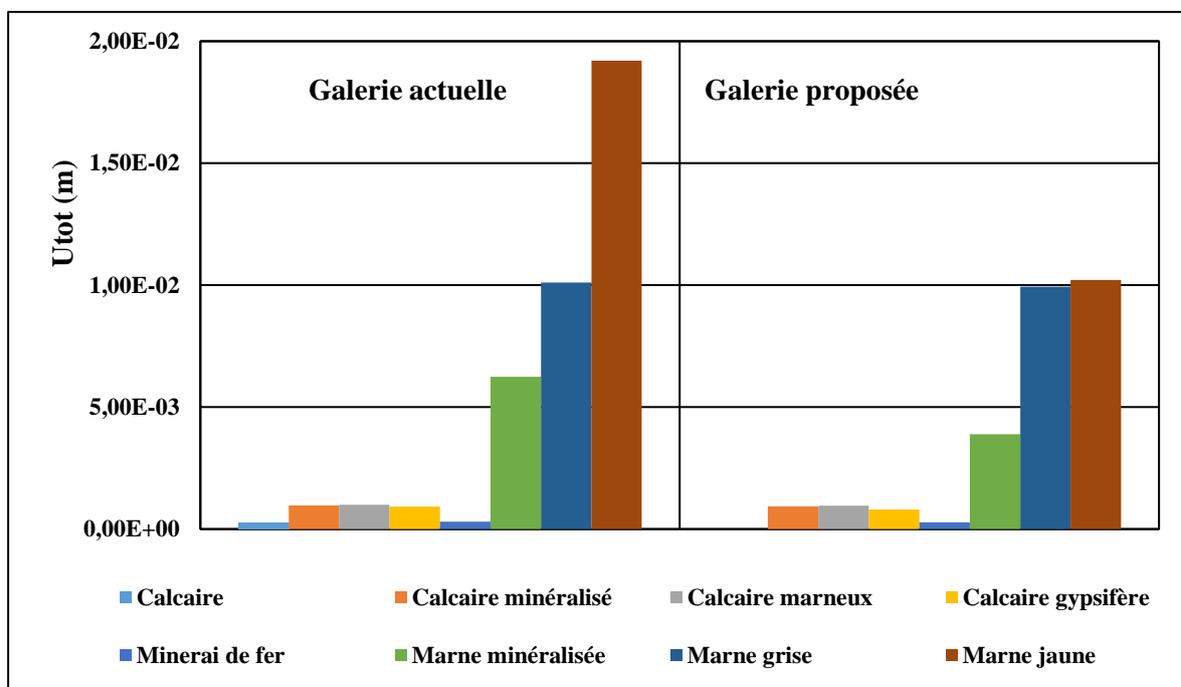


Figure 6.14 : Histogramme de déplacements

Après la réalisation d'une modélisation numérique concernant les déplacements dus à l'excavation des ouvrages souterrains, on constate que les grandes déformations sont concentrées autour de l'excavation dont la figure suivante montre la position de cette dégradation de la roche.

Chapitre VI : Modélisation numérique de la galerie de roulage du niveau 1105m de la mine souterraine de Boukhadra

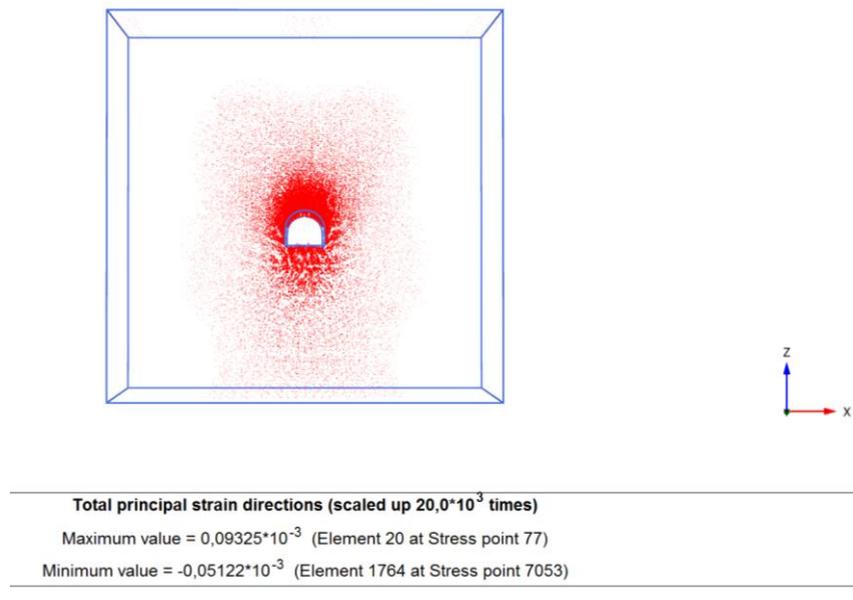


Figure 6.15 : Direction des déformations de la zone susceptibles de s'effondrer

La création des vides souterrains engendre une nouvelle répartition des pressions de terrains en profondeur, ces charges se redistribuent d'une façon que le massif arrive à un équilibre naturel. Afin de comprendre ce phénomène, on a extrait un modèle numérique (voir figure ci-dessous) qui décrit la redistribution des contraintes autour de la galerie creusée au cœur du massif rocheux de Boukhadra.

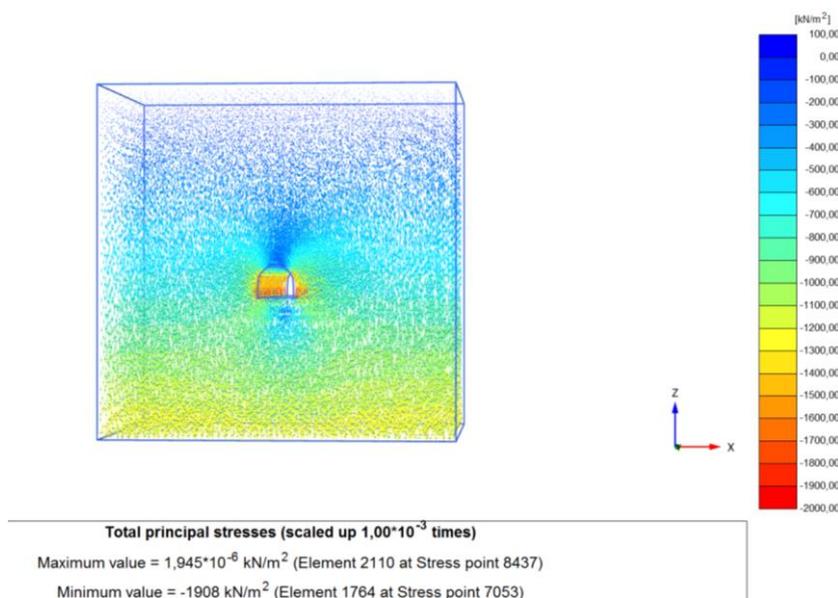


Figure 6.16 : Répartition des charges autour de la galerie creusée

Chapitre VI : Modélisation numérique de la galerie de roulage du niveau 1105m de la mine souterraine de Boukhadra

Le creusement des excavations souterraines provoque un changement du comportement de la roche entourant ces ouvrages. La mise des massifs rocheux sous une grande pression en profondeur peut imposer la surface nue des vides souterrains à des risques d'instabilité brutale et imprévue, ces endommagements interviennent généralement à partir d'une insuffisance mécanique de la roche à résister des contraintes plus fortes que sa capacité de portance ce qui résulte une destruction de la structure rocheuse et par la suite, la création d'un anneau de structure susceptible à s'effondrer. Pour connaître la réaction du massif rocheux de Boukhadra après une excavation d'un ouvrage souterrain, on a élaboré un modèle (voir figure suivante) qui décrit la répartition des zones plastique.

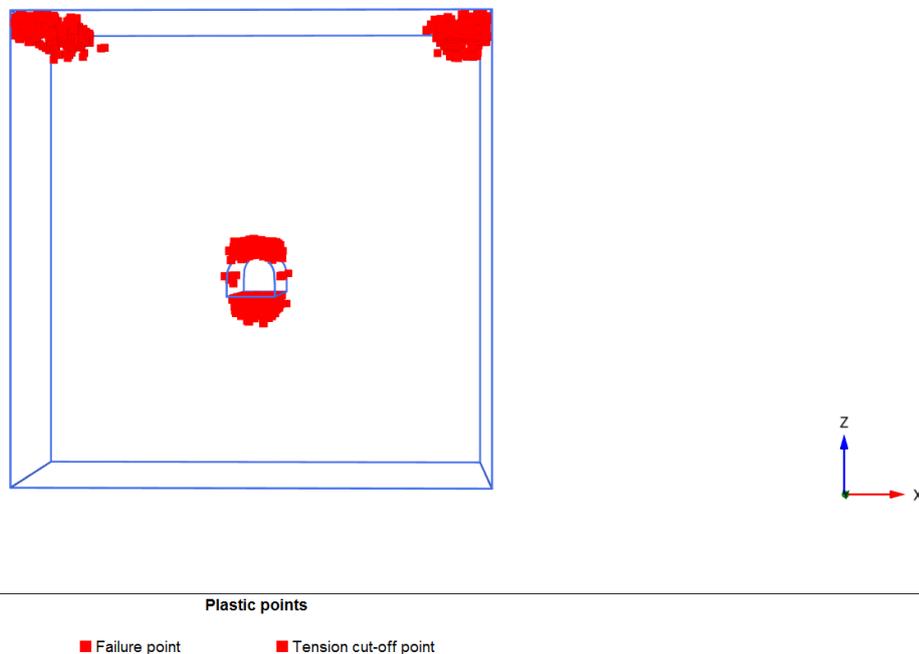


Figure 6.17 : Répartition des zones plastiques causées par la création des vides souterrains

6.3.1 Validation numérique des recommandations empiriques

Les approches géomécaniques sont considérées comme support de conception du soutènement de la galerie principale du niveau 1105m, les différents soutènements recommandés doivent être dimensionnés pour adapter les forces de support avec les pressions réparties autour des parois de la galerie.

Chapitre VI : Modélisation numérique de la galerie de roulage du niveau 1105m de la mine souterraine de Boukhadra

Les différents résultats d'application des recommandations géomécaniques sont représentés en détails comme suit :

6.3.1.1 Recommandations de la méthode de Z.Bieniawski

Le soutènement recommandé par la méthode RMR est les cintres métalliques, ces derniers sont caractérisés par les paramètres suivants (voir tableau ci-dessous) :

Tableau 6.3 : Les paramètres du cintre utilisé

Paramètres	Symbol	Dimension	Unité
Section	A	0.48	m ²
Poids volumique	γ	78.5	KN/m ³
Module de Young	E	2.1*10 ⁸	KN/m ²
Moment d'inertie	I ₃	0.2	m ⁴
Moment d'inertie	I ₂	0.03	m ⁴
Espacement	S	1.5	m

Les résultats numériques sont comme suit :

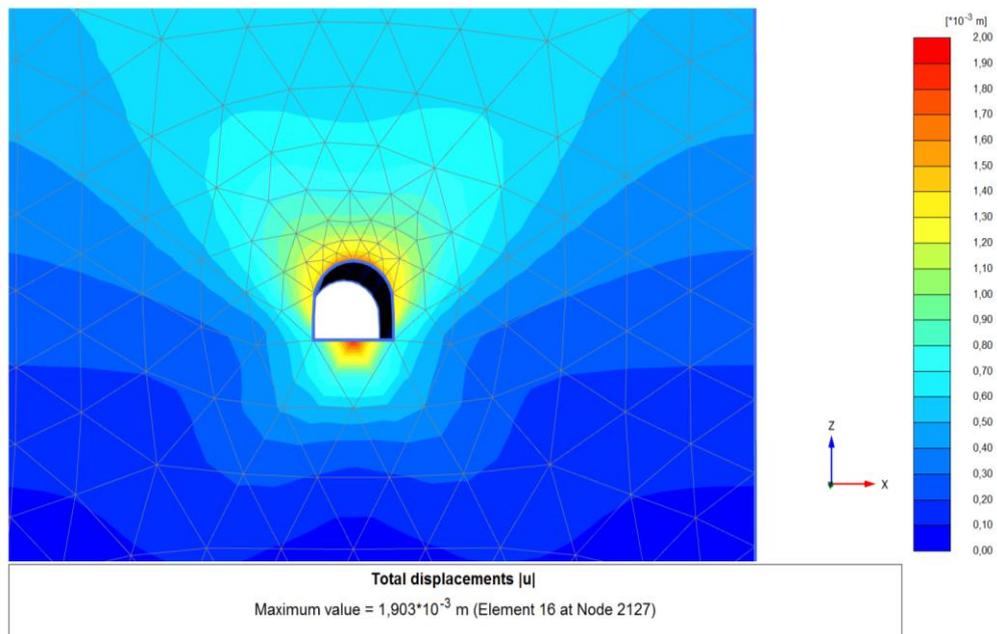


Figure 6.18 : Déplacements totaux des parois soutenus (marne grise)

Chapitre VI : Modélisation numérique de la galerie de roulage du niveau 1105m de la mine souterraine de Boukhadra

6.3.1.2 Recommandations de la méthode de N.Barton

L'étude de stabilité de la galerie du niveau 1105m a montré que le massif rocheux de Boukhadra connaît une certaine instabilité au niveau des formations géologiques présentée par l'existence des couches de marne, cette faiblesse qui intervient à partir des caractéristiques mécaniques et structurales nécessite une inclusion d'une structure de soutènement pour protéger la galerie du niveau 1105m contre des risques imprévus, l'utilisation d'une couche de béton et l'inclusion des ancrages le long de la zone instable une solution recommandée par la méthode de N.Barton.

Tableau 6.4: Propriétés du soutènement appliqué

Massif de Boukhadra	Boulons d'ancrage				Béton		
	Diamètre (mm)	Limite élastique (KN)	Longueur (m)	Espacement (m)	Epaisseur (mm)	Rc (MPa)	E (GPa)
Marne minéralisé	20	136	5	2	50	20	30
Marne grise	20	136	5	2	50	20	30
Marne jaune	20	136	5	2	50	20	30
Calcaire	Massif de bonne qualité (Stable, pas de soutènement recommandé)				Massif de bonne qualité (Stable, pas de soutènement recommandé)		
Calcaire minéralisé							
Calcaire marneux							
Calcaire gypsifère							
Minerai de fer							

L'introduction des caractéristiques du massif rocheux de Boukhadra et des caractéristiques du soutènement appliqué nous a donné les résultats suivants :

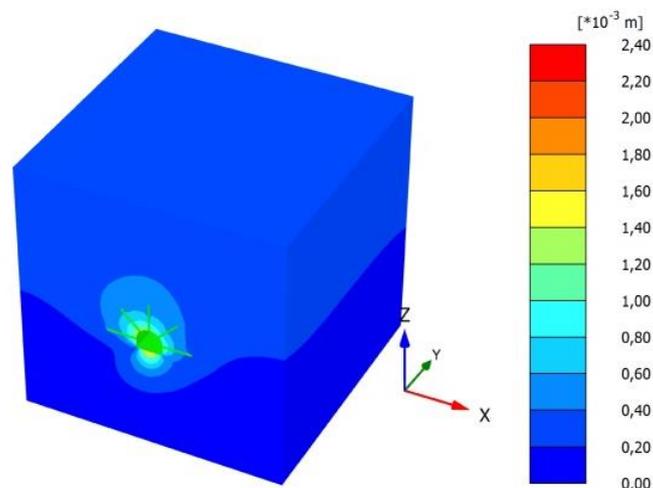


Figure 6.19 : Déplacements totaux autour de la galerie soutenue (marne minéralisée)

Chapitre VI : Modélisation numérique de la galerie de roulage du niveau 1105m de la mine souterraine de Boukhadra

6.3.1.3 Recommandations de la méthode de Mathews-Potvin

La méthode UBC considère les formations géologiques représentées par les marnes comme des faciès instables dont l'installation du soutènement (boulonnage) est la nécessaire pour conserver la stabilité des parois de la galerie du niveau 1105m contre les contraintes imposées. Les différents paramètres du soutènement appliqué sont représentés en détails au tableau ci-dessous.

Tableau 6.5 : Caractéristiques du soutènement recommandé par la méthode UBC

Massif de Boukhadra	Boulons d'ancrage					
	Diamètre (mm)	Limite élastique (KN)	Longueur (m)	Espacement (m)	T _{top,max} KN/m	Γ KN/m ³
Marne minéralisé	20	136	5	3	200	24
Marne grise	20	136	5	3	200	24
Marne jaune	20	136	5	3	200	24
Calcaire	Massif de bonne qualité (Stable, pas de soutènement recommandé)					
Calcaire minéralisé						
Calcaire marneux						
Calcaire gypsifère						
Minerai de fer						

Le comportement de la galerie soutenue est représenté aux figures suivantes :

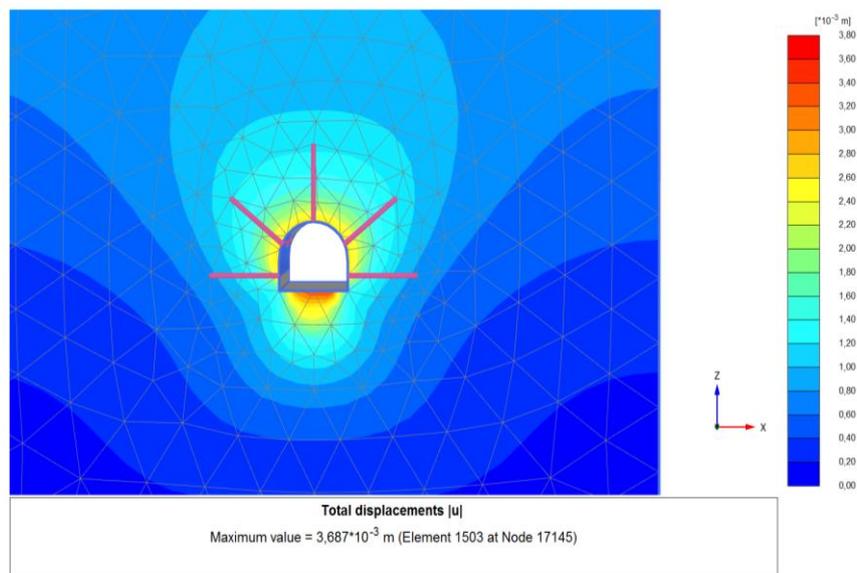


Figure 6.20 : Déplacements totaux sans soutènement (marne minéralisée)

Chapitre VI : Modélisation numérique de la galerie de roulage du niveau 1105m de la mine souterraine de Boukhadra

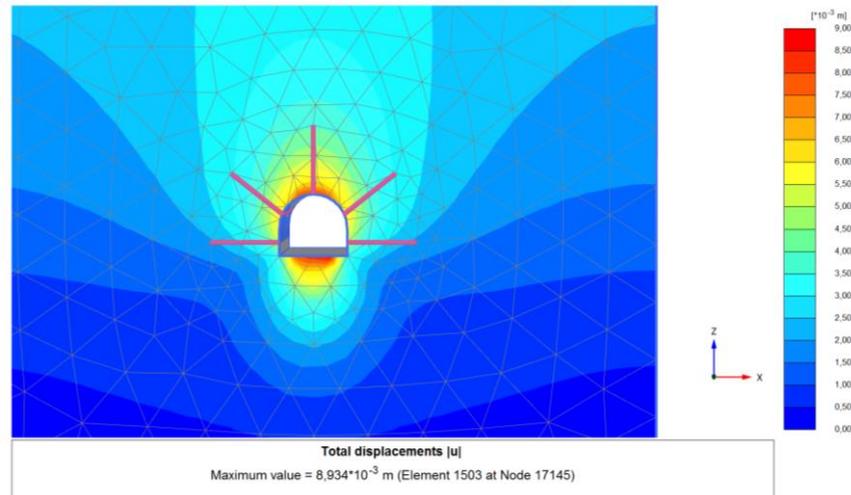


Figure 6.21 : Déplacements totaux autour des parois soutenus (marne jaune)

D'après le tableau ci-dessous, on constate que les calcaire et le minerai de fer sont des faciès stables et n'ont pas besoin d'une installation du soutènement du point de vue des différentes classifications géomécaniques utilisées, tandis que les marnes présentent une certaine instabilité dont il est nécessaire de poser une structure de soutènement pour limiter les déplacements des parois afin de parer des déformations brutales qui peuvent interrompre le déroulement des travaux d'exploitation en souterrain.

Tableau 6.6 : Récapitulatif des déplacements totaux autour de la galerie du niveau 1105m

Massif de Boukhadra	Galerie de roulage du niveau 1105m			
	Utot (m) Non Soutenue	RMR ₈₉	Q-System	UBC
		Utot (m) soutenue	Utot (m) soutenue	Utot (m) soutenue
Type de soutènement	Naturel	Cintres métalliques	Boulons et béton projeté	Boulons
Calcaire	259E-6	X	X	X
Calcaire minéralisé	973.8E-6	X	X	X
Calcaire marneux	995.4E-6	X	X	X
Calcaire gypsifère	923.5E-6	X	X	X
Minerai de fer	303.1E-6	X	X	X
Marne minéralisée	625.2E-5	987.5E-6	220.3E-5	368.7E-5
Marne grise	101.1E-4	190.3E-5	341.6E-5	794.8E-5
Marne jaune	192.1E-4	243E-5	664.7E-5	893.4E-5

X : pas de soutènement recommandé (faciès stable sans soutènement).

Chapitre VI : Modélisation numérique de la galerie de roulage du niveau 1105m de la mine souterraine de Boukhadra

L'application numérique des soutènements recommandés par les différentes méthodes géomécaniques a donné des résultats satisfaisants dont l'effet du dimensionnement de chaque soutènement sur la stabilité de la galerie est représenté dans figure suivante.

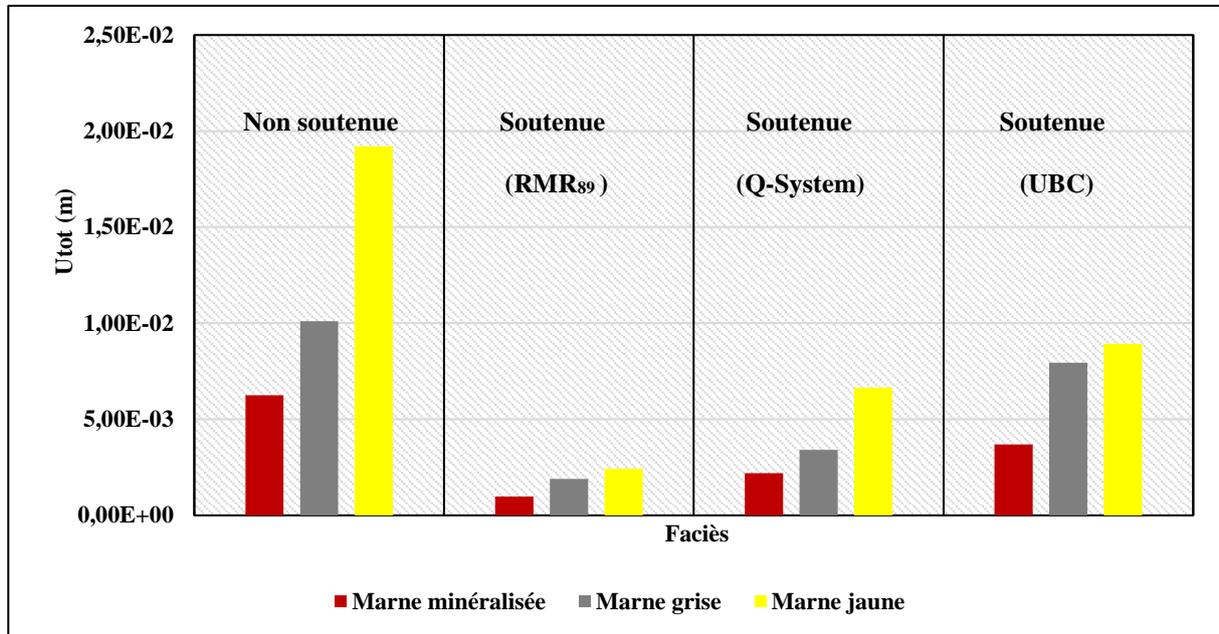


Figure 6.22 : Déplacement après le soutènement

Après l'élaboration des modèles numériques représentatifs du massif rocheux de Boukhadra et de la galerie creusée à travers lui, l'application des soutènements recommandés a présenté une certaine amélioration au niveau de la stabilité de l'ouvrage, cette amélioration est représentée par une diminution des déplacements en marquant une différence considérable entre les résultats d'application des recommandations de chaque méthode où la méthode de Z.Bieniawski a donnée des meilleures résultats en utilisant des cintres métalliques comme structure de soutènement.

La méthode de N.Barton a proposé une installation du soutènement composé par des boulons et une couche de béton, la validation des recommandations de cette méthode a montré une amélioration au niveau des déplacements des parois autour de la galerie en marquant une diminution considérable dont ces déplacements après soutènement varient entre 664.7E-5 et 220.3E-5m. Parmi les différentes approches appliquées, on peut considérer les résultats de cette méthode comme une amélioration de moyenne qualité.

Chapitre VI : Modélisation numérique de la galerie de roulage du niveau 1105m de la mine souterraine de Boukhadra

La méthode de Mathews-Potvin a prouvé que les marnes comme des faciès instables dont il est indispensable d'installer une structure de soutènement représentée par l'inclusion d'un système de boulonnage afin de limiter les déformations autour de la galerie, l'application des recommandations de cette méthode ont donné une amélioration d'état de stabilité de la galerie sauf que les résultats numériques obtenus ont montré que cette méthode présente une certaine faiblesse par rapport aux autres méthodes appliquées dont les déplacements autour de la galerie varient entre $893.4E-5$ et $368.7E-5m$.

6.4 Synthèse

Suite à la fermeture des galeries éboulées, la galerie de roulage du niveau 1105m est le seul ouvrage restant pour l'extraction du minerai. La stabilité de cet ouvrage est essentielle à la continuité des travaux souterrains. Nos études nous ont permis de déterminer l'état de stabilité de la galerie du niveau 1105m à la base des approches empiriques et numérique.

L'application des méthodes RMR, Q-System et UBC a permis de décrire clairement les formations géologiques constituant le massif rocheux et de proposer différents types de soutènement possibles. Ces méthodes présentaient une concordance dans la description qualitative du massif rocheux de Boukhadra (les marnes sont instables, le minerai de fer et les calcaires sont stables sans soutènement) et du choix de soutènement approprié.

La comparaison effectuée entre les différentes approches élaborées a montré une concordance absolue entre les résultats obtenus par les méthodes empiriques et ceux obtenus par la méthode numérique en analysant l'état de stabilité de l'ouvrage, ainsi, une efficacité du design de soutènement recommandé pour stabiliser les endroits instables.

L'application des recommandations de la méthode de Z.Bieniawski a présenté un bon état de stabilité par rapport aux autres méthodes empiriques utilisées dont l'installation des cintres métalliques comme structure de soutènement a donné des meilleurs résultats ce qui signifie que les cintres sont considérés comme meilleur choix pour les conditions de la mine souterraine de Boukhadra.

Les résultats de la méthode numérique ont prouvé que la source d'instabilité est l'existence des couches marneuses.

CONCLUSION

GENERALE

Conclusion générale

Les reconnaissances et les études géotechniques complètent celles réalisées par la géologie et l'hydrogéologie. Elles doivent permettre de préciser la description des terrains traversés, leur état de contraintes in situ et de prévoir leur comportement pendant l'exécution puis l'exploitation de l'ouvrage, enfin, de définir les méthodes d'exécution, le dimensionnement des ouvrages, les précautions particulières et/ou les traitements spéciaux à envisager pendant la construction. Pour cette fin nous avons présenté dans ce chapitre l'aspect géologique, la structure géométrique (existence des discontinuités) et le comportement mécanique des massifs rocheux.

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

D'une 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.

Le soutènement recommandé par la méthode RMR de Z.BIENIAWSKI est les cintres métalliques.

Les différentes formations rocheuses traversées par la galerie de roulage du niveau 1105m ont une valeur du Q-système varie entre 0.01 et 64.5, autrement dit, ces formations rocheuses varient entre extrêmement mauvais rocher et très bon rocher.

Le soutènement recommandé par la méthode Q-système est l'ancrage réparti.

L'analyse de la stabilité par la méthode graphique Mathews-Potvin dans les conditions de la mine souterraine de fer de Boukhadra (galerie de base (1105m)) a présenté une hétérogénéité des caractéristiques géomécaniques, les formations géologiques sont divisées entre formations présentant une faiblesse avec un indice de stabilité (N') varie entre 0.03 et 0.97 pour les marnes, et d'autres formations présentant de bonnes caractéristiques (le reste des formations existantes) où l'indice de stabilité est arrivé à une valeur de 236.5 comme valeur maximale pour le minerai de fer. D'après la méthode Mathews-Potvin, le massif de Boukhadra est constitué par des formations géologiques stables et d'autres instables.

Conclusion générale

Le soutènement recommandé par la méthode Mathews-Potvin est l'ancrage réparti.

Le point commun entre les approches c'est que la source d'instabilité du massif de Boukhadra est rendue à l'existence des marnes qui présentent une faiblesse mécanique et une structure très fracturée.

La vérification de l'impact des joints de stratification a montré que ces derniers n'ont une influence marquante sur la stabilité du massif de Boukhadra.

La proposition d'une nouvelle galerie (souterrain de Boukhadra) avec une orientation différente des axes a fait l'objet d'une amélioration naturelle de la stabilité des ouvrages miniers dans des massifs rocheux fracturés. Le choix d'orientation des axes a été effectué à une base scientifique présentée par l'effet d'orientation des discontinuités par rapport au sens de creusement des galeries, ce paramètre a été introduit par Z.BIENIAWSKI (1989) comme un ajustement. Le choix d'une orientation appropriée peut améliorer la stabilité et par la suite une possibilité d'alléger le soutènement ce qui résulte un choix plus économique. L'application d'ajustement des axes sur la galerie du niveau 1105m a donné de bons résultats, une amélioration de la stabilité de l'ouvrage au cours des faciès a été marquée par une augmentation de la valeur du RMR_{89} de la majorité des formations géologiques, et par la suite une amélioration de la stabilité globale des axes avec une diminution du nombre d'axes et une conservation de la longueur totale de la galerie, une amélioration de la stabilité des axes a été aussi marquée en utilisant la méthode UBC.

L'application des méthodes RMR, Q-System et UBC a permis de décrire clairement les formations géologiques constituant le massif rocheux et de proposer différents types de soutènement possibles. Ces méthodes présentaient une concordance dans la description qualitative du massif rocheux de Boukhadra (les marnes sont instables, le minerai de fer et les calcaires sont stables sans soutènement) et du choix de soutènement approprié.

La comparaison effectuée entre les différentes approches élaborées a montré une concordance absolue entre les résultats obtenus par les méthodes empiriques et ceux obtenus par la méthode numérique en analysant l'état de stabilité de l'ouvrage, ainsi, une efficacité du design de soutènement recommandé pour stabiliser les endroits instables.

Les résultats de la méthode numérique ont prouvés que la source d'instabilité est l'existence des couches marneuses.

BIBLIOGRAPHIE

Bibliographie

- [1] Bouvard-Lecoanet, A., Colombet, G., & Esteulle, F. (1992). Ouvrages souterrains Conception, réalisation, entretien.
- [2] Talobre, J. (1967). La mécanique des roches et ses applications. Dunod.
- [3] Brady, B. H., & Brown, E. T. (2006). Rock mechanics: for underground mining. Springer science & business media.
- [4] Windsor, C. R., & Thompson, A. G. (1993). Rock reinforcement—technology, testing, design and evaluation. *Comprehensive Rock Engineering, Principles, Practice & Projects*; Hudson, JA, Ed, 451-484.
- [5] Tatiya, R. R. (2005). Surface and underground excavations: methods, techniques and equipment. CRC Press.
- [6] Braja, M, D [2010]. Principles of Geotechnical Engineering 7th Edition.
- [7] Tatiya, R. R. (2013). Surface and underground excavations: methods, techniques and equipment. 2nd Edition. CRC Press.
- [8] Recommandations de l’AFTES GT7. Soutènement et revêtement. Choix d’un type de soutènement en galerie.
- [9] Gesta, P. (1994). Travaux souterrains. Ed. Techniques Ingénieur.
- [10] Recommandations de l’AFTES (1993) Tunnels et ouvrages souterrains. Supplément au n° 117 mai-juin de Tunnels et Ouvrages Souterrains 1993.
- [11] Hartman, H. L. (1992). SME mining engineering handbook (Vol. 2). S. G. Britton, J. M. Mutmansky, D. W. Gentry, W. J. Schlitt, M. Karmis, & M. M. Singh (Eds.). Denver: Society for Mining, Metallurgy, and Exploration.
- [12] Héritier N, C (2012). Méthodes de prévention des risques dues aux éboulements des roches dans les mines souterraines. Université de Bukavu.
- [13] Michael R (2019). DSI Underground CEO. Steel Ribs.
- [14] Hoek, E., Kaiser, P. K., & Bawden, W. F. (1993). Support of underground excavations in hard rock. CRC Press.
- [15] Hustrulid, W. A., & Bullock, R. L. (Eds.). (2001). Underground mining methods: Engineering fundamentals and international case studies. SME.
- [16] Recommandations de l’AFTES GT23 (1999) Calcul, fabrication et mise en œuvre des cintres réticulés.
- [17] Piguet, J. P. (1994, June). Evolutions récentes en matière de soutènement par boulonnage. In Journée de présentation des résultats INERIS à CdF (pp. 28-41).
- [18] Villaescusa, E., & Potvin, Y. (2004). Ground Support in Mining and Underground Construction: Proceedings of the Fifth International Symposium on Ground Support, Perth, Australia, 28-30 September 2004. CRC Press.

Bibliographie

- [19] Recommandations de l'AFTES GT6. Technologie du boulonnage.
- [20] Zhao, J., & Zhu, W. (2004). Stability analysis and modelling of underground excavations in fractured rocks. Elsevier.
- [21] Gadri, L. (2012). Etude de la déformation de la rupture des massifs fissurés par la méthode des éléments finis (Cas de la mine souterraine de Boukhadra) (Doctoral dissertation, Annaba).
- [22] Suping P & Jincal Z (2007) Engineering Geology for Underground Rocks © Springer-Verlag Berlin Heidelberg 2007.
- [23] Fine, J. (1998). Le soutènement des galeries minières. Presses des MINES.
- [24] Purwodihardjo, A. (2004). Modélisation des déformations différées lors du creusement des tunnels (Doctoral dissertation, Ecully, Ecole centrale de Lyon).
- [25] Tinchon L. Dejean (1984) Nouveaux développements du boulonnage. Revue de l'Industrie Minérale, Juillet 1984.
- [26] Dossier pilote des tunnels (CETU- juillet 1998) Recommandations de l'AFTES: Tunnels et ouvrages souterrains. CIM béton centre d'information sur le ciment et ses applications.
- [27] Recommandations de l'AFTES GT20 (2000) Conception et dimensionnement du béton projeté utilisé en travaux souterrains.
- [28] Recommandations de l'AFTES GT6 (1994) La technologie et la mise en œuvre du béton projeté renforcé de fibres.
- [29] Jaeger, C. (1979). Rock mechanics and engineering. Cambridge University Press.
- [30] Carlos, L. J., Emilio, L. J., & Francisco, J. A. C. (2017). Drilling and blasting of rocks.
- [31] Yannick, I, Y [2019] Creusement des galeries. Université de kolwezi.
- [32] Dossier pilote des tunnels génie civil (1998) section 4 procédés de creusement et de soutènement. I.S.B.N. 2-11-084743-3.
- [33] Recommandations de l'AFTES GT4 (2000) Choix des techniques d'excavation mécanisée.
- [34] Touamria, S. (2012). Modelisation Numérique Tridimensionnelle de l'Effet du Creusement d'Un Tunnel sur le Comportement des Superstructures SUS-JAGANTES (Doctoral dissertation, University of Souk Ahras).
- [35] M. Dubois (1970). Expertise sur le creusement des galeries au rocher. Recueils de recherches charbon. Technique minière.
- [36] Richard S et al [2002] Étude de l'effet du sautage adouci sur la fracturation des parois d'une excavation souterraine.
- [37] Remli, S. Benselhoub A. Rouaiguia, I (2018). Experimentation of a blasting theory for the digging of an underground horizontal excavation from Boukhadra iron mine (Eastern Algeria).

Bibliographie

- [38] Richard S. Laurent L. Sylvain L [2000] Évaluation de la performance du sautage adouci à la mine Francoeur.
- [39] Sequeira Nunes Antão, A. (1997). Analyse de la stabilité des ouvrages souterrains par une méthode cinématique régularisée (Doctoral dissertation, Marne-la-vallée, ENPC).
- [40] François, M., & Aadrien, S. (2012). Mécanique des Roches et Travaux Souterrains. Huitième édition. ENS Cachan.
- [41] Aubertin, M., Li, L. S. T. B. M., Arnoldi, S., Belem, T., Bussière, B., Benzaazoua, M., & Simon, R. (2003). Interaction between backfill and rock mass in narrow stopes. *Soil and rock America*, 1(2), 1157-1164.
- [42] Tikialine Belkacem [2008] Calcul d'un tunnel avec couverture – tronçon de Hai El Badr – El Harrach.
- [43] Hoek, E. (1998, November). Tunnel support in weak rock. In Keynote address, Symposium of Sedimentary Rock Engineering, Taipei, Taiwan (Vol. 12).
- [44] C.W.W. Ng. H.W. Huang & G.B. Liu [2009]. Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground. 2009 Taylor & Francis Group, London, UK.
- [45] Martin, F., Desmorat, R., & Saïtta, A. (2006). Courbe de convergence d'un tunnel pour un modèle phénoménologique d'endommagement. *Revue française de géotechnique*, (116), 15-26.
- [46] Corbetta, F. (1990). Calculs Analytiques et Numériques de Tunnels Profonds (Doctoral dissertation, Thèse, Ecole).
- [47] Henry, A. (2007). Conception d'une nouvelle méthode de soutènement. descenderie de saint-martin la porte.
- [48] Eisenstein, Z., & Branco, P. (1991). Convergence-Confinement method in shallow tunnels. *Tunnelling and underground space technology*, 6(3), 343-346.
- [49] Charmetton, S. (2001). Renforcement des parois d'un tunnel par des boulons expansifs: Retour d'expérience et étude numérique (Doctoral dissertation, Ecully, Ecole centrale de Lyon).
- [50] Wong, H., Subrin, D., & Dias, D. (2006). Convergence confinement analysis of a bolt-supported tunnel using the homogenization method. *Canadian geotechnical journal*, 43(5), 462-483.
- [51] Panet, M. (2001). AFTES, Recommendations on the Convergence-Confinement Method.
- [52] Oreste, P. (2014). A numerical approach for evaluating the convergence-confinement curve of a rock tunnel considering Hoek-Brown strength criterion. *American Journal of Applied Sciences*, 11(12), 2021.
- [53] Corbetta, F., Bernaud, D., & Minh, D. N (1991). Contribution to the characteristic lines method by the principle of the similitude.
- [54] Carranza-Torres, C., & Fairhurst, C. (2000). Application of the convergence-confinement method of tunnel design to rock masses that satisfy the Hoek-Brown failure criterion. *Tunnelling and underground space technology*, 15(2), 187-213.

Bibliographie

- [55] Carranza-Torres, C., Fosnacht, D., & Hudak, G. J. (2016, September). Analytical and numerical study of the stability of shallow underground openings for mining and compressed air energy storage applications, edited by: Ranjith, PG and Zhao, J. In IC3G Int. Conf. Geomech. Geoenery Georesources.
- [56] Hoek, E. (1994). Strength of rock and rock masses.
- [57] Tutorial Manual, Rock support interaction and deformation analysis for tunnels in weak rock. 2000 - 2004 Rocscience Inc.
- [58] Mousivand, M., Maleki, M., Nekooei, M., & Mansoori, M. R. (2017). Application of Convergence–Confinement Method in Analysis of Shallow Non-circular Tunnels. *Geotechnical and Geological Engineering*, 35(3), 1185-1198.
- [59] Terzaghi, K., Peck, R. B., & Mesri, G. (1996). Soil mechanics in engineering practice. John Wiley & Sons.
- [60] Vlachopoulos, N., & Diederichs, M. S. (2009). Improved longitudinal displacement profiles for convergence confinement analysis of deep tunnels. *Rock mechanics and rock engineering*, 42(2), 131-146.
- [61] Chalhoub, M. (2006). Apports des méthodes d'homogénéisation numériques à la classification des massifs rocheux fracturés (Doctoral dissertation, École Nationale Supérieure des Mines de Paris).
- [62] Hoek, E. (2000). Rock engineering: course notes.
- [63] Recommandations de l'AFTES GT1 (2003) Description des massifs rocheux. Caractérisation des massifs rocheux utile à l'étude et à la réalisation des ouvrages souterrains.
- [64] Laurent V, Laloui L, Zhao J (2016). Mécanique des sols et des roches, écoulements souterrains et transfert de chaleur. Presse polytechniques et universitaires romandes.
- [65] Guittard, J., & Virely, D. (2005). Rapport synthèse sur le site du tunnel de St Béat.
- [66] Kimour Mohamed (2016). Développement d'une méthodologie d'estimation des discontinuités du massif rocheux en vue de son utilisation en conception minière. (Doctoral dissertation, Annaba).
- [67] Tahiri, A. (1992). Modélisation des massifs rocheux fissurés par la méthode des éléments distincts (Doctoral dissertation, Ecole nationale des ponts et chaussées-ENPC PARIS/MARNE LA VALLEE).
- [68] Tabet, A. (2020). Evolution et caractérisation géomécanique du glissement du gisement de phosphate: Cas de Kef Essnoun-Bir el Ater–NE Algérien (Doctoral dissertation).
- [69] Evert Hoek (2006). Practical rock engineering. 102 – 3200 Capilano Crescent. North Vancouver, British Columbia.
- [70] Manuel de la Mécanique des Roches (CFMR-MMR [2000]) Tome 1 Fondements. Les Presses de l'École des Mines.
- [71] Barton, N., & Bandis, S. (1982, August). Effects of block size on the shear behavior of jointed rock. In The 23rd US symposium on rock mechanics (USRMS). OnePetro.

Bibliographie

- [72] Barton, N., & Choubey, V. (1977). The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock mechanics*, 10(1), 1-54.
- [73] Hudson, J. A., 1993, *Comprehensive Rock Engineering : Principles, Practice and Projects*. Vol. 3 : Rock Testing and Site Characterization. Oxford : Pergamon Pressm, p. 553-599.
- [74] Ding-Ping Xu et al [2021] Predicting the excavation damaged zone within brittle surrounding rock masses of deep underground caverns using a comprehensive approach integrating in situ measurements and numerical analysis *Geoscience Frontiers* 13 (2022) 101273.
- [75] Recommandations de l'AFTES GT7. Soutènement et revêtement. Emploi des cintres dans la construction des ouvrages souterrains.
- [76] Mestat P. (1993) Lois de comportement des géomatériaux et modélisation par la méthode des éléments finis. Collection «Etudes et recherche des laboratoires des Ponts et chaussées ». Série géotechnique, ISSN 1157-3910.
- [77] Talobre, J. (1967). *La mécanique des roches et ses applications*. Dunod.
- [78] Goodman R, E (1989). *Introduction to Rock mechanics*. Second edition, John Wiley and sons. Inc.
- [79] Manuel De La Fuente, Reza Taherzadeh, Jean Sulem, Xuan-Son Nguyen, Didier Subrin (2019) Applicability of the Convergence-Confinement Method to Full-Face Excavation of Circular Tunnels with Stiff Support System. doi.org/10.1007/s00603-018-1694-8.
- [80] Singh, B., & Goel, R. K. (1999). *Rock mass classification: a practical approach in civil engineering* (Vol. 46). Elsevier.
- [81] Zheng, M., Li, S., Zhao, H., Huang, X., Qiu, S., (2021). Probabilistic analysis of tunnel displacements based on correlative recognition of rock mass parameters. *Geosci. Front.* 12 (4), 101136. <https://doi.org/10.1016/j.gsf.2020.12.015>.
- [82] Deere, D. U, Hendron, A. J., Patton, F. D., & Cording, E. J. (1967). Design of surface and near-surface construction in rock. In *The 8th US symposium on rock mechanics (USRMS)*. OnePetro.
- [83] Palmstrom, A. (1982). The volumetric joint count—a useful and simple measure of the degree of rock mass jointing. In *International Association of Engineering Geology. International congress*. 4 (pp. 221-228).
- [84] Deere, D. U. (1989). *Rock quality designation (RQD) after 20 years*. US Army Corps Engrs Contract Report GL-89-1. Vicksburg, MS: Waterways Experimental Station.
- [85] Hoek E. & Brown E.T., (1988): *The Hoek-Brown failure criterion*. 15th Canadian Rock Mechanics Symposium, Toronto, Canada.
- [86] Bieniawski, Z. T. (1973). Engineering classification of jointed rock masses. *Civil Engineering= Siviele Ingenieur swese*, 1973(12), 335-343.

Bibliographie

- [87] Bieniawski, Z. T. (1976). Proceedings of the symposium on exploration for rock engineering, johannesburg, 1-5 November 1976. Volumes 1 AND 2. Publication of: AA Balkema Limited.
- [88] Bieniawski, Z. T. (1989). Engineering rock mass classifications: a complete manual for engineers and geologists in mining, civil, and petroleum engineering. John Wiley & Sons.
- [89] Deere [1964] Deere D.U. (1964). Technical description of rock cores for engineering purposes. Rock mechanics and rock engineering vol1, pp, 17-22.
- [90] Barton, N., Lien, R., & Lunde, J. (1974). Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. Rock mechanics, 6(4), 189-236.
- [91] Palmstrom, A. (1995). Rmi-a rock mass characterization system for rock engineering purposes [Ph. D. Thesis]. University of Oslo, Denmark.
- [92] Thomas Telford (2010). Specification for tunnelling. Third edition. The British Tunnelling Society and The Institution of Civil Engineers. ISBN 978-0-7277-3477-8.
- [93] Wickham, G, E., H, R, Tiedmann, and E, H, Skinner. Support Determination based on Geologic Predictions. Proc. Rapid Excav. Tunneling Conf., AIME, New York, 1972.
- [94] Mathews K, Hoek E, Wyllie D & Stewart S (1981) Prediction of stable excavation spans at depths below 1000m in hard rock mines. CANMET Report, DSS Serial No. OSQ80-00081.
- [95] Suorineni, F. T. (2012). A critical review of the stability graph method for open stope design. MassMin 2012, 10-14.
- [96] Mawdesley, C., Trueman, R., & Whiten, W. J. (2001). Extending the Mathews stability graph for open-stope design. Mining Technology, 110(1), 27-39.
- [97] Pagé, P. (2018). Évaluation numérique de la stabilité des chantiers: contraintes élastiques autour des chantiers et résistance nécessaire des piliers-semelles en remblai cimenté. Ecole Polytechnique, Montreal (Canada).
- [98] Suorineni, F. T. (2010). The stability graph after three decades in use: experiences and the way forward. International journal of mining, Reclamation and Environment, 24(4), 307-339.
- [99] Potvin, Y., Hudyma, M., & Miller, H. (1988). Design guidelines for open stope support. CIM bulletin.
- [100] Philippe Pagé, Li Li, Richard Simon and Pengyu Yang (2018) An empirical analytical solution for estimating the elastic stresses around typical mine stopes for the mathews-potvin stability analysis. CIM Journal.
- [101] Philippe Pagé, Li Li, Richard Simon, and Pengyu Yang (2018) Numerical investigation of the stability of a sill mat exposed at the base. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences.
- [102] Grenon, M., & Hadjigeorgiou, J. (2003). Open stope stability using 3D joint networks. Rock Mechanics and Rock Engineering, 36(3), 183-208.
- [103] Nickson, S. D. (1992). Cable support guidelines for underground hard rock mine operations (Doctoral dissertation, University of British Columbia).

Bibliographie

- [104] Potvin, Y., & Hadjigeorgiou, J. (2001). The stability graph method for open-stope design. *Underground Mining Methods: Engineering Fundamentals and International Case Studies* (p. 513-520). Littleton, USA: Society of Mining, Metallurgy and Exploration.
- [105] Hutchinson, D. J., & Diederichs, M. S. (1996). *Cablebolting in underground mines*: BiTech Publishers.
- [106] Biron, C., & Arioglu, E. (1983). *Design of supports in mines*.
- [107] Potvin, Y. (1988). *Empirical open stope design in Canada* (Doctoral dissertation, University of British Columbia).
- [108] Hadjigeorgiou, J., Leclair, J., & Potvin, Y. (1995). An update of the stability graph method for open stope design. *CIM Rock Mechanics and Strata Control session*, Halifax, Nova Scotia, 14, 18.
- [108] Potvin, Y. & Milne, D. (1992). *Empirical cable bolt support design*. Balkema, Rotterdam.
- [109] Hoek, E. (1980). *Brown. Underground excavations in rock*. Institution of Min. Metall. 527 pages.
- [110] Sivakugan, N., Shukla, S. K., & Das, B. M. (2013). *Rock mechanics: an introduction*. Crc Press.
- [111] Hoek, E., & Brown, E. T. (2018). The Hoek–Brown failure criterion and GSI–2018 edition. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 11(3), 445-463.
- [112] Hoek, E., & Brown, E. T. (1997). Practical estimates of rock mass strength. *International journal of rock mechanics and mining sciences*, 34(8), 1165-1186.
- [113] Larbi, G., Abderrahmen, B., Ismail, N., & Mohammed-Laid, B. (2012). The Classification Systems as a Tool to Estimate the Stability of Discontinuous Rock Mass—A Numerical Approach: The iron mine of Boukhadra (Algeria) as a case study. *EJGE*, 17, 419-433.
- [114] Kerbati N. R, Gadri L, Hadji R, Hamad A, & Boukelloul M. L (2020) *Graphical and Numerical Methods for Stability Analysis in Surrounding Rock of Underground Excavations, Example of Boukhadra Iron Mine N.E Algeria*. Springer Nature Switzerland AG 2020.
- [115] Dubourdieu, G. G. (1956). *Étude géologique de la région de l'Ouenza:(confins algéro-tunisiens)* (Doctoral dissertation, Université de Paris).
- [116] Bouzenoune, A. (1993). *Minéralisations péridiapiriques de l'Aptien calcaire: les carbonates de fer du gisement hématitique de l'Ouenza (Algérie orientale)* (Doctoral dissertation, Paris 6).
- [117] Thibieroz, J. et Madre, 1976 *Le gisement de sidérite du Djebel Ouenza (Algérie) est contrôlé par un golfe de la mer aptienne*.
- [118] Vila, J. M. (1995). *Première étude de surface d'un grand " glacier de sel " sous-marin; l'est de la structure Ouenza-Ladjebel-Meridef (confins algero-tunisiens); proposition d'un scénario de mise en place et comparaisons*. *Bulletin de la Société géologique de France*, 166(2), 149-167.

Bibliographie

- [119] Hezaimia I. Boukelloul M, L. Merah C. Berrah Y. Hamdane A. Benghazi Z. Kahoul I (2019). Selection of new appropriate mining method: case of Boukhadra iron ore mine, NE Algeria. Saudi Society for Geosciences 2019.
- [120] Hezaimia I (2021). Etude des glissements de terrains liés aux travaux miniers souterrains et leur impact sur l'environnement du sol et sous-sol. (Cas de la mine de Boukhadra Tébessa- Algérie). (Doctoral dissertation, Tébessa).
- [121] Arcelor Mittal D.E.D BK (2014) Rapport Géologique Actualisé.
- [122] Amec (2011) Estimation de ressources et planification minière. Arcelor Mittal Ouenza et Boukhadra. In: Projet n°165156.
- [123] Bigot, G. (1996). PRELEVEMENT DES SOLS ET DES ROCHES-NORME EXPERIMENTALE XP P94-202. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, (204).
- [123] NEKACHE Radouane (2012) Étude de la stabilité des mines souterraines par les méthodes numériques. Cas de la mine de Chaabet El Hamra - Algérie. (Mémoire de Mgister, Annaba).

ANNEXES

Annexe 1

1- La classification de N. Barton (Q-system)

Tableau 6 : Paramètre J_n description et indices

Indice des familles de joints	J_n
Rocher massif, joints rares ou absents	0.5-1
Une famille de joints	2
Une famille + joints erratiques	3
Deux familles	4
Deux familles + joints erratiques	6
Trois familles	9
Trois familles + joints erratiques	12
Quatre familles ou plus, joints erratiques	15
Rocher broyé, meuble	20

- 1- Pour les croisements des galeries, adopter $(3,0 \times J_n)$.
- 2- Pour les têtes d'accès, adopter $(2,0 \times J_n)$.
- 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 ».

Tableau 7 : Paramètre J_r - Description et indices

Indice de rugosité des joints	J_r
(a) Épontes en contact	
(b) Épontes en contact après cisaillement de moins de 10 cm	
Joints discontinus	4
Joints ondulés, rugueux ou irréguliers	3
Joints ondulés, lisses	2
Joints ondulés, striés (lisses, luisants, polis)	1.5
Joints plans, rugueux ou irréguliers	1.5
Joints plans, lisses	1
Joints plans, striés	0.5
(c) Épontes hors contact après cisaillement	
Zone argileuse d'épaisseur suffisante pour empêcher le contact	1.0
Zone sableuse, graveleuse ou broyée d'épaisseur suffisante pour empêcher le contact	1.0

Notes : 1 - J_r (et J_a) 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

Annexes

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.

2- Les descriptions se réfèrent à des éléments de petites ou moyennes dimensions.

3- Majorer la valeur de 1,0 si l'espacement moyen des joints de la famille principale est supérieur à 3 m.

4- $J_r = 0,5$ si les joints plans et striés comportent des linéations et que ces linéations sont orientées de telle sorte qu'elles peuvent amorcer une rupture.

Tableau 8 : Paramètre J_a - Description et indices

Indice d'altération des joints		J_a	ϕ_r (approx.)
(a) Épontes en contact			
A	Joint serré, recimenté, remplissage non radoucissant, étanche (par ex. quartz ou épidote)	0.75	-
B	Épontes non altérées, taches superficielles seulement	1.0	25-35°
C	Épontes légèrement altérées, enduit minéral non radoucissant grains sableux, roche décomposée sans argile, etc.	2.0	25°-30°
D	Enduits d'argile silteuse ou sableuse, faible teneur en argile (non-radoucissant)	3.0	20°-25°
E	Enduits argileux, radoucissant ou à faible frottement (par ex. kaolinite ou mica) ; également chlorite, talc, gypse, graphite etc. et argiles gonflantes en petite quantité (film discontinu, moins de 1 à 2 mm d'épaisseur)	4.0	8°-16°
(b) Épontes en contact après cisaillement de moins de 10 cm		J_a	ϕ_r (appro)
F	Matériaux sableux, roche décomposée mais sans argile, etc.	4.0	25°-30°
G	Remplissage argileux fortement surconsolidé non radoucissant (continu, ép. < 5 mm)	6.0	16°-24°
H	Remplissage argileux moyennement ou légèrement surconsolidé et radoucissant (continu, ép. < 5 mm)	8.0	12°-16°
J	Remplissage d'argiles gonflantes, par ex.: montmorillonite (continu, ép. < 5 mm). La valeur de J_a dépend du pourcentage d'éléments gonflants, de l'alimentation en eau, etc.	8.0-12.0	6°-12°
(c) Épontes hors contact après cisaillement		J_a	ϕ_r (approx.)
K,L ,M	Zones ou bandes de roche décomposée ou broyée contenant de l'argile (pour les caractéristiques de l'argile voir G, H, J)	6.0-8.0 ou 8.0-12	6°-24°
N	Zones ou bandes d'argile silteuse ou sableuse, faible pourcentage d'argile (non-radoucissant)	5.0	-
O,P, R	Zones ou bandes épaisses et continues d'argile (pour les caractéristiques de l'argile, voir G, H, J)	10-13 ou 13-20	6°-24°

Note : voir note 1 du tableau précédent.

Tableau 9 : Paramètre Jw. Description et indices

	Influence de l'eau en charge	Jw	Pression d'eau approximative (kg/cm ²)
A	Excavation à sec ou faibles venues d'eau (< 5 l/mn localement).	1.00	<1
B	Venues d'eau ou pressions faibles, débouillage occasionnel au droit d'un joint.	0.66	1-2.5
C	Fortes venues d'eau ou pression importante dans du rocher de bonne tenue à joints sans remplissage.	0.50	2.5-10.0
D	Fortes venues d'eau ou pression importante, débouillages fréquents.	0.33	2.5-10.0
E	Très fortes venues d'eau lors des tirs, diminuant ensuite avec le temps.	0.2-0.10	>10
F	Très fortes venues d'eau ou pressions très importantes sans réduction notable avec le temps.	0.10-0.05	>10

Notes : 1 - Les indices C à F sont des estimations grossières. Prendre une valeur Jw plus élevée dans le cas de la mise en place d'un dispositif de drainage

2 - Les problèmes particuliers liés à la formation de glace ne sont pas pris en compte.

Tableau 10 : Paramètre SRF (Stress Reduction Factor) Description et indices

	(a) Ouvrage recoupant des zones de faiblesse provoquant la décompression du rocher lors du percement	SRF
A	Zones de faiblesse fréquentes, contenant de l'argile ou du rocher décomposé chimiquement ; rocher environnant très décomprimé (toutes profondeurs)	10.0
B	Zones de faiblesse individuelles, contenant de l'argile ou du rocher décomposé chimiquement (prof. de l'excavation ≤ 50 m)	5
C	Zones de faiblesse individuelles, contenant de l'argile ou du rocher décomposé chimiquement (prof. de l'excavation > 50 m)	2.5
D	Nombreuses zones de cisaillement en rocher sain, sans argile ; rocher environnant décomprimé (toutes profondeurs)	7.5
E	Zones de cisaillement individuelles en rocher sain, sans argile (prof. de l'excavation ≤ 50 m)	5.0
F	Zones de cisaillement individuelles en rocher rigide, sans argile (prof. de l'excavation > 50 m)	2.5
G	Joints ouverts, rocher très fracturé et décomprimé, "morceaux de sucre", etc... (toutes profondeurs)	5.0

Notes : 1 - Réduire l'indice SRF de 25 à 50 % si les zones de cisaillement influent sur l'excavation mais ne la traversent pas.

2 - Dans le cas des massifs rocheux contenant de l'argile, il convient d'évaluer l'indice

SRF pour les charges de décompression. La résistance de la matrice rocheuse est alors peu significative. Par contre, dans le cas des massifs très peu fracturés et sans argile, C'est la résistance de la matrice qui peut constituer « le plus faible maillon », la stabilité dépend alors du rapport : contrainte/résistance du rocher (voir tableau 3.13 (b) et note 3).

Tableau 11 : (Suite)

(b) Rocher sain, problèmes de contraintes in situ		R_c/σ_1	R_t/σ_1	SRF
H	Contraintes faibles, excavation peu profonde	> 200	> 13	2,5
J	Contraintes moyennes	200-10	13-0,66	1,0
K	Contraintes importantes, structure très serrée (condition normalement favorable à la stabilité mais peut être défavorable à la tenue des piédroits)	10-5	0,66-0,33	0.5-2
L	(quelques "coups de toit" (rocher massif)	5-2.5	0,33-0,16	5-10
M	"Coups de toit" importants (rocher massif)	<2.5	< 0,16	10-20

Notes : 3 - Si l'état de contraintes initiales est fortement anisotrope (lorsqu'il a pu être mesuré) :

- pour $5 < \sigma_1/\sigma_3 < 10$: réduire R_c et R_t à $0,8 R_c$ et $0,8 R_t$.

- pour $\sigma_1/\sigma_3 > 10$: réduire R_c et R_t à $0,6 R_c$ et $0,6 R_t$.

R_c : résistance en compression uniaxiale.

R_t : résistance en traction.

σ_1 : contrainte principale majeure.

σ_3 : contrainte principale mineure.

4- 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 (voir H).

5- La résistance de la matrice (R_c et R_t) est évaluée dans la direction qui est défavorable à la stabilité (particulièrement important dans le cas de roches fortement anisotropes). De plus les échantillons doivent être saturés lorsque cette condition correspond à la situation in situ. Pour les roches susceptibles de se détériorer au contact de l'eau, il faut prendre une estimation très conservatrice de la résistance mécanique.

Annexes

Tableau 12 : (Suite et fin)

(c) Rocher "poussant" (déformation plastique du rocher sous l'action de fortes contraintes naturelles)		SRF
N	Rocher "poussant" à moyenne pression	5-10
O	Rocher "poussant" à forte pression	10-20
(d) Rocher gonflant (action chimique en fonction de la présence d'eau)		SRF
P	Pressions de gonflement moyennes	5-10
Q	Pressions de gonflement importantes	10-15

Tableau 13 : Valeur de Q et qualité du massif rocheux

Valeur de Q	Classe	Description
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 14 : Coefficient ESR (Excavation Support Ratio) pour divers types d'ouvrages souterrains

Nature de l'ouvrage		ESR	N
A	Galeries temporaires de mines, etc.	3-5	(2)
B	Puits verticaux :	2.5 2	(0) (0)
	- section circulaire - section rectangulaire/carrée		
C	Galeries permanentes de mines, galeries hydrauliques d'aménagements hydro-électriques (à l'exclusion des galeries à forte charge), galeries pilotes, etc.	1.6	(83)
D	Salles de stockage, usines de traitement d'eau, tunnels secondaires routiers et ferroviaires, cheminées d'équilibre, galeries d'accès, etc.	1.3	(25)
E	Usines électriques, principaux tunnels routiers et ferroviaires, abris atomiques, entrées en galeries, croisements, etc.	1	(73)
F	Usines nucléaires, gares ferroviaires, aménagements sportifs ou publics, installations industrielles, etc.	0.8	(2)

Note : N représente le nombre de cas étudiés dans chaque catégorie ; la confiance que l'on peut accorder à la valeur d'ESR est donc fonction de ce nombre.

Annexes

Tableau 15 : Soutènement des massifs de qualité "excellente, extrêmement bonne, très bonne, bonne "Q = 1 000 à 10 d'après la Méthode de N. Barton

Catégorie de soutènement	Facteurs déterminants			Soutènement	Voir notes
	$\frac{RQD}{J_n}$	$\frac{J_r}{J_a}$	$\frac{Portée}{ESR}$		
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	≥ 1.5	-	Sb (utg)	I
	≥ 10	< 1.5	-	B (utg) 1.5-2 m	I
	< 10	≥ 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	B (tg) 1.5-2 m + clm	I.II
	< 10	-	≥ 15	B (tg) 1.5-2 m + S(mr)5-10 cm	I.II
	-	-	< 15	B (utg) 1.5-2 m + clm	I.III
15	> 10	-	-	B (tg) 1.5-2 m + clm	I.II.IV
	≤ 10	-	-	B (tg) 1.5-2 m + S(mr)5-10 cm	I.II.IV
16° Voir note XII	> 15	-	-	B (tg) 1.5-2 m + clm	I.V.VI
	≤ 15	-	-	B (tg) 1.5-2 m + S(mr)10-15 cm	I.V.VI

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.

Annexes

Tableau 16: Soutènement des massifs de qualité « moyenne » et « médiocre » $Q = 10$ à 1 d'après la méthode de N. Barton

Catégorie de soutènement	Facteurs déterminants			Soutènement	Voir notes
	$\frac{RQD}{Jn}$	$\frac{Jr}{Ja}$	$\frac{Portée}{ESR}$		
17	>30	-	-	Sb (utg)	I
	$\geq 10 \leq 30$	-	-	B (utg) 1-1.5 m	I
	<10	-	≥ 6 m	B (utg) 1-1.5 m + S 2-3 cm	I
	<10	-	<6 m	S 2-3 cm	I
18	>5	-	≥ 10 m	B (tg) 1-1.5 m + clm	I.III
	>5	-	<10 m	B (utg) 1-1.5 m + clm	I
	≤ 5	-	≥ 10 m	B (tg) 1-1.5 m + S 2-3 cm	I.III
	≤ 5	-	<10 m	B (utg) 1-1.5 m + S 2-3 cm	I
19	-	-	≥ 20 m	B (tg) 1-2 m + S(mr) 10-15 cm	I.II.IV
	-	-	<20 m	B (tg) 1-1.5 m + S(mr) 5-10 cm	I.II
20° Voir note XII	-	-	≥ 35 m	B(tg)1-2 m + S(mr) 20-25 cm	I.V.VI
	-	-	<35 m	B(tg)1-2 m + S(mr) 5-10 cm	I.II.IV
21	≥ 12.5	≤ 0.75	-	B (utg) 1 m + S 2-3 cm	I
	<12.5	≤ 0.75	-	S 2.5-5 cm	I
	-	>0.75	-	B (utg) 1 m	I
22	$>10 < 30$	$>1,0$	-	B (utg) 1 m + clm	I
	≤ 10	>1	-	S 2.5-7.5 cm	I
	<30	≤ 1	-	B (utg) 1m + S (mr) 2.5-5 cm	I
	≥ 30	-	-	B (utg) 1 m	I
23	-	-	≥ 15 m	B (tg)1-1.5 m+S(mr)10-15 cm	I.II.IV.VII
	-	-	<15 m	B (utg)1- 1,5 m+S(mr)5-10 cm	I
24° Voir note XII	-	-	≥ 30 m	B (tg) 1-1.5 m+S (mr)15-30 cm	I.V.VI
	-	-	<30m	B (tg) 1.5-2 m+ S(mr)10-15 cm	I.II.IV

Annexes

Tableau 17 : Soutènement des massifs de qualité « très médiocre» Q = 1.0 à 0.1 d'après la méthode de N. Barton

Catégorie de soutènement	Facteurs déterminants			Soutènement	Voir notes
	$\frac{RQD}{Jn}$	$\frac{Jr}{Ja}$	$\frac{Portée}{ESR}$		
25	>10	>0.5	-	B (utg)1 m + mr ou clm	I
	≤10	>0.5	-	B (utg)1 m + S(mr) 5 cm	I
	-	≤0.5	-	B (tg) 1 m+ S (mr) 5 cm	I
26	-	-	-	B (tg) 1 m+ S(mr) 5-7.5 cm	VIII.X.XI
	-	-	-	B (utg) 1 m+ S 2.5-5 cm	I.IX
27	-	-	≥ 12 m	B (tg) 1 m + S(mr) 7.5-10 cm	I.IX
	-	-	< 12 m	B (utg) 1 m + S(mr) 5-7.5 cm	I.IX
	-	-	> 12 m	CCA 20-40 cm + B (tg) 1 m	VIII.X.XI
	-	-	< 12 m	S (mr) 10-20 cm + B(tg) 1 m	VIII.X.XI
28° Voir note XII	-	-	≥30 m	B(tg)1 m + S(mr) 30-40 cm	I.IV.V.IX
	-	-	(≥20<30 m)	B(tg)1 m + S(mr) 20-30 cm	I.II.IV.IX
	-	-	< 20 m	B(tg)1 m + S(mr) 15-20 cm	I.II.IX
	-	-	-	CCA(sr)30-100 cm+ B(tg) 1 m	IV.VIII.X.XI
29°	> 5	>0.25	-	B (utg) 1 m + S 2-3 cm	-
	≤ 5	>0.25	-	B (utg) 1 m + S(mr) 5cm	-
	-	≤0.25	-	B (tg) 1 m + S (mr) 5 cm	-
30	≥ 5	-	-	B (tg) 1 m + S 2.5-5 cm	IX
	< 5	-	-	S (mr) 5-7.5 cm	IX
	-	-	-	B (tg) 1 m + S (mr) 5-7.5 cm	VIII.X.XI
31	> 4	-	-	B (tg)1 m + S(mr) 5-12.5 cm	IX
	≤ 4 ≥ 1.5	-	-	S S(mr) 7.5-25 cm	IX
	< 1.5	-	-	CCA 20-40 cm +B(tg) 1 m	IX
	-	-	-	CCA (sr) 30-50 cm + B(tg) 1m	VII. X.XI
32 Voir note XII	-	-	≥ 20m	B (tg) 1 m + S (mr) 40-60 cm	II.IV.IX
	-	-	< 20m	B (tg) 1 m+ S(mr)20-40 cm	III.IV.IX
	-	-	-	CCA (sr) 40-120 cm + B(tg) 1m	IV.VIII.X.XI

Annexes

Tableau 18: Soutènement des massifs de qualité « Extrêmement médiocre, exceptionnellement mauvaise » $Q = 0,1$ à $0,001$ d'après la méthode de N. Barton

Catégorie de soutènement	Facteurs déterminants			Soutènement	Voir notes
	$\frac{RQD}{Jn}$	$\frac{Jr}{Ja}$	$\frac{Portée}{ESR}$		
33°	≥ 2	-	-	B (tg) 1 m + S(mr) 2.5-5 cm	IX
	< 2	-	-	S (mr) 5-10 cm	IX
	-	-	-	S (mr) 7.5-15 cm	VIII.X
34	≥ 2	≥ 0.25	-	B (tg) 1 m+ S(mr) 5-7.5 cm	IX
	< 2	≥ 0.25	-	S (mr) 7.5-15 cm	IX
	-	< 0.25	-	S (mr) 15-25 cm	IX
	-	-	-	CCA(sr) 20-60 cm + B(tg) 1 m	VIII.X.XI
35 Voir note XII	-	-	≥ 15 m	B (tg) 1 m + S(mr) 30-100 cm	II.IX
	-	-	≥ 15 m	CCA(sr) 60-200 cm +B(tg)1 m	VIII.X.XI.II
	-	-	< 15 m	B (tg) 1 m + S(mr) 20-75 cm	IX.III
	-	-	< 15 m	CCA(sr) 40-150 cm +B(tg)1 m	VIII.X.XI.III
36° Voir note XII	-	-	-	S(mr) 10-20 cm	IX
	-	-	-	S(mr) 10-20 cm+B(tg) 0.5-1 m	VIII.X.XI
37	-	-	-	S(mr) 20-60 cm	IX
	-	-	-	S(mr) 20-60 cm+B(tg) 0.5-1 m	VIII.X.XI
38 Voir note XIII	-	-	≥ 10 m	CCA (sr) 100-300 cm	IX
	-	-	≥ 10 m	CCA(sr)100-300 cm+B(tg)1 m	VIII.X.II.XI
	-	-	< 10 m	S(mr) 70-200 cm	IX
	-	-	< 10 m	S(mr) 70-200 cm+ B(tg) 1 m	VIII.X.III.XI

➤ **Légende des tableaux précédents:**

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.

Note : Les boulons sont supposés être de 20 mm de diamètre.

Notes complémentaires aux tableaux

I- En cas de problèmes graves de « coup de toit » ou d'écaillage, on emploie souvent

des boulons précontraints à plaque d'appui de grandes dimensions, écartement : 1 m environ (parfois jusqu'à 0,8 m). Le soutènement définitif est mis en place après disparition du phénomène d'écaillage (R. Selmerolsen, 1970).

II- Boulons de différentes longueurs dans le même ouvrage - par exemple 3, 5 et 7 m.

III- Boulons de différentes longueurs dans le même ouvrage - par exemple 2, 3 et 4 m.

I- L'action des boulons est souvent complétée par la mise en place de câbles précontraints - écartement courant 2 à 4 m.

V- Boulons de différentes longueurs dans le même ouvrage - par exemple 6, 8 et 10 m.

VI- L'action des boulons est souvent complétée par la mise en place de câbles précontraints - écartement courant : 4 à 6 m.

VII- Dans plusieurs usines souterraines de l'ancienne génération se classant dans cette catégorie le boulonnage systématique ou ponctuel a été employé avec du grillage par endroit, et une voûte en béton (ép. 25 à 40 cm) pour revêtement définitif.

VIII- Cas concernant le gonflement, par exemple en présence de montmorillonite (avec alimentation en eau). En cas de forts gonflements un vide est ménagé derrière le revêtement pour permettre ces mouvements. Voir R. SELMEROLSEN (1970). Dans la mesure du possible, on prévoit un dispositif de drainage.

IX- Cas ne concernant pas les argiles gonflantes ou les roches poussant.

X- Cas concernant les roches « poussant » généralement le soutènement fortement rigide est utilisé comme soutènement permanent.

XI- Selon l'expérience des auteurs, en cas de gonflement ou de fortes poussées, le soutènement provisoire nécessaire avant la mise en place du revêtement en béton (coulé ou projeté) peut comporter un boulonnage (boulons à expansion) pour des valeurs suffisamment élevées du rapport $R.Q.D./J_n$ ($> 1,5$), parfois complété par du béton projeté. Pour un massif très fracturé ou broyé ($R.Q.D./J_n < 1,5$, par exemple zone de cisaillement en « morceaux de sucre » dans les quartzites), le soutènement provisoire peut consister en plusieurs couches de béton projeté. On peut ajouter, après coulage ou projection du béton, un boulonnage systématique (avec, précontrainte) afin de réduire la dissymétrie du chargement sur le béton, mais cette solution peut s'avérer inefficace si $R.Q.D./J_n < 1,5$, ou en présence d'argiles (à moins d'injecter les boulons avant la précontrainte). Dans les massifs de très médiocre qualité, on peut également obtenir une longueur d'ancrage suffisante des boulons à l'aide de résines à prise rapide. En cas de problèmes très aigus de gonflement ou de fortes poussées, il faut prévoir de bétonner près du front d'attaque au besoin à l'abri d'un bouclier. Le front lui-même doit

parfois être également soutenu.

XII- Pour des raisons de sécurité, le percement, ainsi que la mise en place du revêtement se fera souvent à l'aide de plusieurs galeries pilotes. Concerne les catégories 16, 20, 24, 28,32 et 35 uniquement pour Portée/ESR > 15 m.

XIII- En cas de fortes poussées, il est normalement nécessaire de procéder par galeries pilotes multiples pour le percement et la mise en place du revêtement (voûte, piédroits, radier). Concerne la catégorie 38 uniquement pour Portée/ESR > 10 m.