POLYPUBLIE
Polytechnique Montréal

POLYTECHNIQUE MONTRÉAL
UNIVERSITÉ D'INGÉNIERIE

Titre: Title:	Modification des classifications géomécaniques pour les massifs rocheux schisteux
Auteur: Author:	Maciej Armatys
Date:	2012
Type:	Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis
Référence: Citation:	Armatys, M. (2012). Modification des classifications géomécaniques pour les massifs rocheux schisteux [Master's thesis, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie. https://publications.polymtl.ca/831/

Document en libre accès dans PolyPublie
Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: PolyPublie URL:	https://publications.polymtl.ca/831/
Directeurs de recherche: Advisors:	Richard Simon
Programme: Program:	Génie minéral

Ce fichier a été téléchargé à partir de PolyPublie, le dépôt institutionnel de Polytechnique Montréal
This file has been downloaded from PolyPublie, the institutional repository of Polytechnique Montréal

https://publications.polymtl.ca

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

MODIFICATION DES CLASSIFICATIONS GÉOMÉCANIQUES POUR LES MASSIFS ROCHEUX SCHISTEUX

MACIEJ ARMATYS

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION

DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES

(GÉNIE MINÉRAL)

AVRIL 2012

© Maciej Armatys, 2012.

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

MODIFICATION DES CLASSIFICATIONS GÉOTECHNIQUES POUR LES MASSIFS ROCHEUX SCHISTEUX

Présenté par : ARMATYS Maciej

en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès sciences appliquées

a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

M. JAMES Michael, Ph.D., président

M. SIMON Richard, Ph.D., membre et directeur de recherche

M. BELEM Tikou, Ph.D., membre

DÉDICACE

À la mémoire de mon père

REMERCIEMENTS

Je tiens avant tout de remercier mon directeur de recherche, professeur Richard Simon, pour son incitation à accroître mes connaissances en mécanique des roches. Ses conseils judicieux, sa compréhension et son encouragement ont fortement contribué tout au long de ce long travail à la terminaison de celui-ci. De même, plusieurs personnes du Projet Westwood, division IAMGOLD, ont contribué dans le dénouement du projet, notamment M. Patrice Simard et l'entière équipe de géologie par leur effort lors de la campagne d'échantillonnage, et M. Maxime Martel ing. par sa grande disponibilité et patience lors de la cueillette de données.

Également, je me dois d'être reconnaissant au FQRNT, au CRSNG et à IAMGOLD pour le financement très apprécié de mes études par l'octroi d'une bourse en milieu de pratique — *BMP Innovation*. Sans celle-ci, je n'aurais surement pas eu l'occasion de poursuivre mes études.

De plus, il m'est impossible d'imaginer la réalisation du projet sans l'aide de mes collègues et professeurs du département, particulièrement de l'amitié développée avec Nooshin Falaknaz et Arash Khosravi, et particulièrement M. André Ducharme pour sa serviabilité et son expertise lors des essais en laboratoire. En terminant, je désire remercier ma famille et mes amis pour leur grand soutien moral, et Thu Pham pour sa belle humeur réconfortante ; votre bienveillance m'a permis de poursuivre ma passion.

RÉSUMÉ

La masse rocheuse schisteuse se caractérise par un comportement anisotrope influençant la stabilité des excavations souterraines à l'égard de l'orientation des plans de faiblesse (e.g. foliation). Pour tenir compte du comportement anisotrope, la classification géomécanique du "*Rock Mass Rating"* (RMR) présente un ajustement en guise de facteur correctif. Toutefois, l'application de celle-ci n'est pas objectivement validée pour le domaine minier, en particulier pour les conditions de terrain schisteux. La cote ajustée ne tient pas compte de toutes les composantes du comportement anisotrope permettant de prédire le niveau de convergence des excavations en roche dure schisteuse quand celles-ci sont orientées parallèlement (convergence maximale) ou perpendiculairement (convergence minimale) par rapport à la foliation. L'objectif du projet de maîtrise vise à améliorer la classification RMR_{76} existante (version 1976) pour inclure la présence et l'orientation des plans de faiblesse (i.e. anisotropie) tout en tenant compte des conditions influençant la convergence. Le degré d'anisotropie est intégré dans la classification par des courbes anisotropes spécifiques produites en laboratoire. En collaboration avec le Projet Westwood (Québec), une campagne d'échantillonnage de roches foliées est effectuée dans deux zones géologiques schisteuses afin de réaliser des essais mécaniques en laboratoire selon des orientations variables. En supplément, des rétro-analyses ont été réalisées pour des galeries disponibles dans les unités les plus schisteuses. Appelé le $RMR_{anisotrope}$, la classification proposée est développée à partir de ces résultats, celle-ci est basée sur le produit de trois paramètres clés : (i) la cote de base du massif isotrope ($RMR'_{isotrope}$); (ii) le facteur d'anisotropie ($\alpha_{anisotrope}$); et (iii) le facteur de correction pour l'espacement du schiste ($D_{schiste}$). Les cotes résultantes du $RMR_{anisotrope}$ se sont montrées sensibles à la variation due à l'anisotropie induite par les plans de faiblesse. Des données de terrain supplémentaires ont permis de calibrer la réduction du système pour estimer le niveau de convergence selon la *Classification du Comportement Convergent* (CCC). Les modifications apportées au RMR_{76} permettront de mieux prédire la stabilité des futures excavations du domaine minier pour des directions défavorables (parallèle à la foliation) et assureront une meilleure sécurité des travailleurs.

ABSTRACT

Schist rock masses are characterized by anisotropic behaviour that strongly influences the stability of underground excavations depending on the relative orientations of the planes of weakness (e.g. foliation). To account for this anisotropic behaviour, the *Rock Mass Rating* (RMR) includes a correction factor for anisotropy. However, its use has not been objectively validated for mining applications, particularly for schist rock formations. Consequently, the adjusted rating does not account for all the elements of the anisotropic behaviour therefore could not predict the levels of squeezing on excavations when observed at parallel (convergence is maximal) or perpendicular (convergence is minimal) with respect to the foliation. This thesis aims to improve the existing RMR_{76} (version 1976) classification to include the planes of weakness and its orientation in the rock mass while accounting for ground squeezing conditions. The determination of the anisotropy curve is required for each rock type with laboratory testing and is then integrated into the classification. In collaboration with the Westwood Project (located in Québec), a number of rocks with anisotropic behaviour were collected in two highly schistose geological areas, at variable orientations, for mechanical laboratory testing. In addition, retro-analyse for selected orientations were performed for the areas. The new developed classification, entitled $RMR_{anisotrope}$, is based on the product of three key parameters: (i) the isotropic rock mass base value ($RMR'_{isotrope}$); (ii) the anisotropic reduction factor ($\alpha_{anisotropic}$); and (iii) the correction for schist spacing ($D_{schiste}$). Its application was validated for both schistose units. The results from the new classification were sensitive to the variation of the anisotropy induced by the planes of weakness. With acquired field data, the reduction of the system allowed for proper calibration in order to estimate the level of squeezing behaviour by the *Classification of the Convergent Behaviour* (CCB). The changes proposed to the RMR_{76} will help better predict the stability of mining excavations when the plane of weakness are oriented unfavourably and subsequently will improve the working safety of staff members.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE III
REMERCIEMENTS IV
RÉSUMÉ V
ABSTRACT VI
TABLE DES MATIÈRES VII
LISTE DES TABLEAUX X
LISTE DES FIGURES XII
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS XV
LISTE DES ANNEXES XVIII
CHAPITRE 1 INTRODUCTION 1
CHAPITRE 2 REVUE DE LA LITTÉRATURE 5
2.1 Les systèmes de classification des massifs rocheux 5
2.1.1 RQD (*Rock Quality Designation*) 9
2.1.2 Système du NGI (*Rock Mass Quality*) 13
2.1.3 RMR (*Rock Mass Rating*) 20
2.1.4 Méthode des abaques de stabilité (*méthode de Mathews*) 27
2.1.5 Remarques supplémentaires sur les systèmes de classification 31
2.2 Le comportement anisotrope des roches schisteuses 36
2.2.1 Roche anisotrope 37
2.2.2 Types d'anisotropie 39
2.2.3 Comportement mécanique anisotrope 41
2.2.4 Degré d'anisotropie 47
2.3 La convergence induite en périphérie d'excavation 49
2.3.1 Particularité du comportement convergent 50
2.3.2 Estimation du comportement convergent 55
2.4 Sommaire 61
CHAPITRE 3 LE MASSIF ROCHEUX SCHISTEUX DU PROJET WESTWOOD 63
3.1 La caractérisation du massif rocheux schisteux 63
3.1.1 Géologie 63

3.1.2 Propriétés mécaniques 68
3.1.3 Comportement du massif rocheux schisteux 73
3.2 RMR_{76} inféré – Classification utilisée par le Projet Westwood 78
3.2.1 Modification de la technique de description de la carotte de forage 78
3.2.2 Ajustement du RMR_{76} pour la description de carotte de forage 79
3.2.3 Calibration du système RMR_{76} inféré 80
3.2.4 Paramètre de design 81
3.2.5 Application du système de classification 82
3.2.6 Sommaire 86
CHAPITRE 4 ESSAIS EN LABORATOIRE 88
4.1 Échantillonnage 88
4.2 Types d'essais 90
4.2.1 Compression uniaxiale 90
4.2.2 Compression triaxiale 91
4.2.3 Compression diamétrale 91
4.3 Description du type d'équipement utilisé 92
4.4 Analyse des résultats 93
4.5 Résultats des essais expérimentaux 94
4.5.1 Résistance en compression uniaxiale 94
4.5.2 Résistance en compression triaxiale 101
4.5.3 Résistance en compression diamétrale 105
4.6 Sommaire 112
CHAPITRE 5 PROPOSITION DE MODIFICATION DE LA CLASSIFICATION GÉOTECHNIQUE RMR_{76} 115
5.1 Classification géomécanique pour massif rocheux schisteux 115
5.1.1 Classification de base pour massif rocheux schisteux ($RMR'_{isotrope}$) 116
5.1.2 Facteur d'anisotropie ($\alpha_{anisotrope}$) 119
5.1.3 Facteur de correction pour l'espacement des plans de schistosité ($D_{schiste}$) 123
5.2 Application du $RMR_{anisotrope}$ 124
5.3 Classification du Comportement Convergent (CCC) 129
5.4 Sommaire 131

CHAPITRE 6 DISCUSSION 133
6.1.1 Classification de base pour massif rocheux schisteux ($RMR'_{isotrope}$) 133
6.1.2 Facteur d'anisotropie ($\alpha_{anisotrope}$) 135
6.1.3 Facteur de correction pour l'espacement du schiste ($D_{schiste}$) 138
6.2 Méthodologie proposée 139
6.3 Calibration du degré de convergence 142
6.4 Limitations additionnelles du système $RMR_{anisotrope}$ 144
CHAPITRE 7 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS 147
RÉFÉRENCES 152
ANNEXES 163

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1 : Systèmes de classification du massif rocheux (tiré de Bieniawski, 1993 ; Palmström, 1995) 8
Tableau 2.2 : Corrélation entre l'indice RQD et la qualité du massif rocheux (tiré de Deere, 1968) 10
Tableau 2.3 : Paramètres de la classification du système Q (d'après Barton et al. 1974) 14
Tableau 2.4 : Évaluation de la cote Q et de la qualité du massif (d'après Barton et al. 1974) ... 16
Tableau 2.5 : Paramètres et pondérations de la classification géomécanique RMR76 (d'après Bieniawski, 1976) 22
Tableau 2.6 : Ajustement pour l'orientation des joints selon l'effet sur l'excavation d'un tunnel (tiré de Bieniawski 1976) 23
Tableau 2.7 : Qualité de la masse rocheuse (d'après Bieniawski, 1976) 24
Tableau 2.8 : Corrélation entre RMR et l'indice Q (d'après Choquet et Hadjigeorgiou, 1993) 32
Tableau 2.9 : Classification de l'anisotropie selon le degré de résistance anisotrope (d'après Ramamurthy, 1993) 48
Tableau 2.10 : Degré d'anisotropie de différentes roches métamorphiques 48
Tableau 2.11 : Classification du potentiel de convergence pour travaux civils 57
Tableau 2.12 : Catégories de convergence basées sur l'épaisseur de la foliation pour une excavation typique 5 x 5 m (d'après Potvin et Hadjigeorgiou, 2008) 59
Tableau 2.13 : Classification de convergence HRSI selon l'orientation de l'angle d'interception ψ (d'après Mercier-Langevin et Hadjigeorgiou, 2011) 60
Tableau 3.1 : Paramètres de résistances moyennes de la roche intacte pour les unités U4 et U5a (tiré de Simon, 2009) 69
Tableau 3.2 : Paramètres élastiques moyens de la roche intacte pour les unités U4 et U5a (tiré de Simon, 2009) 69
Tableau 3.3 : Tenseur de contraintes in-situ (modifié de Corthésy et Leite, 2008) 72
Tableau 3.4 : Tenseur de contraintes in situ (d'après Golder, 2009d) 73

Tableau 3.5 : Informations pertinentes à la description de carottes de forage (modifié de Golder, 2009a) 79
Tableau 3.6 : Classification RMR76 inféré (d'après Golder, 2009b) 80
Tableau 3.7 : Classification géomécanique à partir du RQD et RMR76 inféré (tiré de Golder 2011a) 82
Tableau 3.8 : Comparaisons des deux classifications : RMR76 classique et RMR76 inféré 84
Tableau 4.1 : Identifications des trous géologiques échantillonnées 89
Tableau 4.2 : Type de rupture observée pour l'essai en compression uniaxiale 97
Tableau 4.3 : Analyse statistique de σc, selon un intervalle de confiance de 95% 98
Tableau 4.4 : Paramètres du critère de rupture de Hoek et Brown (1988) 101
Tableau 4.5 : Analyse statistique des données expérimentales en compression triaxiale, pour un intervalle de confiance de 95% 105
Tableau 4.6 : Analyse statistique des données expérimentales en compression diamétrale selon un intervalle de confiance de 95% 112
Tableau 5.1 : Classification géomécanique de base RMR'isotrope 116
Tableau 5.2 : Classification du paramètre s pour une dimension de galerie typique (4,0 x 4,0 m) 123
Tableau 5.3 : Résultat de la classification géomécanique RMR'isotrope des deux zones étudiées 125
Tableau 5.4 : Analyse du facteur d'anisotropie (αanisotrope) des deux zones étudiées 125
Tableau 5.5 : Attribution du facteur de correction (Dschiste) à l'égard de la cote pour l'espacement du schiste 126
Tableau 5.6 : Cote du RMRanisotrope à l'égard de la cote pour l'espacement du schiste 127
Tableau 5.7 : Classification du Comportement Convergent (CCC) 129
Tableau 5.8 : Comparaison du niveau de convergence vérifiée selon l'espacement du schiste et par le ratio de conservation de la cote RMRanisotrope pour les deux zones étudiées 130
Tableau 5.9 : Classification du niveau de convergence observé dans la zone 2.30 d'après la CCC 131

LISTE DES FIGURES

Figure 2.1 : Facteur B proposé par Mathews et al. (1980) comparé à la courbe modifiée par Potvin (1988) 30
Figure 2.2 : Facteur B établi selon la direction de joints et l'orientation relative à la paroi du chantier ouvert (Potvin, 1988) 30
Figure 2.3 : Structure générale du MBR (modifié de Cummings et al. 1982) 36
Figure 2.4 : Représentation des modules élastiques selon le cas d'anisotropie (modifié d'après Hudson et Harrison, 1999) 40
Figure 2.5 : Variation typique de la résistance selon l'orientation de l'angle β pour un essai en compression uniaxiale (d'après Ramamurthy, 1993) : (a) Type Épaule; (b) Type U; et (c) Type Ondulatoire 44
Figure 2.6 : Variation typique de la résistance selon l'orientation de l'angle α pour un essai en compression indirecte (essai brésilien) 47
Figure 2.7 : Zone d'influence de convergence anisotrope pour un massif rocheux schisteux (modifié de Bewick et Kaiser, 2009b) 51
Figure 2.8 : Vue en plan de trois excavations formant un angle d'interception : a) ψ = 0°; b) ψ = 45°; et c) ψ = 90° 53
Figure 3.1 : Localisation du Projet Westwood – IAMGOLD (modifié de Sirois et al. 2009) ... 64
Figure 3.2 : Coupe interprétante section géologique simplifiée (regardant vers l'ouest) à travers le Projet Westwood 67
Figure 3.3 : Courbe enveloppe de résistance du roc intact selon le critère Hoek et Brown (1988) pour l'unité rocheuse (tiré de Simon, 2009) : (a) U4; et (b) U5a 71
Figure 3.4 : Déformation anisotrope de l'éponte supérieure dans l'unité U4, niveau 084 75
Figure 3.5 : Déformation anisotrope de l'éponte inférieure dans l'unité U4, niveau 084 75
Figure 3.6 : Faible déformation isotrope de l'éponte inférieure dans l'unité U2, niveau 084 ... 76
Figure 3.7 : Plan du développement de la zone 2.30 niveau 084 (840m sous terre) du Projet Westwood et l'emplacement des stations de plaques de convergence 77
Figure 3.8 : Visualisation de la comparaison des paramètres du RMR classique et du RMR inféré. 84

Figure 3.9 : Comparaison du coefficient pour les paramètres A1, A3 et A4 des deux systèmes : RMR76 classique; et RMR76 inféré 85
Figure 4.1 : Carotte de forage avec une orientation β par rapport à la schistosité : (a) 0°; (b) 30°; et (c) 90°.....89
Figure 4.2 : Définition de l'angle α pour l'essai en compression diamétrale 92
Figure 4.3 : Équipements de laboratoire utilisés : (a) presse hydraulique Tinius Olsen; et (b) système d'acquisition de données.....93
Figure 4.4 : Courbe de résistance anisotrope en compression uniaxiale avec l'orientation correspondante pour l'unité : (a) U4; et (b) U5a 95
Figure 4.5 : Rupture en compression uniaxiale présentant le phénomène de "marches d'escalier" de type grosses.....98
Figure 4.6 : Dispersion de la courbe moyenne de résistance en compression uniaxiale pour l'unité : (a) U4; et (b) U5a 100
Figure 4.7 : Courbe enveloppe de résistance selon le critère Hoek et Brown (1988) pour les échantillons : (a) U4 – β = 65°; (b) U4 – β = 80°; (c) U4 – général; (d) U5a – β = 50°; (e) U5a – β = 60°; (f) U5a – β = 68°; et (g) U5a – général.....102
Figure 4.8 : Courbe de compression diamétrale selon l'orientation α correspondante, de l'unité U4 avec : (a) β = 65°; et (b) β = 80° 107
Figure 4.9 : Vue de haut de longueur de rupture théorique dans une éprouvette en traction indirecte selon une foliation β : (a) grande; et (b) faible 109
Figure 4.10 : Courbe de compression diamétrale modifiée selon l'orientation α correspondante, de l'unité U4 avec : (a) β = 65°; et (b) β = 80° 110
Figure 4.11 : Variation du degré d'anisotropie en traction par rapport à l'influence de l'angle β° 111
Figure 4.12 : Comparaison des courbes enveloppes du massif rocheux schisteux pour l'unité : (a) U4; et (b) U5a.....113
Figure 5.1 : Visualisation de la redistribution du comportement mécanique anisotrope en périphérie d'une excavation parallèle aux plans de foliation : (a) excavation de forme carrée; et (b) courbe Rβ.....120
Figure 5.2 : Distribution du facteur d'anisotropie pour l'unité géologique : (a) U4; et (b) U5a 122

Figure 5.3 : Répartition du RMRanisotrope pour : (a) la zone 2.30; (b) Warrenmac; et (c) une comparaison entre les unités étudiées avec la cote s' fixé à 0.....127

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

A : Aire de la section droite de l'éprouvette

Ao : Cote d'ajustement pour l'orientation des joints critiques du MBR

ASTM : "*American Society for Testing and Materials*"

B : Portée

c : Cohésion de la roche intacte

c_m : Cohésion de la masse rocheuse

CCC : Classification du Comportement Convergent

CSIR : "South African Council of Scientific and Industrial Research"

D : Diamètre d'une éprouvette

$D_{Schiste}$: Facteur correctif pour l'espacement des plans de schiste

E : Module d'élasticité

G : Module de cisaillement

H : Hauteur de la surcharge du mort-terrain

ISRM : "*International Society for Rock Mechanics*"

J_A : Indice de l'altération des joints

J_N : Nombre de familles de joints

J_R : Indice de rugosité des joints

J_v : La somme volumétrique de joints

J_W : Facteur de réduction pour la présence d'eau

k : Degré d'anisotropie selon le module de déformation

L : Longueur de l'éprouvette

mi : Paramètre dépendant du type de roche du critère Hoek et Brown

MBR : Cote de la classification géomécanique de Cummings et Kendorski ("*Modified Basic RMR*")

MRMR : Cote de la classification géomécanique de Laubscher ("*Mining Rock Mass Rating*")

NGI : Institution Géotechnique Norvégienne

N : Cote de l'indice Q réduit par rapport les contraintes SRF

Nb : Nombre d'éprouvettes dans l'échantillon

N' : Indice de stabilité de la méthode de Mathews

P : Charge appliquée à la rupture

P_o : Contrainte in situ

P_{paroi} : Pendage de la paroi

$P_{schistosité}$: Pendage des plans de schiste

Q : Cote de la classification géomécanique de Barton ("*Rock Mass Quality*" ou Indice Q)

Q_c : Base de la cote Q normalisée pour une résistance de 100 MPa

Q_o : Cote Q basé sur RDQ_o

Q` : Cote de la classification géomécanique de Barton sans l'influence de l'eau ni des contraintes

R_β : Degré d'anisotropie normalisé relatif à la paroi

Rc : Degré d'anisotropie selon résultats des essais en compression uniaxiale

Rt : Degré d'anisotropie selon résultats des essais en compression diamétrale

RCR : Cote du RMR déduit ("*Rock Condition Rating*") par rapport aux propriétés mécaniques et l'ajustement des joints

RMR : Cote de la classification géomécanique de Bieniawski ("*Rock Mass Rating*")

$RMR_{de\ base}$: Cote RMR pour condition le plus souvent sèche et sans l'ajustement pour l'orientation de joints

RQD : Indice de la qualité roc ("*Rock Quality Designation*")

RQD_o : Cote RQD orientée dans la direction de l'axe du tunnel

RSR : Cote de la classification géomécanique de Wickham ("*Rock Structure Rating*")

RMR_{76} inféré : Cote de la classification géomécanique proposée par Golder, suite aux ajustements du RMR

$RMR'_{isotrope}$: Cote de base de la classification géomécanique proposée pour un massif rocheux schisteux

$RMR_{anisotrope}$: Cote de design final de la classification géomécanique proposée pour un massif rocheux schisteux

s : Espacement des plans de faiblesse

s' : Cote de la classification du paramètre s

S : Paramètre de résistance du critère Hoek et Brown

$S_{schiste}$: Paramètre représentant la relation de l'espacement de la foliation observable sur le terrain

SRF : Facteur de réduction pour les contraintes in-situ

α : Angle entre l'axe de sollicitation et les plans de foliation sur l'extrémité de l'échantillon pour un essai en compression diamétrale

$\alpha_{anisotrope}$: Facteur d'anisotropie

$\alpha_{anisotrope\ ;\ paroi}$: Facteur d'anisotropie par rapport à une paroi (mur ou toit)

β : Angle entre un plan de faiblesse et l'axe de sollicitation

β_{paroi} : Angle relatif formé entre l'orientation du joint critique et la paroi

$\beta_{relatif}$: Angle relatif entre l'orientation du joint critique de la Méthode de Mathews

γ : Densité du matériel

ε_{tunnel} : Ratio de la fermeture totale sur le diamètre initial

λ : Espacement des joints

ν : Coefficient de Poisson

σ_1 : Contrainte principale majeure

σ_2 : Contrainte principale intermédiaire

σ_3 : Contrainte principale mineure

σ_t : Résistance en tension de la roche intacte

σ_c : Résistance en compression uniaxiale de la roche intacte

$\sigma_{c\beta}$: Résistance en compression uniaxiale de la roche intacte à l'égard de l'orientation des plans de foliation

σ_{cm} : Résistance en compression uniaxiale du massif rocheux

$\sigma_{t\beta}$: Résistance en compression diamétrale de la roche intacte à l'égard de l'orientation des plans de foliation

φ : Angle de frottement interne

φ_m : Angle de frottement interne de la masse rocheuse

ψ : L'angle d'interception, formé entre la normale des plans de faiblesses et la normale d'une paroi d'excavation

Ø : Diamètre

LISTE DES ANNEXES

Annexe A – Aspects statistiques 163
Annexe B – Analyse critique du RMR_{76} inféré proposé par Golder 165
Annexe C – Validation du paramètre de design pour le RMR_{76} inféré 168
Annexe D – Résultats d'essais en laboratoire 171
Annexe E – Exemple de calcul du $RMR_{anisotrope}$ 176

CHAPITRE 1 INTRODUCTION

Les classifications géologiques sont généralement utilisées afin d'assigner une valeur numérique pour définir les caractéristiques et propriétés du massif rocheux afin d'estimer le comportement de l'excavation et de permettre un design du support de terrain adéquat et sécuritaire. La force principale des classifications provient des recommandations simples, rapides et peu coûteuses qu'elles produisent, basées sur une vaste base de données de cas répertoriés. L'abondance de la littérature sur le sujet témoigne de la popularité des systèmes du "*Rock Mass Rating*" (RMR ; Bieniawski, 1973) et du "*Rock Mass Quality*" (l'indice Q ; Barton et al. 1974) en mécanique des roches. Fondées sur des principes relativement similaires, ces classifications diffèrent dans l'évaluation des paramètres attribuables à la masse rocheuse, mais restent néanmoins comparables à un certain degré (Milne, 1998). La littérature comprend plusieurs rapports et articles témoignant non seulement de la validité de ces classifications comme outil de design (Milne et al. 1998 ; Singh et Goel, 1999 ; Stille et Palmström, 2003), mais aussi sur les limites d'application de celles-ci (Kaiser et al. 1986 ; Riedmüller et Schubert, 1999 ; Palmström et Broch, 2006 ; Pells et Bertuzzi, 2007).

Plus spécifiquement à l'étude, la classification géomécanique du RMR est utilisée depuis près de 40 ans dans le domaine minier. Dès sa conception par Bieniawski en 1973, le RMR a été corrigé par l'auteur de multiples fois (Bieniawski 1974 ; 1976 ; 1979 ; 1989) pour régler des problèmes conceptuels de ce système. Le RMR est souvent la base de toute étude de caractérisation du terrain et permet une première analyse de stabilité de galerie ou chantier. Toutefois, les pondérations des différents facteurs de ce système ne tiennent pas compte de certains paramètres géotechniques comme le clivage ou la foliation du terrain pour une masse rocheuse schisteuse.

La particularité du massif rocheux schisteux découle généralement de la nature métamorphique de la roche qui exhibe une orientation préférentielle de l'alignement des minéraux composite (sous forme d'altération comme le mica, la chlorite ou séricite) formant des plans de foliation. Cette caractéristique engendre le comportement anisotrope des propriétés

mécaniques qui varient selon la direction de sollicitation de la roche (Ramamurthy, 1993). La caractéristique schisteuse du massif fait en sorte que la stabilité d'une excavation se comporte de manière anisotropique et présente des propriétés mécaniques changeantes selon l'orientation des excavations à l'égard des plans de faiblesse. Ainsi, la classification géomécanique produit une cote résultante insensible aux variations directionnelles, c'est-à-dire que pour deux orientations différentes dans le même massif rocheux schisteux (avec des conditions et caractérisations identiques) les notes devraient être différentes entre-elles afin de permettre d'effectuer une analyse de stabilité adéquate.

Le RMR présente un facteur d'ajustement pour l'orientation des joints selon l'effet sur l'excavation d'un tunnel (Bieniawski, 1973). Cependant, ce paramètre correctif semble statique en ne présentant une réduction que pour deux orientations orthogonales. De plus, celui-ci n'est valide que pour des excavations en faibles profondeurs (contrainte verticale $\leq$ 25 MPa) résultantes des travaux du secteur civil (Bieniawski, 1993). Pour le domaine minier, quelques modifications du facteur correctif pour l'orientation des plans de faiblesse sont proposées par Laubscher (1977 ; 1984), Cummings et al. (1982) et Kendorski et al. (1983). Ces facteurs ont été incorporés avec succès dans le RMR. Toutefois, l'utilité de ces paramètres reste fortement complexe et restrictive, en étant adaptée respectivement aux conditions particulières telles qu'une masse rocheuse d'amiante et pour des exploitations à grand volume (chambre foudroyée).

Dans le domaine minier, la convergence est généralement problématique lorsqu'associée aux mines en roches dures exploitant à grande profondeur et présentant des caractéristiques particulières de la masse rocheuse comme des plans de foliation (Potvin et Hadjigeorgiou, 2008 ; Mercier-Langevin et Hadjigeorgiou, 2011). D'après ces études auprès de mines canadiennes et australiennes, le comportement de la roche autour de l'excavation est très complexe, surtout pour une excavation qui est orientée parallèle au plan de foliation. Pour cette orientation, la convergence en périphérie de l'excavation est maximale. Plusieurs paramètres clés contribuent à l'influence de celle-ci, dont : (i) la réduction des résistances de la roche intacte; (ii) les contraintes in situ; (iii) influence de l'orientation (pendage et direction) de la foliation par rapport à l'excavation; (iv) l'espacement de la foliation; et (v) l'altération. Il existe quelques classifications prédictives du niveau de la convergence dans le génie civil (Singh et al. 1992; Goel et al. 1995a,

b; Hoek et Marinos 2000a, b). Toutefois pour ce secteur, la convergence se présente comme une problématique à faible profondeur reliée aux excavations en roche tendre, se caractérisant ainsi en un comportement isotrope (Hoek et Marinos, 2000a). Seulement deux classifications sont adaptées aux mines en roches dures fortement foliées : (i) le "*Categories of Squeezing Ground Based on Foliation Thickness*" introduit par Potvin et Hadjigeorgiou (2008); et (ii) le "*Hard Rock Squeezing Index*" de Mercier-Langevin et Hadjigeorgiou (2011). Même si l'influence de l'anisotropie est évaluée, celles-ci ne sont pas liées à aucune classification géomécanique empirique permettant potentiellement d'appliquer l'expérience du passé sous différentes formes d'abaques empiriques.

Les classifications géologiques empiriques sont basées sur des propriétés constantes du massif rocheux (isotrope). Pour des massifs rocheux schisteux, il a été démontré dans la littérature (entre autre par Ramamurthy, 1993) que les propriétés mécaniques sont variables selon la direction de la sollicitation de la roche. Cette nature anisotrope de la roche cause un problème pour la prédiction du comportement des chantiers (Potvin, 1988). Aucune classification classique ne tient réellement compte de la particularité anisotrope que peuvent présenter les massifs rocheux schisteux.

Le but de ce projet de maîtrise est d'apporter des modifications à la classification RMR_{76} de Bieniawski (1976) pour tenir compte de la variation de l'influence de l'orientation des plans de faiblesse à l'égard de la stabilité des excavations développée dans les unités géologiques schisteuses provenant du Projet Westwood, division IAMGOLD. La version de 1976 (représenté par l'indice du RMR) est principalement considérée afin de rester constante avec la base de données géotechnique du projet compilant plus de 9000 valeurs. Compte tenu de l'objectif visé par cette étude, certaines hypothèses émises ont été fixées à priori : (i) la foliation de la roche intacte génère une anisotropie des propriétés du massif rocheux; (ii) la convergence maximale est ressentie lorsque l'axe de l'excavation est parallèle au plan de foliation; (iii) la masse rocheuse se comporte de manière isotrope lorsque l'excavation est perpendiculaire aux plans de foliation; (iv) les éléments clefs énumérés représentent l'ensemble des paramètres contrôlant le comportement convergent; et (v) lorsque l'espacement des plans de schiste (paramètre s) atteint une épaisseur au plus de 10% de la portée de l'excavation, l'anisotropie est entièrement éliminée, et la résistance

est principalement contrôlée par la roche intacte (Bewick et Kaiser, 2009b). Ces hypothèses sont utilisées pour permettre de proposer les ajustements nécessaires au RMR_{76} afin que l'application au massif rocheux à l'aide de celle-ci soit plus adéquate. L'ensemble de données expérimentales a été obtenu suite à une campagne d'essai en laboratoire et de rétro-analyses effectuées dans deux unités géologiques hautement schisteuses du Projet Westwood. Ce projet consiste donc à adapter cette classification géomécanique empirique afin de tenir compte du comportement du schiste pour des mines en roches dures exploitées en grande profondeur. La proposition est basée sur des ajustements théoriques qui proposent d'évaluer efficacement le niveau de convergence subit par une excavation d'orientation quelconque dans un massif rocheux schisteux.

Ce premier chapitre constitue une brève mise en situation du projet de recherche. Le deuxième chapitre illustre l'ensemble de la revue de littérature qui est séparé en trois sections: les classifications géomécaniques empiriques, l'anisotropie et la convergence. Le troisième chapitre présente la caractérisation du massif rocheux schisteux du Projet Westwood et traite de la classification actuellement utilisée pour celle-ci. Le quatrième chapitre présente les résultats des essais de laboratoire effectués sur la roche foliée. Par la suite, la proposition d'une nouvelle classification RMR adaptée au comportement anisotrope est présentée au cinquième chapitre. Celui-ci est suivi d'une discussion des résultats et se termine avec le septième chapitre traitant des conclusions et recommandations vis-à-vis de la proposition apportée.

CHAPITRE 2 REVUE DE LA LITTÉRATURE

Le présent chapitre présente la revue de la littérature effectuée pour la modification de classification géotechnique pour les massifs rocheux schisteux. Trois grands sujets sont investigués : (i) les systèmes de classification des massifs rocheux; (ii) le comportement anisotrope; et (iii) la convergence induite.

2.1 Les systèmes de classification des massifs rocheux

Pour une meilleure compréhension d'un système de classification du massif rocheux, il est important de bien distinguer les termes suivants (Stille et Palmström, 2003) : *classification*, *caractérisation* et *système de classification*.

La *classification* est la tâche de grouper des éléments dans de différentes classes. Le but principal de la classification est de permettre de ressortir avec une meilleure connaissance d'une nature, d'un comportement ou d'une série de résultats (Stille et Palmström, 2003). Elle consiste à grouper des objets ou paramètres selon leurs informations et types de relations recherchées (Bieniawski, 1984). La classification essaye donc d'augmenter les connaissances d'après des observations ou mesures déjà établies. Elle doit donc être exhaustive et mutuellement exclusive (Stille et Palmström, 2003), c'est-à-dire qu'un paramètre relatif ne peut qu'appartenir à un seul groupe ou classe.

Deuxièmement, le mot *caractériser* désigne l'acte de décrire ou de mesurer une condition particulière, comme une substance ou un matériel, dans le but de ressortir un paramètre quantitative ou qualitative (Stille et Palmström, 2003). Par la suite, cette opération leur attribue des une valeur ou une cote selon la structure, composition et propriétés du massif rocheux déterminé par la *classification*. Dans le domaine de la mécanique des roches, l'acte de *caractérisation du massif rocheux* consiste à décrire ou quantifier des paramètres ou des caractéristiques influençant le comportement de la masse rocheuse (Stille et Palmström, 2003). Généralement, ce terme évalue les propriétés inhérentes de la masse rocheuse tout en omettant les

paramètres environnementaux de design (Milne, 2007). La sommation des valeurs de classification de ces propriétés constitue en *classification de la masse rocheuse* (Stille et Palmström, 2003).

Troisièmement, le terme *système de classification* désigne tous groupes particuliers d'outils de conception empiriques permettant d'évaluer entre autres le design du support de terrain et la stabilité de l'excavation pour de conditions locales de l'excavation dans la masse rocheuse (Stille et Palmström, 2003). Le système de design empirique résulte ainsi de l'ajustement de la classification de la masse rocheuse par des paramètres de design local (e.g. contrainte in situ, l'orientation des joints, géométrie du tunnel) ressortant d'observations sur le terrain ou à partir d'analyses numériques (Palmström et al. 2001). Le terme *système de classification* est donc utilisé uniquement lors de l'utilisation pratique d'une classification (qui peut varier entre les systèmes en fonction des paramètres géologiques utilisés) pour résoudre les différents aspects d'ingénierie de la roche dans le processus de design d'excavation. Les systèmes de design empiriques sont encore fortement populaires dans le domaine de la mécanique des roches dû à leur simplicité d'application, faible coût engendré, rapidité d'application et permettant aussi la comparaison entre sites.

Il existe plusieurs autres avantages de l'utilisation d'une classification géomécanique pour quantifier le massif rocheux. Singh et Goel (1999) énumèrent les bénéfices suivants :

- Produit une meilleure communication entre la géologie, l'ingénierie et la production;
- Les expériences, les observations et le jugement de l'ingénieur sont corrélés plus efficacement par un système de classification quantifiable;
- Les ingénieurs préfèrent des chiffres au lieu de description pour l'évaluation du massif rocheux; et
- Les classifications permettent de mieux organiser les connaissances.

En tant qu'outil pour le domaine minier, un système de classification est un outil de design permettant de consulter plusieurs recommandations empiriques (provenant d'étude de cas du passé) par rapport au design de travaux d'excavation, mentionnons (Hoek et Brown, 1980) : (i) la portée maximale de l'excavation; (ii) le patron de sautage; (iii) le temps de soutien sans

soutènement; (iv) le patron et type de support; (v) l'estimation des propriétés du massif rocheux; et (vi) du niveau de la dilution des chantiers.

Pour remplir son rôle comme outil de design, une classification doit présenter des caractéristiques bien spécifiques, particulièrement (Gill et Aubertin, 1990) :

- Être simple d'applicable et reproductible;
- Présenter et définir les termes d'une manière claire, précise et reconnue;
- Incorporer les paramètres significatifs de la masse rocheuse;
- Permettre une évaluation quantitative des divers paramètres, par des essais simples et peu dispendieux sur le site;
- Contenir un système de pointage adéquat permettant de considérer chacun des paramètres selon son importance relative; et
- Fournir les données comptabilisées, en valeurs qualitatives et quantitatives à l'ingénieur.

Depuis un siècle, différents chercheurs ont essayé de caractériser la roche afin d'extrapoler des relations empiriques pour le design sécuritaire des excavations. Des chercheurs comme Ritter, Terzaghi, Lauffer et plusieurs autres sont les parrains de la mécanique des roches. Ritter (1879) est le premier auteur à essayer de formuler une approche empirique pour le design de tunnel, particulièrement en ce qui traite au support de terrain. Par la suite, le système de classification de Terzaghi (1946) a vu un succès instantanément aux États-Unis durant plus de 25 ans après sa publication. Ce système est le premier à avoir réellement réussi à traduire les caractéristiques géologiques du massif rocheux en définitions propres, claires et concises. Subséquemment, la classification de Lauffer (1958) fut une acquisition supplémentaire dans le domaine de l'excavation. La particularité de ce système est que Lauffer a réussi à développer de nouveaux concepts, dont la portée active rocheuse autoportante et le temps de soutien correspondant.

Ces systèmes de classification ont été développés à une époque où la plupart des ouvrages d'excavation sont réalisés par technique d'essai-erreur. De nos jours, l'utilité de ces systèmes n'est plus recommandée et des précautions doivent être appliquées lorsque ces documents sont consultés, car ces systèmes sont développés pour des conditions d'utilisation particulière ou bien

calibrés d'après un nombre très limité d'études de cas documentés. Actuellement, il existe plusieurs systèmes de classification modernes dans la littérature. Le Tableau 2.1 énumère ceux-ci, ainsi que les systèmes plus anciens.

Tableau 2.1: Systèmes de classification du massif rocheux (tiré de Bieniawski, 1993 ; Palmström, 1995)

Système de classification	Référence	Pays d'origine	Applications
Rock Loads	Terzaghi, 1946	É.-U.A.	Tunnels avec support en acier
Stand-up time	Lauffer, 1958	Autriche	Tunnels
New Austrian tunnelling method (NATM)	Rabcewicz, 1964/1965, 1975	Autriche	Tunnels
Rock Quality Designation	Deere, 1968	É.-U.A.	Carottes de forage, tunnels
Rock Strength Rating (RSR)	Wickham et al. 1972	É.-U.A.	Tunnels
Rock Mass Rating (RMR)	Bieniawski, 1973, 1974, 1976, 1979	Afrique du Sud	Tunnels, mines, SLOPES, fondations
	Bieniawski, 1989	É.-U.A.	
Extensions du système RMR	Laubscher 1977 ; 1984	Afrique du Sud	Mines
	Ghose and Raju, 1981	Inde	Mines de charbon
	Kendorski et al. 1983	É.-U.A.	Mines en roche dure
	Serafim and Pereira, 1983	Portugal	Fondations
	Gonzales de Vallejo, 1983	Espagne	Tunnels
	Unal, 1983	É.-U.A.	Support du toit/charbon
	Romana, 1985	Espagne	Stabilité des pentes
	Newman et Bieniawski, 1985	É.-U.A.	Mines de charbon
Rock Mass Quality	Barton et al. 1974	Norvège	Tunnels, chambres
Strength-Size	Franklin, 1975	Canada	Tunnels
Basic geotechnical description	ISRM, 1981a	-	Communication générale
Ramamurthy & Aurora Classification (RAC)	Ramamurthy et Aurora, 1993	Inde	Roche intacte
Geological strength index (GSI)	Hoek et al. 1995	Canada	Mines
Rock Mass Number (N)	Goel et al. 1996	Inde	Meilleure corrélation entre systèmes RMR - Q
Rock mass index system (RMi)	Palmström, 1995	Norvège	Tunnels, TBM, mines

Les systèmes le plus utilisés sont sans doute le "*Rock Quality Designation*" (RQD), "*Rock Mass Rating*" (RMR) et "*Rock Mass Quality*" (système Q). Fondés sur des philosophies différentes, ces systèmes caractérisent la masse rocheuse de manière distincte l'une de l'autre. Essentiellement, ils caractérisent différents paramètres reliés au comportent mécanique du massif rocheux. Avant l'utilisation d'un système de classification particulier, il est primordial de bien saisir les subtilités que présente chacun afin d'assurer la compatibilité avec le massif rocheux étudié.

2.1.1 RQD (*Rock Quality Designation*)

Deere (1964) propose un paramètre évaluant la qualité du roc de la masse rocheuse selon un index intitulé RQD (Rock Quality Designation). Obtenu à partir de carotte de forage géologique, cet indice représente l'évaluation du pourcentage des carottes récupérées sur une longueur de course précise. Basée sur un procédé qualitatif, seule la somme des longueurs de morceaux de plus de 10 cm (4 pouces) est conservée et cette somme est divisée par la longueur de course de la carotte de forage. Ce paramètre est défini comme suit :

$$RDQ_{(\%)} = \frac{\sum Longueurs\ de\ pièces\ \geq 100mm}{Longueur\ totale\ de\ la\ course} \times 100 \qquad (2.1)$$

Initialement, la longueur de course pour évaluer l'indice RQD présentait une ambigüité supplémentaire. Lors de la commission sur la standardisation de test de laboratoire et sur le terrain (ISRM, 1981b), une première recommandation est apparue : tout calcul du RQD doit être réalisé selon différentes longueurs de course de carotte de forage afin de séparer les différents plans de sédimentations, zones de faiblesse, des structures locales, etc. Cette méthode permet de produire une meilleure représentation des emplacements et dimensions de zones locales en éliminant la symétrie qui peut se créer lors de l'application d'une même longueur de course. Selon Deere et Deere (1988), afin de déterminer correctement l'indice RQD, une longueur totale de course d'au plus de 1,5 m doit être utilisée. Cette recommandation est basée sur des observations sur le terrain où la longueur de forage réel effectué est emboitée selon cette longueur.

Originellement conçu pour des carottes de forages géologiques de diamètre NX, la société internationale de mécanique des roches (ISRM) révise un diamètre de carotte de diamètre d'au moins NX (Ø 54,7 mm) acceptable seulement pour des forages avec un équipement de forage à double-paroi. Cette restriction sur le diamètre de carotte provient du fait que l'indice vise à décrire l'état de fracturation du massif rocheux, donc seules les fractures naturelles doivent être considérées dans l'évaluation. Une grande attention doit être portée lors de l'évaluation de celui-ci afin d'exclure les brisures mécaniques induites par le forage. Deere et Deere (1988) affirment que l'indice fonctionne adéquatement pour différentes techniques de forage ou différentes grandeurs de diamètre de forage, à moins que cette technique de forage cause une perte considérable du taux de récupération de la carotte ou cause des brisures mécaniques excessives.

Outre que les recommandations sur la quantité de support, Deere et al. (1967) affirment que le RQD s'avère utile pour déterminer le facteur de réduction du module de déformation de la roche intacte à la masse rocheuse.

La relation entre la valeur du RQD et la qualité du massif peut être établie selon la proposition de Deere (1968) et elle est présentée au Tableau 2.2 ci-dessous.

Tableau 2.2 : Corrélation entre l'indice RQD et la qualité du massif rocheux (tiré de Deere, 1968)

RQD (%)	Qualité du massif rocheux
<25	Très pauvre
25 - 50	Pauvre
50 - 75	Moyenne
75 - 90	Bonne
90 - 100	Excellente

Il existe aussi des méthodes alternatives pour estimer l'indice RQD autre que par l'utilisation de carottes de forage géologique. Priest et Hudson (1976) ont établi une relation entre l'espacement des joints (λ [joints/mètre]) déterminé à partir de mesure de surface du massif rocheux exposé et de l'indice RQD :

$$RQD = 100e^{-0,1\lambda}(0,1\lambda + 1) \tag{2.2}$$

Lorsqu'aucun forage géologique n'est disponible, cette corrélation s'avère très utile (Edelbro, 2003).

La méthode suivante est proposée pour un massif rocheux sans remplissage d'argile. Proposé par Palmström (1982), l'indice RQD peut être indirectement déterminé par le nombre de joints/discontinuités par unité de volume pour définir la *somme volumétrique des joints* (J_v) caractérisant la surface du massif rocheux :

$$RQD = 115 - 3,3J_v \tag{2.3}$$

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

Le système de classification RQD se base sur des forages géologiques standard et sa plus grande force retombe sur sa simplicité, la vitesse d'acquisition et aussi qu'il est peu coûteux. Le RQD doit être interprété comme un indice de qualité du massif lorsque la roche présente des caractéristiques problématiques comme un haut degré de détérioration et se présente par un comportement ductile, une zone de cisaillement ou un massif fracturé (Deere et Deere, 1988). Ceci signifie que l'indice RQD est seulement capable d'évaluer la partie intacte du massif rocheux.

2.1.1.1 Limites du système RQD

La simplicité du système RQD a non seulement promu son utilisation importante comme outil, mais aussi l'apport de plusieurs critiques. Voici une série de limites trouvées dans la littérature :

- Le RQD peut donner des résultats différents en fonction de l'orientation du trou de forage géologique par rapport au massif rocheux. La mesure des espacements des joints est ainsi sensible à la direction, ce qui ne permet pas d'évaluer les conditions d'espacement des discontinuités hautement anisotrope (Palmström et al. 2001). Lorsqu'une orientation du

RQD est différente de celle d'une excavation, Hoek et al. (2000) préfèrent l'utilité de la somme volumétrique de joints directement sur le massif exposé afin de diminuer ce biais;

- Le RQD est insensible à l'effet d'échelle de ses excavations. Pour un certain indice RQD déterminé, il est impossible d'appliquer ce même paramètre de design pour un tunnel de petite dimension que pour une grande excavation souterraine. Douglas et Mostyn (1999) mentionnent l'improbabilité que toutes les discontinuités présentent dans les forages géotechniques seront problématiques pour la stabilité du massif rocheux;
- Le système RQD fait défaut lorsque l'espacement des joints ou fractures du massif est d'environ 100 mm. Ainsi, sur une longueur de course de 1000 mm il y a seulement des espacements de fractures naturelles de 110 mm pour un indice final de 100 %. Par contre, si l'espacement constant enregistré est de 90mm le nouvel indice RQD est de 0 %. En plus, Milne et al. (1991) ressortent la sensibilité du système en démontrant que pour un indice de RQD de 100 % le massif rocheux peut avoir des caractéristiques différentes, c'est-à-dire 3 familles de joints espacées de 0,4 m ou 1 famille de joints avec un espacement de plusieurs mètres; et
- La résistance du RQD est directement affectée par la résistance de la roche intacte et de la grosseur du diamètre des carottes (i.e. l'effet d'échelle). Lorsqu'effectuée sur une carotte de forage, cette classification est en outre limitée par la qualité du forage (Bieniawski, 1989).

Il existe dans la littérature de nombreux articles supplémentaires (e.g. Bieniawski 1974, 1984 ; Merritt, 1972 ; Palmström, 2005 ; L. Li et al. 2009) critiquant la représentation soit le calcul ou l'utilité de l'indice RQD.

Pour ces raisons, il est reconnu que le RQD est inapte à interpréter la complexité inhérente du massif rocheux et ne peut constituer adéquatement un outil exclusif de système de classification des roches. Néanmoins, le système RQD est utilisé dans d'autres classifications en tant que paramètre principalement en raison de sa force descriptive du système de discontinuités du massif.

2.1.2 Système du NGI (*Rock Mass Quality*)

Barton et al. (1974) ont introduit le système Q, un indice permettant de décrire la qualité de la masse rocheuse pour l'excavation de tunnels. Le système de classification se nomme *Rock Mass Quality* ou *Tunnelling Quality Index* (système Q) ou tout simplement système du *NGI* en hommage de l'Institution Géotechnique Norvégienne.

Ayant analysé plus de 200 études de cas d'excavations souterraines suédoise et norvégienne, dont plus de 90 sont constituées par Cecil (1970), les auteurs ont proposé des recommandations en vue des besoins en support de terrain. À partir de leurs analyses, ils ont pu déterminer que 180 cas étaient des excavations ayant requis un support permanent alors que 32 cas ne nécessitaient aucun support. La largeur des excavations non supportée varie de 1,2 m (tunnel pilote) jusqu'à 100 m (centrale hydroélectrique). Pour l'ensemble des excavations étudiées, la profondeur varie de 5 à 2500 m dont la plupart est située entre 50 et 250 m. Aucune modification majeure n'a été apportée au système Q depuis sa publication. Seul le facteur de réduction pour les contraintes (SRF) fut modifié par Grimstand and Barton (1993). Quelques nouvelles corrélations des valeurs Q et des notes supplémentaires visant la clarification des paramètres existants ont été présentées par Barton (2002).

Le système Q juge important d'évaluer, en tant que paramètres de classification, six caractéristiques particulières du massif rocheux, soit:

- Indice RQD (Deere, 1964);
- Nombre de familles de joints (J_N);
- Indice de rugosité des joints (J_R), celle du plus faible plan de fissuration;
- Indice de l'altération des joints (J_A), caractéristiques de ce dont les fissures sont remplies;
- Facteur de réduction pour la présence d'eau (J_W); et
- Facteur de réduction pour les contraintes in situ (SRF).

La valeur des différents paramètres de cette classification, ainsi que des notes explicatives supplémentaires permettant d'évaluer ceux-ci plus adéquatement, sont donnés au Tableau 2.3.

Tableau 2.3 : Paramètres de la classification du système Q (d'après Barton et al. 1974)

Nombre de famille de diaclases	***Jn***	
Massif, peu ou pas de diaclases	0,5-1	
Une famille de diaclases	2	
Une famille et diaclases aléatoires	3	
Deux familles de diaclases	4	
Deux familles et diaclases aléatoires	6	
Trois familles de diaclases	9	1. Pour une intersection, utilisez 3 x J_n
Trois familles et diaclases aléatoires	12	
Quatre familles et plus, diaclases aléatoires très nombreuses	15	2. Pour un portail, utilisez 2 x J_n
Roche concassée, semblable à un sol	20	

Rugosité des diaclases	***Jr***	
parois en contact		
Diaclases discontinues	4	
Rugueuses, irrégulières, ondulées	3	
Lisses, ondulées	2	
Très lisses, ondulées	1,5	1. Ajoutez 1,0 si l'espacement moyen de la famille dominante > 3m
Rugueuses ou irrégulières, planaires	1,5	
Lisses, planaires	1	
Très lisses, planaires	0,5	
parois séparées lorsque cisaillé		***Jr***
Zones avec remplissage de minéraux argileux assez épais pour empêcher le contact des parois		1
Zones sableuses, de gravier ou concassée assez épaisse pour empêcher le contact des parois		1

Altération des diaclases					
parois en contact	***Ja***	*parois en contact lorsque cisaillées*	***Ja***	*parois séparées lorsque cisaillées*	***Ja***
Dure, élastique, remplissage imperméable	0,75	Particules sableuses, sans argile	4	Zones de roche concassée	6
Non altérées, salissage de surface seulement	1	Minéraux argileux, sur-consolidés, épaisseur < 5 mm	6	Roche et argile	8-12
Légèrement altérées, minéraux non déformables, particules sableuses etc.	2	Minéraux argileux, moyennement sur-consolidés, épaisseur < 5 mm	8	Zones silteuses, sableuses, avec une faible fraction d'argile	5
Remplissage silteux, sableux, avec une faible fraction d'argile	3	Remplissage argileux gonflant, épaisseur < 5 mm	8-12	Zones ou bandes épaisses d'argile	10-13
Matériaux déformables, i.e kaolinite, mica etc. épaisseur < 1-2 mm	4				

Tableau 2.4 : Paramètres de la classification du système Q (d'après Barton et al. 1974) (suite)

Infiltration d'eau	***Jw***	Pression d'eau (kgf/cm^2)
Sec ou infiltration mineure < 5 l/m	1	< 1,0
Infiltration moyenne, lessivage occasionnel	0,66	1,0-2,5
Infiltration importante, roc compétant sans remplissage	0,5	2,5-10
Infiltration importante	0,33	2,5-10
Infiltration exceptionnellement importante après sautage, réduction dans le temps	0,2-0,1	> 10
Infiltration exceptionnellement importante	0,1-0,05	> 10

Facteur de réduction de contrainte					
Zone de faiblesse interceptant l'excavation	***SRF***	*Roc compétant, problèmes de contraintes élevées*	$\sigma c/\sigma 1$	$\sigma t/\sigma 1$	***SRF***
Occurrences multiples de la zone, remplissage argileux, massif désenchevêtré	10	Faibles contraintes, près de la surface	> 200	> 13	2.5
Zone unique, profondeur de l'exc. < 50 m	5	Contraintes moyennes	10-200	0,66-13	1
Zone unique, profondeur de l'exc. > 50 m	2,5	Contraintes élevées	5-10	0,33-0,66	0.5-2
Zones multiples dans du roc compétant, sans argile	7,5	Coups de terrain faibles	< 2,5	< 0,16	10-20
Zone unique dans du roc compétant, sans argile, profondeur < 50 m	5				
Zone unique dans du roc compétant, sans argile, profondeur > 50 m	2,5				
Diaclases ouvertes, massif très fracturé	5				
Roc comprimé, déformations plastiques, contraintes élevées		*Roche gonflante*			
Pression de compression relativement faible	5-10	Pression de gonflement faible			5-10
Pression de compression élevée	10-20	Pression de gonflement élevée			10-15

Le calcul de la cote Q se fait comme suit et varie sur une échelle logarithmique de 0,001 à 1000 (Barton et al. 1974) :

$$Q = \left[\frac{RQD}{J_N}\right] \cdot \left[\frac{J_R}{J_A}\right] \cdot \left[\frac{J_W}{SRF}\right] \tag{2.4}$$

Les trois quotients de la formule représentent des caractéristiques particulières du massif rocheux, l'interprétation est la suivante :

- RQD/J_N représente la structure globale du massif, ce qui constitue une mesure approximative de la taille des blocs rocheux (éléments dissemblables);
- J_R/J_A représente la résistance au cisaillement des discontinuités (les plus défavorables ou argileuses) séparant les blocs rocheux; et
- J_W/SRF consiste le paramètre de réduction due à la présence d'eau J_W qui a un effet néfaste sur la résistance au cisaillement et indirectement quant à l'évaluation de l'état général des contraintes SRF. Ce dernier paramètre mesure la réduction de contrainte lors d'excavation rocheuse dans une zone présentant un niveau de cisaillement élevé ou lors de présence d'argile, des contraintes élevées dans la roche compétente, des pressions de convergence ou de gonflement dans des roches de faible résistance (plastique ou ductile). Le quotient résultant est un paramètre empirique complexe décrivant l'état des contraintes actives. Pour le domaine minier, ce quotient est souvent mis comme unitaire et le système de classification est désigné par Q'.

Outre que les recommandations sur le besoin de support de terrain, la cote Q permet d'évaluer qualitativement la masse rocheuse selon neuf catégories de qualité pour la construction de tunnels. Le Tableau 2.5 présente cette qualification :

Tableau 2.5 : Évaluation de la cote Q et de la qualité du massif (d'après Barton et al. 1974)

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

Tel que suggéré par Coates (1964), la dimension et la fonction de l'excavation doivent rester indépendantes de l'interprétation des paramètres pertinents à la caractéristique du massif rocheux dans un système de classification empirique. Cette condition est respectée dans le système Q. Par contre, des paramètres de design sont utilisés lors de l'évaluation du type de support de terrain. Le guide de support de terrain du NGI englobe différentes combinaisons de béton projeté, de boulonnages et d'arcs en béton coulé accompagné de l'indicateur de la distance et de la longueur appropriée entre les boulons, et l'épaisseur à respecter pour les travaux en béton projeté ou coulé.

Outre les recommandations en besoin du support, Barton établit quelques corrélations pour l'indice Q. Bandis et al. (1983) suggèrent des relations pour déterminer les modules de déformation (minimale, moyen et maximale), en GPa, d'une masse rocheuse et l'indice Q :

$$E_{\min} = 10 \log Q \tag{2.5}$$

$$E_{moy} = 25 \log Q \tag{2.6}$$

$$E_{max} = 40 \log Q \tag{2.7}$$

Barton (2002) formule une relation entre la cote Q et la compression uniaxiale de la roche intacte (σ_c) permettant d'estimer la résistance en compression du massif (σ_{cm}), en MPa :

$$\sigma_{cm} = 5\rho Q_c^{1/3} \tag{2.8}$$

où ρ est la densité de la roche en t/m^3 et Q_c est la valeur normalisé.

La formule révisée pour un massif de nature anisotrope est la suivante :

$$Q_c = Q_o \cdot \frac{\sigma_c}{100} \tag{2.9}$$

où Q_o est basé sur RQD_o dans l'acquisition de l'indice original où le RQD_o représente une valeur du RDQ dans l'orientation de l'excavation et σ_c (de la roche intacte) est exprimé en MPa.

2.1.2.1 Limitations du système Q

L'utilisation de l'indice Q est spécifiquement développée pour des tunnels et des excavations en forme de voute, principalement pour le domaine du génie civil. En conséquence, il se présente quelques limitations lors de l'application à un massif rocheux dévoilant un comportement mécanique anisotrope. La classification du NGI :

- Ignore les paramètres d'orientation des excavations. Pour justifier, Barton et al. (1974) affirment :

> « Undoubtedly, there are several other parameters which could be added to improve the accuracy of the classification system. One of these would be the joint orientation. Although many case records include the necessary information on structural orientation in relation to excavation axis, it was not found to be the important general parameter that might be expected. The parameters J_N, J_R and J_A appear to play a more important role than orientation, because the number of joint sets determines the degree of freedom for block movement (if any), and the frictional and dilatational characteristics can vary more than the down-dip gravitational component of unfavourably oriented joints. If joint orientation had been included, the classification would have been less general and its essential simplicity lost. »

Par la suite, les auteurs complètent leur avis en affirmant (Barton et al. 1975) :

> « Part of the reason for this may be that the orientations of many types of excavations can be, and normally are, adjusted to avoid the maximum effect of unfavourably oriented major joints. However, this choice is not available in the case of tunnels (civil or mining based), and more than half the case records were in this category. »

- Lors de l'évaluation du J_N, seul ce paramètre exprime l'impact du comportement de la foliation, schistosité, sédimentation ou du clivage sur l'excavation. Une caractéristique attribuable à des massifs anisotropes. Ainsi, ce paramètre ne varie pas selon l'orientation de l'excavation par rapport à la foliation. Toutefois, l'orientation de cette caractéristique peut jouer un rôle important par rapport au comportement de la masse rocheuse;

- Étant donné que la cote Q a été développée presque exclusivement avec moins de 3 séries de discontinuité, l'indice Q semble diminuer la compétence de la roche quand le massif présente 4 discontinuités espacées (Milne et al. 1998). Ces derniers déconseillent donc d'utiliser la cartographie géologique pour risque de compter plusieurs familles de discontinuités;
- Lors du développement du système, seulement neuf études de cas ont des conditions de terrain problématique (*gonflement ou convergence*). Une conséquence indirecte souvent attribuable au massif rocheux anisotrope. Le système est jugé moins conservateur lors de l'application des recommandations en support final pour ce type de roc tel que démontré par Pells et Bertuzzi (2007);
- L'indice Q ignore la résistance mécanique anisotrope lorsqu'appliqué au domaine minier. Étant donné que le quotient d'états de contraintes actives varie avec la profondeur du projet minier, il est jugé acceptable de le fixer comme constante afin d'évaluer les paramètres géologiques exclusivement dépendants au massif rocheux. Cette méthode permet de standardiser l'évaluation pour les conditions d'une même roche à de différentes profondeurs et orientations (Milne et al. 1998). Une procédure adéquate pour massif rocheux isotrope;
- Autre que les recommandations sur le type de support de terrain, une grande incertitude et susceptibilité en ce qui a trait des équations basées sur l'indice Q proposant d'estimer des propriétés du massif rocheux existe (Milne et Hadjigeorgiou, 2000 ; Palmström et Broch, 2006; Palmström et Stille, 2007); et
- Étant donné que le system du NGI est développé plus particulièrement pour l'instabilité par chute de blocs, l'efficacité du système n'est pas fiable pour une zone de faiblesse présentant un comportement convergent et/ou gonflant (Palmström et Stille, 2007).

L'utilisateur de la cote Q doit être conscient que la recommandation de ce système en besoin de soutènement provient de l'étude de cas d'excavation en terre scandinave, un massif qui présente généralement d'excellentes propriétés mécaniques. La classification du NGI considère un nombre de paramètres géologique rarement connu dans la phase de préfaisabilité d'un projet. Toutefois, le système Q reste simple d'application, c'est-à-dire une fois que l'usager est pleinement familiarisé avec la subtilité des principes (Pells, 1975), et procède à une

caractérisation des paramètres géologiques sophistiqués offrant moins de place à la subjectivité et ce système est relativement sensible aux variations mineures des propriétés du roc. Selon les expériences, le système du NGI est optimale pour des conditions de terrain propice à l'instabilité par gravité, e.g. chute par bloc (Stille et Palmström, 2003 ; Palmström et Broch, 2006 ; Palmström et Stille, 2007). Cette constatation peut être renforcée par le fait que le système Q ne présente aucun paramètre décrivant la résistance mécanique de la roche dans la caractérisation de la masse rocheuse, suscitant une grande importance sur l'instabilité sur les joints.

2.1.3 RMR (*Rock Mass Rating*)

Publié par la CSIR (*South African Council of Scientific and Industrial Research*), Bieniawski (1973) présente une classification générale du terrain rocheux quantifié sur 100 points. La *Classification Géomécanique* ou *Rock Mass Rating* (RMR) est basée sur l'expérience professionnelle de l'auteur dans des tunnels de faible profondeur pour des massifs sédimentaires. Initialement, environ 49 études de cas inédites ont été impliquées dans le processus de création du RMR. En raison de sa simplicité, l'indice RMR est un outil de design pour la nécessité de soutènement en galerie et en chantier, et l'évaluation du temps maximal de tenue sans soutènement. Il est aussi un paramètre de base d'extrapolation des propriétés mécaniques de laboratoire, roche intacte, au massif rocheux. Depuis sa publication, le RMR a été modifié par Bieniawski en 1974, 1976, 1979 et dernièrement en 1989. Il est ainsi important de spécifier par un indice la version du RMR utilisé. Les versions les plus référées étant celle de 1976 et 1989.

Bieniawski (1974) présente la première modification qui est un réarrangement des paramètres de la classification. Ainsi le système passe de 8 à 6 paramètres en plus de subir une calibration des notes attribuables. Bieniawski (1976) effectue des modifications par rapport au design de support de terrain, réduit le nombre de classes de roche à 5 groupes dominants de 20 points chacun et introduit le concept de rugosité. Lors de chaque modification, il y a eu une redistribution des valeurs pour les différents paramètres. Pour cette raison, l'utilisateur du système doit mentionner quelle version est utilisée afin de bien classifier le terrain. Bieniawski

(1979) réajuste pour la dernière fois la valeur du coefficient pour l'eau, la condition et l'espacement de joints.

Lors de la dernière modification du RMR (Bieniawski, 1989), l'auteur a joint des directives de sélection du patron du support de terrain pour une combinaison de boulons mécanique, béton projeté et arche d'acier selon la qualité du massif rocheux. Ces directives sont basées pour une excavation de 10 m de largeur de type standard de fer à cheval selon des méthodes d'excavation standardisées de forage - sautage dans un massif rocheux de faibles contraintes verticales inférieures à 25 MPa (≈1000 m pour une roche de densité standard). Dans le domaine minier, plusieurs facteurs influencent ces directives de support de terrain dont la forme, la grandeur, profondeur de l'excavation ainsi que la technique utilisée. Beaucoup de précautions doivent être apportées lors de l'application du RMR pour le design de support dans le domaine minier.

Actuellement, la version la plus récente incorpore plus de 356 études de cas englobant plusieurs applications de différents domaines comme des tunnels, design de fondations et excavations de cavernes en roc massif pour le génie civil, ainsi que quelques exemples d'exploitations à ciel ouvert et en souterrain à de grandes profondeurs pour le domaine minier. L'auteur réussit à incorporer des graphiques continus de type "paramètre — cote" afin d'augmenter la sensibilité des paramètres quantifiables comme la résistance mécanique, le RDQ et l'espacement des discontinuités.

Ce mémoire de maîtrise porte une attention particulière sur la version 1976 du RMR. La version 1976 du système RMR est conservée pour le reste de l'analyse. Cette version est choisie simplement du fait que tous les changements apportés pour améliorer ce système n'ont généralement affecté que le poids des coefficients des différents paramètres géologiques. Les relations empiriques, basées sur les études de cas initiales, sont restées quasi inchangées. Donc, utiliser une version plus récente, d'après une nouvelle pondération des coefficients, pourra produire de multiples confusions et de graves erreurs de design empirique (Milne et Hadjigeorgiou, 2000).

2.1.3.1 RMR$_{76}$

En reprenant la version 1976 du système de classification, l'utilisation du RMR se repose sur la simplicité à déterminer les différents paramètres suivants et leurs pondérations sont détaillées au Tableau 2.6 :

- A1 : Résistance en compression uniaxiale de la roche intacte;
- A2 : *Rock Quality Index* (RQD);
- A3 : Espacement des diaclases;
- A4 : Condition des joints;
- A5 : L'état d'infiltration d'eau souterraine; et
- A6 : Orientation des discontinuités.

Tableau 2.6 : Paramètres et pondérations de la classification géomécanique RMR$_{76}$ (d'après Bieniawski, 1976)

A1 :	Résistance de la roche intacte, σ_c (MPa)	> 200	100 - 200	50 - 100	25 - 50	10 - 25	3 - 10	1 - 3
Cote		**15**	**12**	**7**	**4**	**2**	**1**	**0**
A2 :	RQD (%)	90 - 100	75 - 90	50 - 75	25 - 50	< 25		
Cote		**20**	**17**	**13**	**8**	**3**		
A3 :	Espacement des diaclases (m)	> 3	1 - 3	0,3 - 1	0,05 – 0,3	< 0,05		
Cote		**30**	**25**	**20**	**10**	**5**		
A4 :	Condition des joints	Aucune altération	Faible	Moyenne	Élevé	Extrême		
Cote		**25**	**20**	**12**	**6**	**0**		
A5 : Infiltration d'eau	débit/10 m de longueur de tunnel	aucun		< 25 l/min	25-125 l/min	> 125 l/min		
	ou Pression d'eau / Contrainte principale	0		0,0 – 0,2	0,2 – 0,5	> 0,5		
	ou conditions générales	sec		mouillé	suintement	écoulement		
Cote		**10**		**7**	**4**	**0**		

Par la suite, la formule générale du RMR$_{76}$ de base est la sommation de paramètres évalués, le plus souvent pour une condition sèche du terrain :

$$RMR_{\ de\ base} = A1 + A2 + A3 + A4 + A5 \tag{2.10}$$

Cette formulation se base sur la sommation des divers paramètres afin de produire une cote finale du $RMR_{de\ base}$ comprise entre 8 et 100 points. Chacun des paramètres se voit attribuer une note qui varie selon la description (coefficient). Au fur et à mesure que l'expérience sur le terrain s'est accumulée, l'auteur a modifié la distribution des cotes de différents paramètres en conséquence ainsi que la distribution selon les coefficients.

Inspiré par un des paramètres dans la classification "*Rock Structure Rating*" (RSR) de Wickham et al. (1972), Bieniawski suggère un paramètre de réduction tenant compte de l'orientation du tunnel par rapport à l'indication du pendage. Le paramètre A6 est négatif afin de réduire la qualité du massif rocheux. La classification doit tenir compte de l'influence de conditions externes applicables à l'ingénierie :

$$RMR = RMR_{\ de\ base} + A6 \tag{2.11}$$

Cette nouvelle cote dégradée se qualifie de *RMR ou de* "*RMR de design*". Initialement produit pour la construction d'un tunnel et une fondation, Bieniawski (1973) définit le paramètre de l'ajustement pour l'orientation des joints par une évaluation qualitative (e.g. très favorable ou très défavorable). Celle-ci est reliée à une cote positive faisant partie des paramètres de base du RMR. Lors de modification subséquente, Bieniawski (1976) ajoute l'influence du pendage de la famille de joints, ainsi que l'orientation du tunnel par rapport à celle-ci, et il modifie la pondération de l'ajustement des orientations en tant que cote réductrice du RMR de base. Le Tableau 2.7 illustre l'ajustement pour l'orientation des joints ainsi que l'effet assujetti sur l'excavation d'un tunnel.

Tableau 2.7 : Ajustement pour l'orientation des joints selon l'effet sur l'excavation d'un tunnel (tiré de Bieniawski 1976)

Indicateur de pendage d'orientation des joints		Très Favorable	Favorable	Moyen	Défavorable	Très Défavorable
Cote	**Tunnel**	**0**	**-2**	**-5**	**-10**	**-12**
Direction perpendiculaire à l'axe du tunnel				Direction parallèle à l'axe du tunnel		**P : 0° - 20°**
Forage suivant pendage (P)		Forage contre pendage (P)				
P : 45° - 90°	**P : 20° - 45°**	**P : 45° - 90°**	**P : 20° - 45°**	**P : 45° - 90°**	**P : 20° - 45°**	
Très Favorable	Favorable	Moyen	Défavorable	Très Défavorable	Moyen	Défavorable

Ce tableau est raisonnablement intuitif : (i) l'usager doit premièrement identifier la famille de joints la plus défavorable et son pendage (P); (ii) par la suite il doit déterminer la direction de l'axe d'excavation à l'égard de celle-ci; (iii) il attribue une note qualitative pour la famille de joints; et (iv) finalement, il doit l'associer à la cote de réduction du RMR de base. D'après cet ajustement, seulement deux orientations peuvent être évaluées dont la direction du pendage est perpendiculaire ou parallèle à l'axe du tunnel, et ceci pour deux intervalles de pendage (P = 20° – 45°; 45° – 90°). Bieniawski (1976) juge que le pendage d'intervalle de 0° – 20° est indépendant de l'orientation de l'excavation et représente une réduction du RMR de base de 10 points.

D'après cet ajustement proposé, la pondération du paramètre A6 est de nature statique, c'est-à-dire qu'aucun aménagement n'est fait pour la profondeur, et aucun ajustement n'est fait pour les orientations intermédiaires. Ce paramètre traite sur la stabilité d'une excavation plutôt que du comportement anisotrope de la masse rocheuse. Néanmoins, cet ajustement des discontinuités est considéré comme adéquat pour le domaine civil (Bieniawski, 1989). Pour le domaine minier, aucune étude n'est disponible dans la littérature vis-à-vis de la validité de ce paramètre pour les mines en profondeur. Laubscher (1977; 1984), Cummings et al. (1982) et Kendorski et al. (1983) ont toutefois tenté de modifier le paramètre directionnel du RMR pour les mines. Ceci sera discuté subséquemment.

Afin de pouvoir classer la masse rocheuse déterminée à partir de la valeur du RMR, Bieniawski (1976) présente une classification et description pour la roche obtenue selon l'indice RMR final. Cette classification du massif rocheux comprend 5 groupes d'intervalle de 20 points par classe, dont la description rocheuse variant entre *roches de très faible qualité* à *très bonnes roches*. Le RMR permet aussi d'estimer des propriétés supplémentaires comme le temps de soutien moyen, cohésion et angle de friction du massif rocheux, voir Tableau 2.8.

Tableau 2.8 : Qualité de la masse rocheuse (d'après Bieniawski, 1976)

Cote	100 - 81	80 - 61	60 - 40	40 - 21	< 20
Description	Très bonne	Bonne	moyenne	Faible	Très faible
Classe No.	I	II	III	IV	V
Temps de soutien moyen	10 ans pour 5 m	6 mois pour 3 m	I semaine pour 3 m	5 heures pour 1,5 m	10 minutes pour 0,5 m
Cohésion du massif (c_m), kPa	> 300	200 - 300	150 - 200	100 - 150	< 100
Angle de friction du massif (φ_m)	> 45°	40° - 45°	35° - 40°	30° - 35°	< 30°

Bieniawski a proposé un guide pour la séquence d'excavation et de besoins en support de terrain (Bieniawski, 1976). Ce guide s'applique uniquement pour une excavation de forme standard (i.e. fer à cheval) de 10 m de largeur, construite selon la technique de forage et sautage, pour une contrainte verticale inférieure à 25 MPa (≈ 1000 m pour une densité typique de roche).

Plusieurs outils de modélisation numérique (i.e. PHASE^2) utilisent un système de classification auxiliaire, comme la cote GSI, pour estimer les cotes RMR. Intitulé l'indice GSI ou "*Geological Strength Index*" (Hoek et al. 1995), la cote de ce système est essentiellement égale au RMR_{76} ou au RMR_{89} – 5 points, sans l'ajustement pour les orientations (paramètre A6).

2.1.3.2 Limitations du système RMR

Étant donné que le système de classification RMR est initialement développé pour le domaine civil, voici quelques limitations pertinentes où l'ingénieur doit questionner la validité lors de l'évaluation d'un massif rocheux schisteux :

- La validité de la réduction du paramètre d'orientation des discontinuités est incertaine. Dès le début, Bieniawski (1973) identifie ce paramètre comme étant un des avantages clefs de son système. Ses coefficients sont principalement dérivés des cotes empiriques développées par Wickham et al. (1972). Pourtant, très peu de discussions sur la validité ou justification pour l'ajustement de l'orientation des discontinuités sont présentes dans la littérature. Bieniawski (1976) affirme :

  > « In the case of civil engineering projects an adjustment for joint orientations will suffice. For mining applications, other adjustments may be called for, such as the stress at depth or change in stress […] »

  Dans le domaine minier, le paramètre de l'orientation des discontinuités (A6) est ignoré. Le système conservé redevient le RMR de base. Cette correction est apportée principalement pour ignorer les conditions environnementales résultant en une classification dépendante du massif rocheux uniquement;

- Les contraintes sont ignorées comme paramètre du système RMR. La logique précédente peut être utile afin d'expliquer pourquoi le RMR ne possède aucun paramètre pour tenir compte des contraintes in situ. Bieniawski (1973) juge les contraintes inutiles dans son système, car elles sont principalement considérées lors de la sélection du support de terrain. De plus, l'auteur estime le système RMR adéquat pour un projet civil jusqu'à une contrainte verticale de 25 MPa (Bieniawski, 1989). Souvent dans le domaine minier, les mines souterraines exploitent à des niveaux de contraintes supérieurs;
- La pondération du paramètre traitant l'espacement des discontinuités (A3) est questionnable. Les massifs schisteux sont caractérisés par un espacement de foliation serrée (< 10 cm), ce qui induit une faible cote du paramètre A3 sur l'ensemble du massif. L'influence sur la stabilité mécanique de l'excavation est de nature anisotrope et ceci est le résultat de la relation entre l'orientation de l'excavation à l'égard des plans de discontinuités (Goricki et al. 2004). Autrement, le coefficient de l'espacement de discontinuité doit varier selon l'orientation des joints pour un terrain anisotrope schisteux. Ce qui n'est pas le cas pour le paramètre actuel. Par conséquent, ce paramètre restant constant peut surestimer la qualité du massif pour une orientation parallèle ou le sous-estimer pour une orientation perpendiculaire. De plus, le système RMR semble être insensible à la variation mineure de la qualité du roc (Milne et al. 1998);
- La validité sur la compatibilité de nouvelle version du système RMR par rapport à l'utilité des anciennes directives de design empirique est questionnable (Milne et Hadjigeorgiou, 2000); et
- Pour un terrain folié susceptible de subir de la convergence, la cote RMR produite pour de différentes orientations tombe dans la même catégorie de roche, ainsi Riedmüller et Schubert (1999) critiquent l'inefficacité du système à représenter les différences du comportement de la masse rocheuse (i.e. le niveau de convergence varie selon l'orientation de l'axe de l'excavation à l'égard des plans de faiblesse).

Étant un composant majeur du pointage final, l'obtention de la *résistance en compression uniaxiale de la roche intacte* (A1) à partir du laboratoire est questionnable pour un roc démontrant une schistosité ou foliation inhérente. Selon les types d'essais utilisés pour la classification, l'essai de compression uniaxiale et l'essai de résistance au chargement en pointe ne

sont pas toujours adéquats pour l'obtention de données valide pour ce type de roc (Ulusay et al. 2001).

D'ordre général, il existe de nombreuses critiques des différentes versions du système RMR dans la littérature (Houghton, 1976 ; Hoek et Brown, 1980 ; Hoek et al. 2000 ; Pells et Bertuzzi, 2007 ; Milne, 2007 ; Aksoy, 2008)

Néanmoins, le RMR reste un outil puissant, lorsque bien utilisé. Ce système a réussi à identifier des paramètres géologiques quasi universels permettant d'enregistrer rapidement et simplement toute expérience d'excavations dans la masse rocheuse. De la sorte, l'application du système de classification RMR s'étend avec succès à la conception de fondation, de stabilité de talus, l'évaluation du décapage, ainsi que de nombreuses applications minières (Bieniawski, 1976).

2.1.4 Méthode des abaques de stabilité (*méthode de Mathews*)

Développé par le groupe Golder Associés (Mathews et al. 1980), la méthode des abaques de stabilité est un outil de design de chantier ouvert dans les mines souterraines en grande profondeur (en dessous de 1000m). La méthode a obtenu une grande popularité auprès de mines métallifères après l'extension de la base de données initiale de 26 cas répertoriés (provenant de 3 mines) à 175 cas répertoriés (provenant de 34 mines) et après que le système fut recalibré par Potvin (1988). Basée sur une relation empirique entre la qualité du massif rocheux, la profondeur et le dimensionnement du chantier ouvert, cette méthode fut modifiée davantage à plusieurs reprises au fil des ans (Nickson, 1992 ; Hadjigeorgiou et al. 1995 ; Capes et al. 2005).

La méthode de Mathews (aussi exprimé sous ce nom) consiste à statuer sur la stabilité des chantiers ouverts en déterminant l'indice de stabilité (N') et du rayon hydraulique (RH) du chantier analysé. Ces valeurs sont par la suite transmises sur l'abaque de stabilité empirique et le résultat correspond à une des trois régions de stabilité du chantier : une zone de stabilité, une zone de transition et une zone d'effondrement.

Le rayon hydraulique est défini par :

$$RH = \frac{Aire\ de\ la\ chambre}{Périmètre\ de\ la\ chambre} \tag{2.12}$$

Le nombre de stabilité N' est défini par :

$$N' = Q' \times A \times B \times C \tag{2.13}$$

où Q' est la cote Q (Barton et al., 1974) déterminée pour le massif avec Jw/SRF = 1 ; A est le "*Rock Stress Factor*" (valeur comprise entre 0,1 et 1,0, selon Potvin 1988) ; B est l'ajustement pour l'orientation du système de discontinuités par rapport aux parois de la chambre (valeur comprise entre 0,2 et 1,0, selon Potvin 1988) ; et C est le facteur d'ajustement pour les instabilités causées par la gravité (valeur comprise entre 0 et 8, selon Potvin 1988).

Étant donné l'importance de l'ajustement pour l'orientation des joints pour cette étude, une attention particulière est portée sur le facteur B et le lecteur intéressé (facteur A et facteur C) est prié de consulter les références (Mathews et al. 1980 ; Potvin, 1988) pour de plus ample information concernant les autres facteurs. Celui-ci traite de l'ajustement de la cote empirique du système Q' à l'égard de la stabilité des excavations en fonction de l'orientation des discontinuités, semblablement à l'ajustement proposé par le paramètre A6 de Bieniawski (1976), mais sur une plage d'orientation plus complète.

Le facteur B a été initialement proposé par Mathews et al. (1980) suite à différentes discussions avec des experts dans le domaine. Le massif rocheux est toutefois considéré isotrope et la réduction est déterminée par rapport au pendage des joints défavorables et ceci pour une orientation parallèle à l'axe du chantier. Le facteur B fut révisé par Potvin (1988) en recalibrant ce paramètre à partir d'étude de cas additionnels. La Figure 2.1 représente les deux courbes du facteur B selon Mathews et al. (1980) et Potvin (1988).

Plusieurs hypothèses ont été émises lors de la première proposition du facteur B (Mathews et al. 1980) :

- Adapté pour des joints dont l'orientation relative vers la paroi du chantier (β est entre 60 et 90° il y a peu de déformation influençant la stabilité (réduction de 0,8 à 1,0) due à un mécanisme de serrage qui empêche le glissement des joints;
- La plage d'angles relatifs de 20 à 45° avec la face du chantier présente un haut potentiel d'instabilité par glissement (réduction de 0,3 à 0,6); et
- Pour une orientation des joints quasi parallèle, entre 0 et 10°, la stabilité du chantier est toutefois améliorée (réduction de 0,5) due potentiellement à la formation de "l'effet de poutre".

En ce qui a trait à la modification du facteur B effectué par Potvin (1988), les trois zones d'instabilité sont conservées, par contre la réduction correspondante est modifiée :

- Les joints orientés entre 60 et 90° (relatif à la face du chantier) où l'influence sur la stabilité est presque inexistante (réduction de 0,8 à 1,0);
- Une zone de haut niveau de potentiel de glissement sur les joints critiques est présente pour une orientation de 30° à 60° (réduction de 0,2 à 0,8); et
- L'ajustement pour orientation lors de la reprise de stabilité entre 0 à 10° est réduit à 0,3 et 0,2, ceci est dû à la probabilité que le sautage, les contraintes ou d'autres fractures brisent le renforcement "l'effet de poutre" (Potvin ,1988).

Potvin (1988) parvient aussi à déterminer l'interaction entre la différence de la direction de la famille des joints avec la paroi du chantier ouvert. Ceci s'applique uniquement lorsque l'un des plans est quasi-vertical (Hutchison and Diederichs, 1996). Même si l'anisotropie mécanique n'est pas directement reliée au facteur B, Potvin (1988) reconnait que l'anisotropie peut être causée par l'agencement des familles de joints. La Figure 2.2 représente la différence entre les directions de joints par rapport à l'axe directionnel de la paroi du chantier.

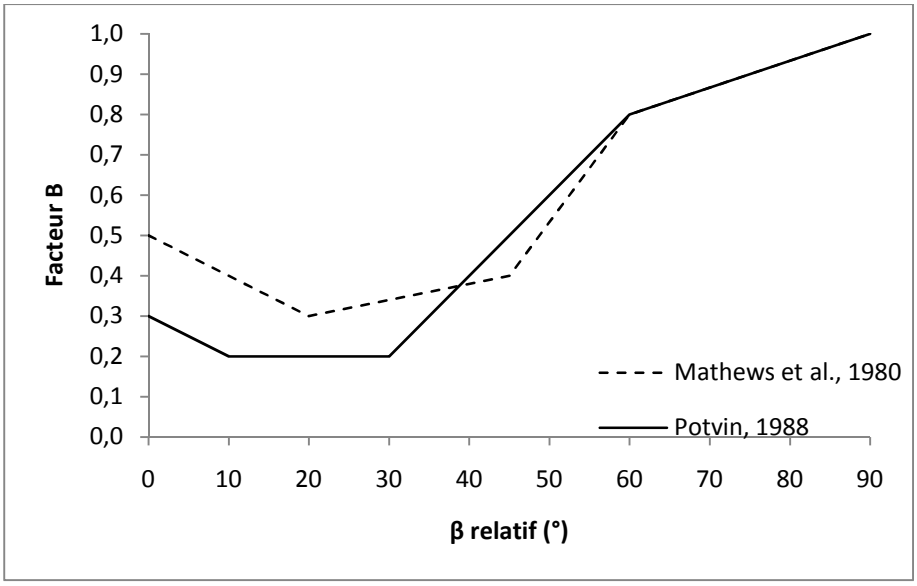


Figure 2.1 : Facteur B proposé par Mathews et al. (1980) comparé à la courbe modifiée par Potvin (1988)

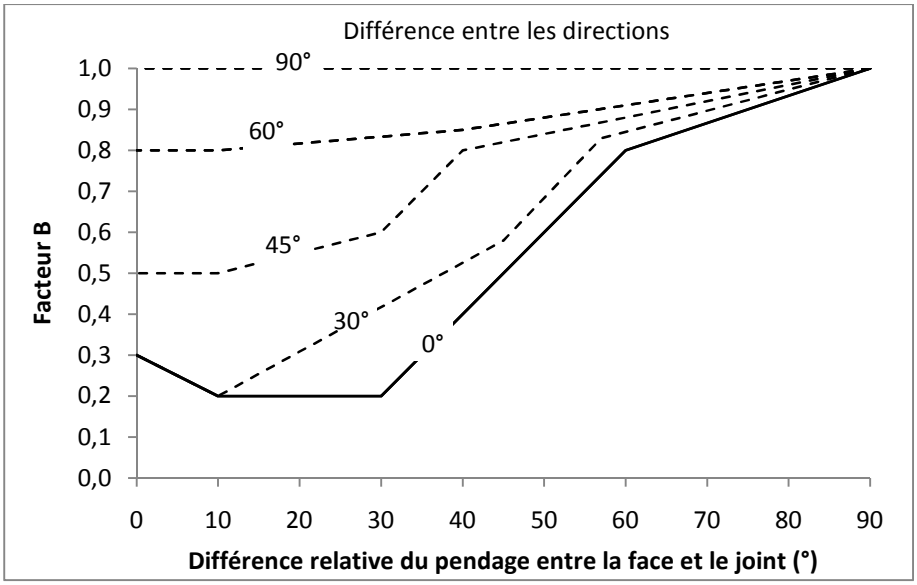


Figure 2.2 : Facteur B établi selon la direction de joints et l'orientation relative à la paroi du chantier ouvert (Potvin, 1988)

2.1.4.1 Limitations du système de Mathews

Voici quelques limitations qui doivent être prises en considération lors de l'application du système de Mathews pour le design de chantiers ouverts dans une masse rocheuse schisteuse :

- Étant donné les nombreuses modifications engendrées au graphique de stabilité initiale, plusieurs mines préfèrent développer leurs propres graphiques qui sont calibrés selon les caractéristiques inhérentes de la masse rocheuse (Hutchison et Diederichs, 1996);
- La géométrie complexe des chantiers ouverts est souvent trop simplifiée et l'effet des failles n'est pas considéré dans le système (Suorineni, 2010);
- Même si l'anisotropie est considérée dans l'analyse, elle est toutefois attribuée à l'influence de formation de blocs et non aux propriétés inhérentes du massif rocheux; et
- Le système de Mathews se limite au chantier ouvert et le graphique de stabilité ne tient pas compte de l'effet de forme des chantiers qui est définie comme la longueur de l'axe directionnel par la vraie hauteur des chantiers (Henning et Mitri, 2007), principalement pour les gisements tabulaires dont la veine est de faible épaisseur (Suorineni, 2010). Les chantiers longs et hauts présentent un plus grand potentiel de formation de zones de relaxation qui réduiront davantage le dommage associé au sautage ou qui augmenteront le niveau de dilution (Clark, 1998).

Il existe encore d'autres limitations importantes, mais plus spécifiques au système de Mathews. Le lecteur intéressé peut se référer à une revue complémentaire effectuée par Suorineni (2010).

2.1.5 Remarques supplémentaires sur les systèmes de classification

Voici quelques remarques additionnelles effectuées principalement pour les systèmes de classification RMR et l'indice Q.

2.1.5.1 Corrélation entre ces deux systèmes

Depuis l'élaboration des principales classifications (CSIR et NGI), une interrogation s'est posée sur la corrélation possible entre ces deux systèmes forts différents. De ce fait, Bieniawski (1976) a comparé plus de 111 études de cas pour conclure qu'il existe une corrélation, basée sur une simple régression linéaire, évidente entre sa classification et celle de Barton :

$$RMR = 9 \cdot \ln Q + 44 \tag{2.14}$$

Il est désormais possible d'utiliser la cote de l'un des systèmes pour estimer la valeur de l'autre. Cette corrélation sous-entend que les deux systèmes sont équivalents à un certain degré. Actuellement, il existe de nombreuses corrélations empiriques dans la littérature entre les deux systèmes de classification, le Tableau 2.9 énumère les principales.

Tableau 2.9 : Corrélation entre RMR et l'indice Q (d'après Choquet et Hadjigeorgiou, 1993)

Corrélation	Pays d'origine	Type d'ouvrage
RMR = 9 ln Q + 44	Afrique du Sud	Tunnels
RMR = 13,5 log Q + 43	Nouvelle-Zélande	Tunnels
RMR = 12,5 log Q + 55,2	Espagne	Tunnels
RMR = 5 ln Q + 60,8	Afrique du Sud	Tunnels
RMR = 43,89 - 9,19 ln Q	Espagne en roches tendres	Mines
RMR = 10,5 ln Q + 41,8	Espagne en roches tendres	Mines
RMR = 12,11 log Q + 50,81	Canada en roches dures	Mines
RMR = 8,7 ln Q + 38	Canada en roches sédimentaires	Tunnels
RMR = 10 ln Q+39	Canada en roches dures	Mines

Cette recherche supplémentaire pour relier adéquatement les deux systèmes de classification provient sans doute du fait qu'il est fréquemment conseillé d'utiliser en parallèle ces deux méthodes pour caractériser une masse rocheuse (Bieniawski, 1976; Hoek et Brown, 1980).

Toutefois, la validité de ces relations est questionnable. D'un point de vue statistique, Kaiser et al. (1986) critiquent l'approche basée sur des régressions linéaires conventionnelles. Une nouvelle corrélation est obtenue en reprenant plusieurs résultats publiés analysés cette fois-ci selon la théorie probabiliste du théorème de la limite centrale, pour un intervalle de confiance de 90% :

$$RMR = (8{,}7 \cdot \ln Q + 38) \pm 18 \tag{2.15}$$

Dû à l'énorme variabilité présentée, Kaiser et al. (1986) mettent en garde sur la faible précision d'une telle corrélation et déconseillent son utilisation. S'il existe effectivement une relation entre les deux classifications, les paramètres géologiques devraient être comparables. Milne (1988) compare l'influence des propriétés de base des massifs rocheux pour les deux systèmes de classification. L'auteur conclut qu'il y a effectivement un lien entre les trois propriétés de base comparatives du massif. Par contre, Milne (1998) confirme qu'il n'y a pas d'évidence concrète assurant une dépendance directe entre ces deux systèmes.

Goel et al. (1996) poursuit avec l'hypothèse que les systèmes sont reliés seulement s'ils tiennent compte des mêmes paramètres. Ils tronquent les deux systèmes pour amener la corrélation suivante :

$$RCR = 8 \cdot \ln N + 30 \tag{2.16}$$

où, N est le système Q sans le paramètre SRF et RCR (*Rock Condition Rating*) est le système RMR sans le paramètre A1 (propriétés mécaniques) et A6 (influence de l'orientation de familles de joints).

Néanmoins, la plus grande limite pour effectivement déterminer une corrélation empirique reste sans doute la subjectivité que présentent les différents utilisateurs des systèmes de classifications.

2.1.5.2 Considérations particulières pour le domaine minier

Dans le domaine minier où le dimensionnement des chantiers et le temps de soutient nécessaire jouent un rôle important, les systèmes de classification classiques se sont avérés inaptes principalement dû à leur grande imprécision pour la description du massif rocheux (Milne et al. 1991; Milne et Hadjigeorgiou, 2000; Cai et al. 2004) et pour leurs suggestions en support de terrain (Kaiser et al. 1986; Palmström et Broch, 2006; Pells et Bertuzzi, 2007). Pour les mines en profondeurs, une ambigüité supplémentaire se présente sur l'effet du niveau des contraintes. Dans un tel cas, Piper (1985) affirme incidemment l'inexactitude des pondérations des paramètres de classification pour un tel cas.

La section suivante traite des modifications des systèmes de classification classiques : deux modifications majeures ont été apportées au système RMR (i.e. MRMR et MBR) et un remaniement du système du NGI (i.e. Méthode des abaques de stabilité). Elles sont examinées principalement à l'égard de l'ajustement de l'influence de l'orientation des joints.

2.1.5.2.1 MRMR (Mining Rock Mass Rating)

Laubscher et Taylor (1976) ont proposé une modification du RMR basé sur cinq zones géologiques différentes suite à son expérience dans les mines d'amiante de Rhodésie (Afrique). Par la suite, Laubscher (1977, 1984) développe le système de classification MRMR (*Mining Rock Mass Rating*) en conservant les mêmes paramètres du RMR de base (Bieniawski, 1976 ; 1979). L'auteur combine par contre la réduction pour l'infiltration d'eau à la condition des joints. Ce système est basé sur un pointage sommatif allant de 0 à 100 points. Laubscher (1984) propose une relation pour estimer la résistance in situ du massif rocheux :

$$\sigma_{cm} = \sigma_c \frac{(MRMR - cote\ pour\ \sigma_c)}{100} \tag{2.17}$$

Afin de déterminer le "*Design Rock Mass Strength*" (DRMS), qui correspond à la résistance du massif rocheux sans confinement dans un environnement spécifique de la mine, la résistance in-situ du massif rocheux doit être multiplié par le combiné des facteurs réducteurs suivants, ajustements pour : l'orientation des joints, l'effet du sautage et désagrégation. L'ajustement pour l'orientation des joints est développé pour interpréter l'interaction de celle-ci avec la masse rocheuse (i.e. équivalent à une analyse de stabilité). En plus de la gravité, le comportement de la famille de joints, dont le niveau auquel est exposée la base du bloc crée, est rapidement évalué par cet ajustement (Laubscher, 1990). Ainsi, l'anisotropie mécanique induite par la nature de la masse rocheuse n'est pas considérée. De plus, la sélection des cotes du MRMR pour les paramètres et ajustements n'est pas intuitive et nécessiterait quelques modifications supplémentaires afin de simplifier les graphiques davantage (Brook et Dharmaratne, 1985; Bieniawski, 1989).

2.1.5.2.2 MBR(Modified Basic RMR system)

Cummings et al. (1982) et Kendorski et al. (1983) ont introduit le MBR (*Modified Basic RMR system*), un deuxième système de classification modifié à partir du RMR. Ce système est basé sur l'expérience acquise dans les mines de métaux en roches dures aux États-Unis, utilisant la méthode de minage par blocs foudroyés, pour des profondeurs entre 213 à 610 m (Kendorski et al. 1983). Le système MBR est développé selon des études de cas traitant des développements horizontaux, ainsi ce système peut ne pas être valide pour des excavations subverticales (Kendorski et al. 1983).

Suivant les principes apportés par Laubscher (1977) et en conservant les paramètres du RMR de base (Bieniawski, 1979), la différence principale réside dans l'agencement des termes de l'annotation du système et dans l'ajustement afin d'obtenir la cote de design final du système (Bieniawski, 1989). En commençant de la gauche, la Figure 2.3 représente la structure globale du système MBR pour un développement standard. Différents ajustements supplémentaires sont développés et multipliés à la note de base (conservant une base de 100 points) : qualité du sautage (Ab), contraintes induites (As), orientation des fractures (Ao).

Par rapport à l'ajustement pour l'orientation Ao, celui-ci est effectué sur la surface d'excavation exposée, sur les joints déjà étudiés ou sur la carotte de forage géologique avec une cote associée de manière semblable à l'ajustement pour l'orientation de Bieniawski (1976) et ceci pour une orientation parallèle ou perpendiculaire à l'axe du tunnel. Encore une fois, l'ajustement est principalement effectué pour évaluer la stabilité des excavations et non l'anisotropie. Pour le paramètre Ao du MBR, aucune information par rapport aux orientations intermédiaires n'est disponible et Kendorski et al. (1983) recommande que l'utilisateur possède un jugement et connaissance géologique considérable avant d'associer une cote, or cette tâche peut-être hautement subjective.

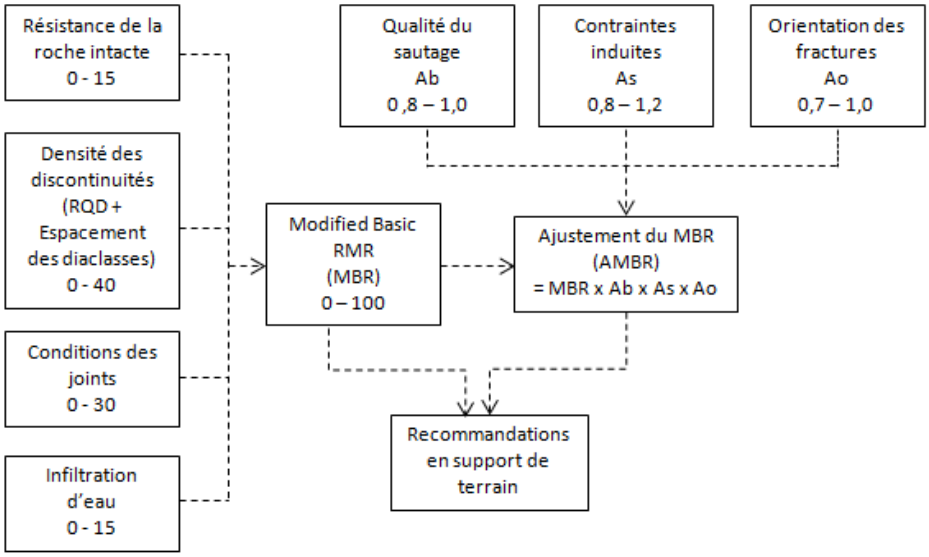


Figure 2.3 : Structure générale du MBR (modifié de Cummings et al. 1982)

Étant donné le développement de cette classification pour des conditions particulières, l'utilisation de système de classification modifié (e.g. MRMR et MBR) pour le design n'est pas très répandue dans l'industrie minière canadienne (Milne et al. 1998).

2.2 Le comportement anisotrope des roches schisteuses

Le mot "anisotropie" provient d'une locution ancienne grecque. Séparé en deux parties; le préfixe "*aniso*" équivaut au terme d'*inégalité* ou *pas égal*, tandis que le suffixe "*tropos*" signifie tourner ou changer. Un comportement anisotrope signifie donc un corps qui possède des propriétés physiques variant selon l'angle entre la direction de sollicitation et la direction axiale du corps (Barla, 1974). Les propriétés peuvent être le module de déformabilité, la résistance, la fragilité, la perméabilité et la fréquence de discontinuité. L'orientation est un concept clé dans le domaine de la mécanique des roches car les roches présentent rarement un comportement complètement isotrope. L'anisotropie peut être ressentie non seulement par la roche intacte, mais par l'ensemble de la masse rocheuse.

2.2.1 Roche anisotrope

Presque tous les types de roches qualifiées d'endogènes présentent des caractéristiques inhérentes de dépendance directionnelle sous forme de plan de litage, sédimentation, stratification, foliation, fissuration, discontinuité ou par intrusions structurales d'orientation préférentielle (Foucault et Raoult, 2005). Il est aussi possible que le roc soit altéré par une transformation exogène, telle qu'une diagenèse, métamorphose ou désagrégation (Foucault et Raoult, 2005), qui par conséquent peut produire un effet anisotrope. Un corps est aussi dit anisotrope lorsque ses caractéristiques (macro ou microscopique) inhérentes ou induites produisent un effet de variabilité sur les propriétés de dépendance directionnelle (Barla, 1974).

Des trois types génériques de roches (ignées, sédimentaires, métamorphique), les roches ignées sont généralement le plus isotropes, par contre elles peuvent être caractérisées par une masse rocheuse fortement fracturée (Hoek, 1968). Si ces fractures sont parallèles les unes aux autres, elles peuvent introduire un certain degré d'anisotropie au massif rocheux igné (Matsukura et al. 2002). Peu d'information concernant la résistance anisotrope est présente dans la littérature (Saroglou et Tsiambaos, 2008). Les roches métamorphiques foliées intactes sont presque toujours affectées par un certain niveau d'anisotropie; telles que le schiste, gneiss, ardoise, phyllade (Ramamurthy, 1993). La foliation ou le plan de clivage, caractérisant ce type de roches, est créé respectivement par un arrangement parallèle de grains microscopiques plats ou longs de minéraux comme le mica, chlorite, talc et séricite (Goodman, 1993). De façon moins évidente, des roches non foliées métamorphiques (e.g. granite) peuvent présenter un comportement anisotrope dû à une préférence directionnelle microscopique de grain minéralogique (Barla, 1974). Un degré d'anisotropie plus faible est d'ailleurs présent pour des roches sédimentaires (Ajalloeian et Lashkaripour, 2000) sous forme de caractéristiques visibles (lamination, stratification ou plan de litage) produites par un processus physique et chimique complexe de mitigation des matériels comme le schiste sédimentaire (i.e. "*shale*"), grès, calcaire, charbon, silt. Des roches qui ont subi plusieurs processus de formation peuvent présenter une combinaison de caractéristiques produisant des directions de plan d'anisotropie confluent (Amadei, 1996). En ingénierie, les roches sont rarement homogènes, isotropes et intactes comme d'autres matériaux le peuvent être assumés (Serafim, 1966).

Une masse rocheuse anisotrope peut être caractérisée par une foliation ou un litage pour une formation volcanique (tuf) ou sédimentaire, respectivement (Foucault et Raoult, 2005). Plus généralement, une masse rocheuse discontinue peut induire un comportement anisotrope si des discontinuités exhibant un espacement constant sont présentes, sans toute fois que la matrice rocheuse entre les discontinuités soit anisotrope (Barla, 1974). Il n'est donc pas rare de rencontrer des massifs rocheux présentant simultanément plusieurs comportements anisotropes (Amadei, 1996).

La schistosité est un terme d'une grande importance géologique, ce terme caractérisant principalement un comportement anisotrope des roches métamorphiques (quelques fois, présente en roche sédimentaire) par la venue de minéraux de néoformation. La schistosité décrit une famille de plans subparallèles formant un feuilletage plus ou moins serré selon lequel certaines roches se débitent facilement en lames plus ou moins épaisses et régulières. La schistosité est donc un plan d'anisotropie mécanique typiquement parallèle au plan axial du feuilletage et ce terme a une signification structurale et non génétique. Variant selon leur morphologie, trois grands types de schistosité sont identifiables (Foucault et Raoult, 2005) :

- La *schistosité fracturée* se caractérise par une structure discrète qui s'apparente beaucoup à des microfissures parallèles, ainsi la matrice rocheuse ductile démontre ceci tandis que des fractures (clivages) d'angles aléatoires se développent dans la matrice rocheuse fragile;
- La *schistosité de flux* se caractérise par de minces feuillets parallèles dont l'espacement est inférieur à 1 mm et les plans d'aplatissements sont constitués de minéraux (quartz, micas, calcite) de taille de quelques micromètres. Sa formation nécessite une surcharge rocheuse (épaisseur $\geq$ 1000 m) et une contrainte directionnelle; et
- La *schistosité de crénulation* se caractérise par de microplissements d'une structure planaire préexistante (i.e. schistosité de flux).

Une masse rocheuse peut présenter plusieurs schistosités produites lors des phases consécutives de plissements au cours d'une ou de plusieurs orogenèses (Landry et Mercier, 1992).

La terminologie actuelle du schiste est souvent confondue avec celle de la foliation (et gneiss) et plusieurs classifications géologiques existent dans le but de différencier ces termes (Ashton et Leclair, 1990). Afin de simplifier, la schistosité spécifie un plan d'aplatissement créé perpendiculairement aux contraintes extrêmes de compression des plaques tectoniques, tandis que la foliation décrit plutôt un arrangement minéralogique (le plus souvent des micas) le long de ces plans (Landry et Mercier, 1992). La structuration de ces deux termes désigne respectivement un concept purement mécanique et minéralogique. Dans cette étude, le terme ou l'effet de schistosité englobe toutes les caractéristiques géologiques présentées antérieurement générant le comportement anisotrope de la roche.

2.2.2 Types d'anisotropie

Le type d'anisotropie peut être classifié selon ses propriétés mécaniques (selon les modules élastiques) ou simplement d'après la nature du matériel rocheux.

D'un point de vue mécanique, il existe de nombreux types d'anisotropies qui sont classifiés selon les modules de déformation établis par le *tenseur matriciel* de la loi de Hooke généralisée pour un matériau anisotrope (Hudson et Harrison, 1999). Lorsqu'un corps présente une symétrie physique, le nombre de constantes élastiques de la matrice peut être réduit davantage, car cette symétrie est observée dans les propriétés élastiques. Les trois corps d'anisotropie les plus étudiés sont : corps isotrope, corps transversalement isotrope et corps orthotrope. La Figure 2.4 représente visuellement les principaux corps d'anisotropie avec l'attribution des modules élastiques respectifs.

Une roche isotrope présente les mêmes propriétés élastiques dans toutes les directions. Elle possède donc deux paramètres élastiques indépendants (module de déformation E et coefficient de Poisson ν), identiques pour chaque orientation. Pour une roche transversalement isotrope, les propriétés sont les mêmes sur un seul plan de symétrie, mais différent perpendiculairement à celui-ci. Le corps exhibe donc un axe de rotation de symétrie et la roche présente des propriétés isotropes par rapport à la normale de cet axe (Lekhnitskii, 1979). Ce type

de comportement compte cinq paramètres élastiques indépendants (E, E', ν, ν', G'). Les propriétés élastiques sont égales dans deux des trois directions principales (seulement sur le plan xy) tel qu'illustré à la Figure 2.4, où G est le module de cisaillement. Une roche orthotrope implique l'existence de trois plans orthogonaux de symétrie élastique présente en tout point de la matrice rocheuse, selon les mêmes orientations à travers le roc (Amadei, 1996). Ce comportement anisotrope est caractérisé par une différence entre les propriétés dans trois orientations perpendiculaires avec un total de neuf constantes élastiques (E_x, E_y, E_z, G_{xy}, G_{yz}, G_{zx}, ν_{xy}, ν_{yz}, ν_{zx}). Théoriquement, une roche complètement anisotrope présente au total 21 constantes élastiques. D'après divers projets d'ingénierie standard, il n'existe aucune documentation officielle démontrant l'application des 21 constantes complète pour effectuer des analyses numériques, ni aucune tentative de toutes les mesurer (Harrison et Hudson, 1999). En raison de la grande complexité de la matrice structurelle d'élasticité d'un matériel anisotrope, la majorité des designs d'ingénierie suppose que la roche est isotrope (Exadaktylos, 2001). Cette logique est toutefois biaisée, une recommandation plus sécuritaire est d'accepter un certain niveau d'anisotropie (transversale ou orthotrope) à moins de preuves incontestables démontrant le contraire (Hudson et Harrison, 1999).

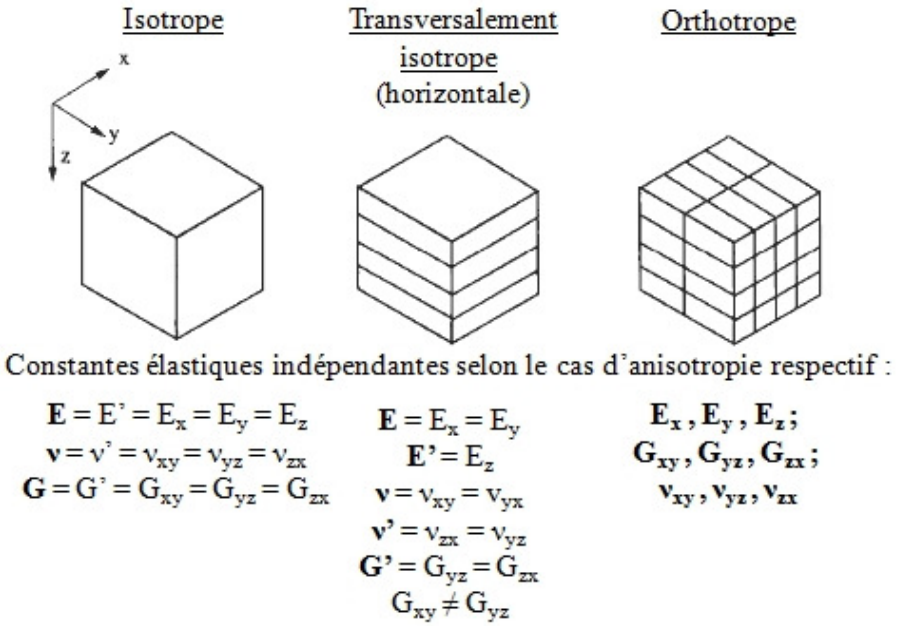


Figure 2.4 : Représentation des modules élastiques selon le cas d'anisotropie (modifié d'après Hudson et Harrison, 1999)

Les plans orthotrope et transversalement isotrope peuvent être utilisés pour décrire la déformabilité des roches sédimentaires ou métamorphiques comme le schiste, charbon, grès. Les plans de litage ou de foliation sont pris comme étant des plans de symétrie élastiques, pour un comportement orthotrope, et parallèle sur les plans d'isotropie transversale.

D'un point de vue de caractérisation, Barla (1974) classifie les roches anisotropes selon deux classes : classe A, et classe B. La classe A étant définie comme un type de roc ne présentant aucune caractéristique inhérente visuelle susceptible d'un comportement anisotrope (c'est-à-dire, un roc qui semble isotrope sans l'être, comme un granite). La classe B représente un roc qui présente un comportement anisotrope et montre un plan de symétrie évident (c'est-à-dire un roc qui présente une caractéristique d'anisotropie évidente, comme une roche foliée). Il est important de faire une distinction entre ces deux classes de roche, car les essais de laboratoire standards (compression uniaxiale ou traction directe et indirecte) en dépendent. Ainsi, une grande attention doit être apportée à cette classe lors d'une campagne d'essais de laboratoire afin de bien déterminer l'axe de rotation de plan isotrope pour un comportement mécanique anisotrope. Une roche assignable à la classe A peut-être le granite. De la sorte, un schiste métamorphique dont les plans de foliation sont évidents est assigné comme une roche de classe B. Principalement, les plans de foliation servent à orienter adéquatement l'axe de la carotte et l'axe de sollicitation.

Ramamurthy (1993) distingue deux types d'anisotropie supplémentaire selon la nature des plans de faiblesse pour tous types de roches, l'anisotropie inhérente et induite. Pour une anisotropie inhérente, les plans de faiblesse sont associés à l'origine à de la roche (e.g. litage, foliation ou schistosité) tandis que l'anisotropie induite apparait après la formation du roc et résulte des conditions physiques comme les contraintes de formation, croissance des discontinuités, fractures, cisaillement et faille (Ramamurthy, 1993).

2.2.3 Comportement mécanique anisotrope

Pour assurer un design économique et sécuritaire dans une masse rocheuse, l'obtention des propriétés mécaniques (de résistances et déformations) doit être effectuée. Étant donné que

les roches sont des matériaux naturels, leurs nomenclatures n'indiquent aucune information pertinente sur leurs propriétés de design. Établis d'après les normes et recommandations du "*American Society of Testing and Materials"* (ASTM) et du "*International Society for Rock Mechanics*" (ISRM), des essais en laboratoire sont recommandés. Un programme d'essais standard effectué au laboratoire comprend entre autres des essais de compression uniaxiale, triaxial (selon des contraintes de confinement variables) et de traction directe ou indirecte (essai brésilien).

Pour une roche purement isotrope, un groupe d'éprouvettes qui est soumis aux essais de compression produit une valeur moyenne scalaire libre de l'influence de l'orientation. Cette valeur moyenne pratique n'est pas représentative d'une roche anisotrope où l'orientation des plans de faiblesse joue un rôle primordial.

Dû à la complexité apparente d'une structure anisotrope, Amadei (1996) doute même de l'interprétation des essais standards pour ce type de roches, essentiellement en raison de :

- La difficulté d'assurer en toute confiance que les plans de symétrie (foliation) coïncident avec les plans de symétrie isotrope. Il existe une incertitude que les propriétés mécaniques obtenues correspondent essentiellement à celles sur ces plans; et
- Actuellement, aucun standard ou suggestion n'existe pour l'échantillonnage ni de spécification du type d'essais approprié pour une roche anisotrope. Dépendant de leur nature (géologie et résistance mécanique), une difficulté additionnelle (sous forme de brisure d'échantillon) peut se présenter lors de la préparation de l'éprouvette ou de l'essai mécanique. Surtout pour des roches fragiles présentant des plans de faiblesse serré (< 1 cm).

Une attention supplémentaire doit être prise pour évaluer le comportement de résistance mécanique anisotrope. Une approche populaire pour tester les roches anisotropes schisteuses consiste à identifier et préparer des échantillons selon différents angles, β (l'angle entre l'axe de sollicitation principal de l'échantillon par rapport à l'axe de plan de foliation). Les échantillons de roches anisotropes sont testés sur une étendue d'angle β variant de 0° à 90°, généralement pris

par incrément de 15° ou 30°. Avec cette méthode, l'anisotropie est caractérisée selon la théorie de faiblesse sur un seul plan (Hudson and Harrison, 1999).

Plusieurs chercheurs ont réalisé des mesures pour déterminer l'influence de l'anisotropie sur la résistance et déformabilité d'une grande variété de roches schisteuses, par exemple Donath (1964), McLamore et Gray (1967), Hoek (1968), Attewell and Sandford (1974) ont étudié le comportement mécanique d'un schiste sédimentaire et de l'ardoise, Chenevert and Gatlin (1965) et Rao (1984) ont étudié un grès, Singh (1988) a testé trois types de phyllade, Pomeroy et al. (1971) a étudié le charbon, Deklotz et al. (1966), McCabe and Koerner (1975), Bhasin et al. (1996), Behrestaghi et al. (1996), Nasseri et al. (1997), Nasseri et al. (2003), Falaknaz (2003), Saroglou et al. (2003), Zhang et al. (2011), Cho et al. (2012) ont testé des gneiss et des schistes.

Un bilan des travaux mentionnés ci-dessus produit des informations semi-empiriques sur le comportement de la roche anisotrope schisteuse pour la résistance en compression uniaxiale, triaxiale et en tension.

2.2.3.1 Compression uniaxiale anisotrope

Selon l'analyse du comportement entre la résistance de compression uniaxiale et l'orientation de l'angle β (Figure 2.5) de différents chercheurs, Ramamurthy (1993) propose trois types de courbes standards reflétant les différents types d'anisotropie possibles pour des roches schisteuses, intitulées : (i) anisotropie de type *Épaule*; (ii) anisotropie de type *U*; et (iii) anisotropie de type *Ondulatoire*. Une anisotropie de type *U* et *Ondulatoire* présentent une résistance de compression maximale lorsque l'angle β = 90° et un minimum vers β = 30°. Pour ce type de courbes, la source d'anisotropie résulte généralement d'une série de clivage ou de plans de faiblesse parallèles, sauf pour la courbe de nature ondulatoire où il existe possiblement une convergence de plusieurs plans de faiblesse. Les roches d'anisotropie induite présentent ce type de courbe anisotrope et cette caractéristique est notamment attribuable aux roches métamorphiques. Une courbe de résistance anisotrope de type Épaule est caractéristique des roches sédimentaires. Ces roches présentent sur la courbe une résistance de compression maximale lorsque β = 0° et minimale entre β = 15° et 30°. Ce type d'anisotropie est associé au

type de plan de stratification, tel que défini par McLamore et Gray (1967), où la rupture du plan de faiblesse n'est pas sur le clivage, mais plutôt à travers la matrice rocheuse.

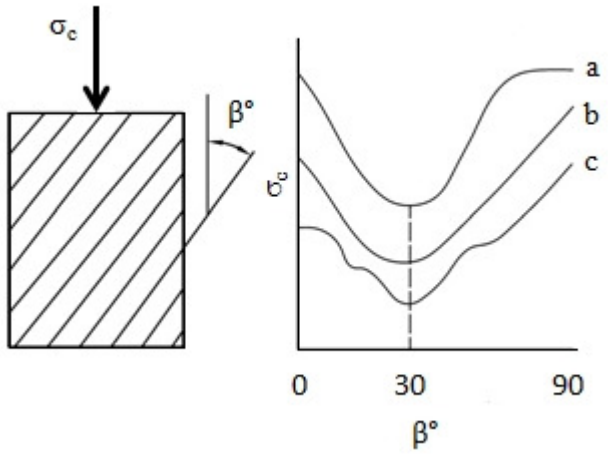


Figure 2.5 : Variation typique de la résistance selon l'orientation de l'angle β pour un essai en compression uniaxiale (d'après Ramamurthy, 1993) : (a) *Type Épaule*; (b) *Type U*; et (c) *Type Ondulatoire*.

Le module déformation tangent E est obtenu à 50% de la résistance maximale selon l'orientation de l'angle β. Les quatre premiers paramètres (E, v, E', v') sont obtenus directement de cette courbe pour le plan de faiblesse parallèle et perpendiculaire respectivement. D'après les résultats, les roches schisteuses présentent un module de déformation maximal lorsque mesuré pour l'orientation de l'angle β = 0° (E') et une valeur minimale pour β = 90° (E). Le même comportement peut être attribué pour le coefficient de Poisson. Pour déterminer le module de cisaillement (G'), Barla (1974) propose deux méthodes appropriées aux roches de classe B ; soit par le rapport de la contrainte de cisaillement (τ) déterminée et du déplacement latéral relatif (γ) obtenu par une rosette mesurant les déformations pour un angle de β = 45°, soit selon les calculs analytiques de Lekhnitskii (1963) en assumant que la Loi de transformation du tenseur du matériau reste constante.

2.2.3.2 Compression triaxiale anisotrope

En observant les courbes de résistance de rupture σ_1 par rapport à l'angle β pour différents niveaux de confinement σ_3 des roches schisteuses, la valeur de résistance maximale se produit à β

= 0° et 90°. Pour de faibles niveaux de confinement, la valeur minimale de résistance est obtenue pour un $\beta = 30°$. Au fur et à mesure que le confinement augmente, le bas de la courbe où se situe la valeur de résistance minimale tend à migrer vers $\beta = 45°$. Pour de faibles confinements, la courbe d'anisotropie de la résistance est conservée. Par contre, Ramamurthy (1993) constate qu'en dessous du rapport de contrainte ($\sigma_1/\sigma_3 = 5$) la courbe enveloppe commence à perdre considérablement l'influence de l'anisotropie créée par les plans de faiblesse. Pour une pression de confinement équivalente à σ_c (résistance en compression uniaxiale pour $\beta = 90°$), le comportement de la courbe semble être isotrope, c'est-à-dire que la résistance est constante pour l'ensemble des orientations testées. Le confinement élevé tend à augmenter la résistance sur les défauts, principalement à cause de l'augmentation de la contrainte normale perpendiculaire à ces défauts, et diminue l'effet sur la résistance totale de l'éprouvette.

Il est aussi possible d'estimer les paramètres de résistance de cisaillement à partir de la courbe enveloppe de Mohr-Coulomb. Les paramètres de cohésion (c) et l'angle de frottement interne (φ) sont déterminés à partir des résultats des courbes de confinement pour chaque orientation β. D'un point de vue général, la valeur maximale de cohésion et de frottement se trouve à $\beta = 0°$ ou 90°, tandis que la valeur minimale est présente à $\beta = 30°$. L'influence sur l'augmentation du confinement produit un accroissement de la cohésion, par contre un abaissement de l'angle de frottement. Ramamurthy (1993) recommande d'évaluer ces paramètres directement pour des essais de compression ayant des confinements variables. Il déconseille d'utiliser de modèle constructif théorique, comme celui proposé par McLamore and Gray (1967), en raison de l'impossibilité de visualiser d'avance la variation du c et φ pour β avec une précision acceptable. Un modèle constructif théorique peut toutefois être utilisé si celui-ci est produit en fonction d'une courbe enveloppe de rupture non linéaire.

2.2.3.3 Compression diamétrale anisotrope

Étant donné que l'orientation des plans de faiblesse est observée sur l'extrémité de l'échantillon pour un essai brésilien, un nouveau paramètre α est proposé afin de déterminer l'angle formé entre l'axe de sollicitation et les plans de faiblesse situés sur l'extrémité de

l'échantillon. La Figure 2.6 présente la convention de α pour un essai de traction indirecte (brésilien), ainsi que le comportement général de la résistance de traction (σ_t) en fonction de l'orientation α. Pour ce type de test, la valeur minimale de σ_t est pour α = 0° et maximale pour α = 90°. Il est possible d'expliquer intuitivement ce comportement selon le mécanisme de l'essai. D'après le test brésilien, l'application de la compression axiale générée par la presse sur l'échantillon produit une traction perpendiculaire constante sur l'ensemble de l'axe de sollicitation créant ultimement le plan de rupture. Une résistance minimale se développe lorsqu'un plan de foliation coïncide avec ce plan de rupture, donc la traction est évaluée uniquement par la résistance de la foliation. Toujours en respectant le même plan de rupture axiale, une résistance maximale apparait lorsque l'action de la force de traction est parallèle au plan de foliation, produisant la plus petite influence des plans de faiblesse, tout en exigeant une rupture par traction indirecte d'une proportion considérable de la matrice rocheuse. Pour les orientations α intermédiaires, la résistance σ_t est fonction d'une combinaison des ruptures par traction et cisaillement sur le plan de faiblesse et la matrice rocheuse, en restant dans les limites de résistance établies pour α = 0° et 90°. Ainsi pour un essai de traction directe, la résistance minimale et maximale est pour α = 90° et 0° respectivement.

Il existe aussi une façon de déterminer les propriétés élastiques pour une roche schisteuse transversalement isotrope à partir d'essai de traction indirecte en apposant une rosette de déformation (Nova et Zeninetti, 1990 ; Chen et al. 1996, 1998). Par contre, ces résultats ne peuvent être qu'approximatifs. Tel que démontré par Jonsson (1983), les propriétés (E, G, v) sont inférieures aux paramètres de déformations déterminés par l'approche d'essai en compression uniaxiale.

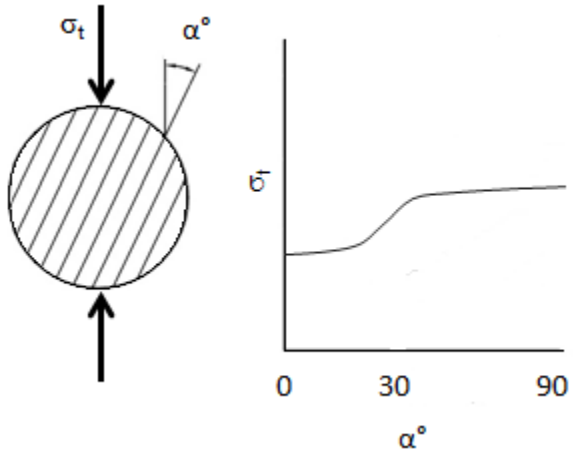


Figure 2.6 : Variation typique de la résistance selon l'orientation de l'angle α pour un essai en compression indirecte (essai brésilien)

2.2.4 Degré d'anisotropie

Le degré d'anisotropie est déterminé par le rapport entre les propriétés mécaniques minimales et maximales pour une roche intacte afin d'évaluer la sévérité de sa nature anisotrope. Un rapport unitaire signifie une absence du comportement anisotrope du matériau (comportement isotope). Le degré d'anisotropie varie d'un roc à un autre. Plusieurs chercheurs ont proposé, pour les paramètres mécaniques anisotropes étudiés, différents rapports pour designer cette condition (Lekhnitskii, 1977 ; Ramamurthy, 1993 ; Worotnicki, 1993).

À partir des résultats de résistance en compression uniaxiale, Ramamurthy (1993) classifie le degré de résistance anisotrope pour une roche schisteuse selon le rapport anisotrope, Rc :

$$Rc = \sigma_{cmax}/\sigma_{cmin} \tag{2.18}$$

Ramamurthy classifie le rapport d'anisotropie selon la sévérité du ratio de résistance anisotrope, celle-ci est présentée au Tableau 2.10.

Tableau 2.10 : Classification de l'anisotropie selon le degré de résistance anisotrope (d'après Ramamurthy, 1993)

Rapport anisotrope, Rc	Classe
1,0 - 1,1	Isotrope
> 1,1 - 2,0	Faible anisotropie
> 2,1 - 4,0	Moyenne anisotropie
> 4,0 - 6,0	Haute anisotropie
> 6,0	Très haute anisotropie

Le degré d'anisotropie de l'essai de traction directe ou indirecte est obtenu selon le rapport de la résistance en traction maximale sur la résistance en traction minimale. Désigné par Rt, ce degré de résistance de traction anisotrope peut aussi être classifié selon le Tableau 2.10.

Par rapport aux paramètres de déformation, Lekhnitskii (1977) propose d'utiliser le rapport suivant pour décrire le degré d'anisotropie :

$$k = E/E' \tag{2.19}$$

Le degré d'anisotropie (k) est défini selon le rapport du module de déformation dans le plan d'isotropie (E) sur le module de déformation normal (E') à celui-ci. Un rapport unitaire correspond à un comportement isotrope, tandis qu'un rapport déviant sous-entend une anisotropie de la roche par rapport au comportement de déformation.

Worotnicki (1993) a analysé plus de 200 séries de roches et a réussi à classifier l'anisotropie en trois groupes de roches métamorphiques selon leurs modules de déformation, celle-ci est présentée au Tableau 2.11.

Tableau 2.11 : Degré d'anisotropie de différentes roches métamorphiques

Type de roche	Degré d'anisotropie		E_{max}/E_{min}
Quartzofeldspathic	Faible - modéré	<	3,5
Argile Pelitic	Modéré - élevé	<	6,0
Carbonates	Intermédiaire	<	1,7

2.3 La convergence induite en périphérie d'excavation

La prédiction et le contrôle du comportement de convergence sont une préoccupation essentielle du domaine de la mécanique des roches. Plusieurs efforts sont apportés afin d'assurer un certain niveau de contrôle sur la masse rocheuse, dont de nombreuses études des propriétés mécaniques et géologiques de la roche, optimisation de la séquence d'excavation, un investissement supplémentaire en support de terrain, ainsi qu'un suivi de qualité des travaux exécutés. Tous ces efforts sont mis en place afin d'assurer la production et la sécurité des employés. Toutefois, de nombreux projets continuent de lutter avec ce comportement post-excavation. Une lutte qui s'avère fort couteuse et hasardeuse, principalement lors de la réhabilitation complète de l'excavation. Une définition conforme pour le domaine civil et minier est proposée par l'ISRM :

> « Squeezing of rock is the time-dependent large deformation which occurs around the tunnel and is essentially associated with creep caused by exceeding a limiting shear stress. Deformation may terminate during construction or continue over a long time period. » (Barla, 1995)

Ici, le terme tunnel est utilisé dans un sens large du mot, incluant toute forme d'excavations minière. D'un point de vue général, une convergence de terrain est toute déformation (réduction de volume) de la coupe transversale d'une excavation.

Il existe aussi une grande distinction entre ces deux domaines présentant un comportement convergent. Le domaine du génie civil traite de façon approfondie les excavations de formes circulaires qui sont de dimension uniforme sur l'ensemble de sa longueur, couramment dans un terrain généralement tendre, à faibles profondeurs (moins de 500 m), et conçue pour un temps de service semi-permanent (50 ans et plus). Le domaine minier, par contre, exploite des excavations de formes variées, de dimension variable, en roche dure, à grande profondeur, généralement conçues pour un temps de service faible (moins de 20 ans). Dans cette étude, une attention particulière est apportée à la convergence anisotrope où le niveau de convergence varie selon l'orientation de l'excavation par rapport à la schistosité.

2.3.1 Particularité du comportement convergent

Aydan et al. (1993) ont produit une description du phénomène de convergence en distinguant entre trois mécanismes de défaillance : (i) défaillance par cisaillement pure; (ii) défaillance par flambement; et (iii) défaillance par comportement mixte de cisaillement et de glissement. Le mécanisme d'intérêt pour cette étude est principalement la défaillance par flambement. Ce type de défaillance est généralement observé en roches métamorphiques (e.g. phyllite, schiste) et sédimentaires schisteuses (schiste sédimentaire, marne, grès) où le terrain est caractérisé par une convergence irrégulière locale sur l'ensemble de la périphérie de l'excavation (Palmström et Stille, 2007), lorsque l'axe de la galerie est orienté quasi parallèle à la direction de la foliation.

Analysant un terrain folié, Bewick et Kaiser (2009b) ont utilisé le logiciel Phase^2 (Rocscience) dans le but d'évaluer le comportement en périphérie d'un tunnel de forme circulaire (Ø = 10 m) dont l'axe de l'excavation est parallèle à la foliation et en variant le pendage de celle-ci. Ils constatent la formation de zone de faible contrainte de confinement des joints critiques (foliation) sur une distribution d'environ ± 50° de part et d'autre de l'axe perpendiculaire aux plans de faiblesse. Puisque la foliation est orientée parallèle à l'axe du tunnel, cette excavation est sollicitée par les contraintes tangentielles développées permettant ainsi au feuillage de se cisailler, ce qui promeut le type de rupture par flambage (*bulcking*). Ce phénomène s'explique par le manque de confinement invoquant le comportement mécanique fragile de la roche. Il n'y a pas désintégration du massif rocheux (situation postpic), mais plutôt une augmentation du niveau de formation de petit bloc en périphérie obligeant de réhabiliter le terrain à une fréquence plus élevé. La Figure 2.7 reproduit ce type de comportement exposé par Bewick et Kaiser (2009b) où le positionnement de la fenêtre d'influence varie selon le pendage de la foliation pour une excavation parallèle aux plans de faiblesse. En cette portion de la périphérie de l'excavation, la réduction de volume est de forme irrégulière et présente une réduction supérieure au reste de la périphérie. Le pendage de la foliation dirige la rotation de celle-ci. À l'extérieur de cette fenêtre d'influence, le comportement convergent semble agir de manière uniforme (isotrope).

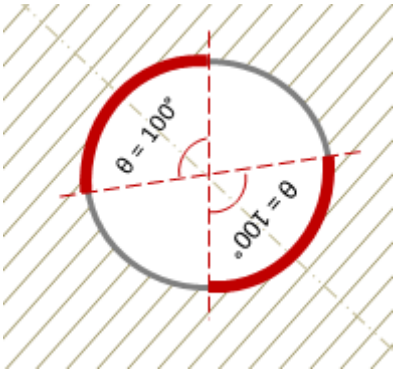


Figure 2.7: Zone d'influence de convergence anisotrope pour un massif rocheux schisteux (modifié de Bewick et Kaiser, 2009b)

Ce type de comportement du terrain en périphérie des galeries est notamment présent en mines souterraines en roches dures foliées pour de grandes profondeurs au Canada et en Australie (Potvin et Hadjigeorgiou, 2008). Un seul cas est indépendamment documenté au Québec, soit la mine LaRonde (Mercier-Langevin et Turcotte, 2007a et 2007b). Néanmoins, plusieurs autres mines doivent se préoccuper de ce phénomène (Mercier-Langevin et Hadjigeorgiou, 2011), dont la mine Casa Berardi (Aurizon), Lapa (Agnico-Eagle), et d'anciennes exploitations souterraines comme la mine Bousquet (Agnico-Eagle) et Doyon (IAMGOLD). Pour ces mines, le massif rocheux présente un comportement anisotrope induit, le plus souvent, par une foliation inhérente. Toutefois, il se peut que des fractures prédominantes ou une zone de cisaillement puissent causer ce même type de comportement. Comme observé dans ces exploitations, le comportement de convergence anisotrope est un mécanisme fort complexe, mais une fois simplifié, ce phénomène est soupçonné d'être principalement relié aux caractéristiques inhérentes de la masse rocheuse schisteuse, soit (Potvin et Hadjigeorgiou, 2008) :

- Faible résistance de la roche intacte (< 60 MPa);
- Contraintes in situ élevées;
- Influence de l'orientation, pendage et direction, de la foliation par rapport à l'excavation;
- Espacement de la foliation; et
- Altération.

Pour le domaine du génie civil, les excavations présentant de hauts niveaux de convergences sont le plus souvent en roche tendre, pour de faibles profondeurs. Même si le projet

est en roche susceptible de présenter des propriétés inhérentes causant l'anisotropie, la convergence est plutôt isotrope (ne tiens pas compte de l'influence de la foliation sur l'orientation du tunnel), ce qui est causé par de faibles forces mécaniques ou l'influence d'autres discontinuités aléatoires (Hoek et Marinos, 2000a). Pour le domaine minier, les excavations en roches dures foliées sont le plus souvent susceptibles de présenter des comportements anisotropes (Mercier-Langevin et Hadjigeorgiou, 2011). Une roche dure foliée présente un comportement mécanique variant selon l'orientation des plans de faiblesse par rapport à l'axe de sollicitation. Ce mécanisme n'est pas encore très bien compris ni incorporé dans l'analyse de convergence anisotrope. Lors de son étude sur l'influence de la foliation sur l'ampleur des dommages des excavations dans la masse rocheuse granitique du Lac du Bonnet (Manitoba), Everitt et Lajtai (2004) concluent la forte possibilité que ce comportement mécanique anisotrope soit le responsable primaire de ce phénomène. Subséquemment, plusieurs chercheurs ont établi selon un principe intuitif la valeur de la résistance que doit présenter une roche foliée afin d'influencer un comportement de convergence anisotrope. La faible résistance de la roche intacte (< 60MPa) est généralement acceptée comme ayant une forte influence à l'intérieur du comportement convergent anisotrope de mine en roche dure (Potvin et Hadjigeorgiou, 2008).

Mercier-Langevin (2005) remarque une augmentation du niveau de convergence au fur et à mesure que les contraintes in situ augmentent, notamment pour une orientation dont l'axe directionnel est parallèle à la foliation. Par contre, cet effet est non caractéristique du degré de convergence anisotrope pour une orientation perpendiculaire aux plans de faiblesse. Mercier-Langevin et Hadjigeorgiou (2011) présentent trois seuils du ratio de contrainte sur la résistance de roche intacte, où s'effectue l'augmentation du niveau de convergence pour une même orientation : (i) $\sigma_1/\sigma_c < 0{,}3$; (ii) $0{,}3 < \sigma_1/\sigma_c < 0{,}7$; et (iii) $\sigma_1/\sigma_c > 0{,}7$. Pour un ratio élevé, le comportement de la masse rocheuse transite radicalement d'un comportement typique de roche dure et fragile, vers un comportement de roche tendre et convergente (Mercier-Langevin et Turcotte, 2007b) surtout pour une faible orientation développée par rapport à la direction de la foliation. Bewick et Kaiser (2009b) constatent que le mode de rupture autour de l'excavation ($\psi = 0°$) est dominé par le cisaillement des joints pour un rapport $\sigma_{max}/\sigma_c > 0{,}8$ (où $\sigma_{max} = 3\sigma_1 - \sigma_3$). Toutefois, l'influence des structures critiques est maximale lorsque le ratio $\sigma_{max}/\sigma_c < 0{,}8$. Pour ce ratio, la limite d'élasticité, la formation de cisaillement, l'instabilité en tension et un faible taux

de confinement des joints sont contrôlés par l'orientation relative des joints par rapport à la périphérie de l'excavation. Il est donc possible d'anticiper des instabilités fragiles pour le ratio de contrainte sur la résistance ≤ 0,8 (Bewick et Kaiser, 2009b).

L'orientation de l'excavation contribue directement au phénomène de la convergence. Ainsi, il existe une différence de niveau de convergence entre une excavation orientée parallèle à la structure schisteuse dominante et celle qui est orientée perpendiculairement à celle-ci. L'orientation des discontinuités par rapport à la coupe transversale de l'excavation engendre une influence sur le comportement de rupture et du déplacement produit autour de cette périphérie (Barla, 2002). Le niveau et le taux de convergence sont fonction de cette orientation, surtout pour des orientations parallèles à la foliation, particulièrement quand la contrainte principale majeure est orthogonale à l'excavation (Mercier-Langevin et Hadjigeorgiou, 2011). Mercier-Langevin (2005) présente une définition concrète pour l'angle d'interception ψ : un angle formé entre la normale des plans de faiblesse (foliation) et la normale du mur d'intérêt de l'excavation. La Figure 2.8 représente une vue en plan de trois excavations afin de mieux définir cet angle.

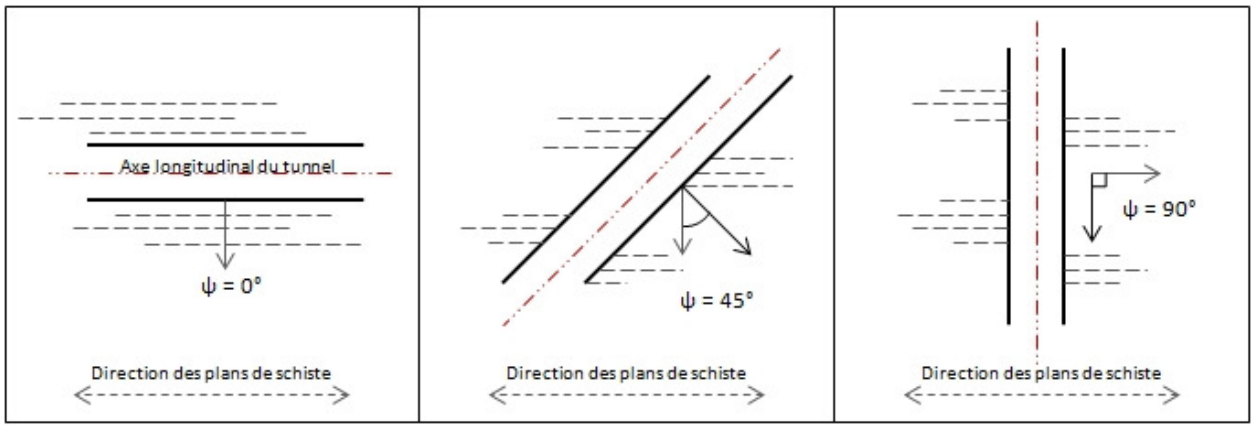


Figure 2.8 : Vue en plan de trois excavations formant un angle d'interception : a) ψ = 0°; b) ψ = 45°; et c) ψ = 90°

D'après la rétro-analyse d'environ 30 excavations à la mine LaRonde (Abitibi-Témiscamingue), Mercier-Langevin (2005) constate un haut potentiel de convergence pour une orientation ψ de 0° (excavation parallèle à la foliation) à 25°. Une constatation semblable est faite par Klein (2001) pour le domaine du génie civil. À partir d'un angle ψ de 25° jusqu'à 40°,

l'excavation présente une réduction significative du potentiel de convergence. Pour un angle ψ supérieur à 40°, l'effet de convergence est progressivement supprimé. Le mécanisme possiblement responsable pour cette réduction est l'augmentation du confinement de la foliation par rapport à l'augmentation de l'angle ψ (Mercier-Langevin, 2005). Pour cette orientation, la convergence semble uniforme (isotrope), ce qui est typique d'un comportement de roche dure. Kazakidis (2002) démontre que le confinement produit par les plans de faiblesses ou la matrice rocheuse discontinue peut adéquatement contrôler le phénomène de convergence selon certaines orientations de sollicitation.

L'espacement de la foliation est considéré comme un paramètre important quantifiant le degré de convergence. Selon diverses observations effectuées sur le terrain, Potvin et Hadjigeorgiou (2008) constatent que plus l'intervalle de la structure schisteuse est espacé, moins il y aura de déformation et le taux de convergence sera plus faible. Une foliation épaisse (dizaine de centimètres) produit un fort cisaillement du support avec un taux de convergence lent. Pour une faible épaisseur de foliation (dizaine de millimètres), la roche se cisaille autour du système de support pour un taux de convergence rapide. Les déformations peuvent ainsi être significativement différentes les unes des autres (Potvin et Hadjigeorgiou, 2008). Bewick et Kaiser (2009b) déterminent que pour une excavation circulaire, le comportement de convergence anisotrope est inexistant si le ratio de la portée de l'excavation sur l'espacement de la foliation est inférieur à 10. Pour cette condition, la convergence est principalement contrôlée par la roche intacte, ce qui produit une convergence plus ou moins uniforme autour du tunnel. Peu importe la forme de l'excavation, cette constatation sous-entend qu'il existe une influence additionnelle de l'espacement de la foliation par rapport au design de l'excavation. Mercier-Langevin et Hadjigeorgiou (2011) font une constatation qualitative semblable où trois excavations d'espacements de foliation distincts pour une orientation défavorable (l'axe de l'excavation est presque parallèle à la direction de la foliation), pour un même niveau de confinement et dans une même zone géologique, présentent des niveaux de convergence significativement différents.

L'altération du massif rocheux ou des plans de faiblesses (foliation), par des minéraux comme le mica, la chlorite ou la séricite, contribue au phénomène de convergence, car celui-ci réduit davantage la résistance mécanique de la roche intacte (Mercier-Langevin et Hadjigeorgiou,

2011). En agissant sur les liens entre les minéraux, cette altération peut réduire les propriétés mécaniques de résistance à moins de 10 MPa (Potvin et Hadjigeorgiou, 2008), pouvant produire une transition d'un comportement à la rupture d'une roche dure vers une roche tendre.

L'ampleur de l'influence de ces paramètres clefs (la réduction des résistances mécaniques, contraintes in situ élevées, l'influence de l'orientation par rapport au développement, l'espacement de la foliation, et l'altération) sur une roche dure (avec σ_c > 100 MPa) crée un mécanisme de rupture extrêmement complexe qui n'est pas encore bien compris (Mercier-Langevin et Turcotte, 2007b). Un terrain caractérisé par un espacement de foliation serré avec un haut niveau d'altération produit un comportement convergent anisotrope aséismique pour des directions de développement quasi parallèle à la foliation (Mercier-Langevin et Turcotte, 2007b). Pourtant, une zone présentant une mise en situation semblable pour un comportement plus compétent (une foliation moins prononcée et altération faible) peut présenter une faible réduction de volume, par contre elle peut être touchée par une plus forte séismicité (Mercier-Langevin et Hudyma, 2007). Généralement, la combinaison de ces paramètres résulte en un comportement plus compétent de la masse rocheuse et activement séismique à faible profondeur, mais présente un comportement aséismique et une convergence considérablement anisotrope à grande profondeur (Mercier-Langevin et Turcotte, 2007b).

2.3.2 Estimation du comportement convergent

Terzaghi (1946) fut sans doute le premier à essayer de quantifier le degré de convergence potentielle subite par la masse rocheuse. Plusieurs chercheurs ont pu identifier une relation entre les paramètres influents afin d'estimer le degré de convergence. D'après ces expériences pratiques, plusieurs estimations du comportement convergent ont pu être produites selon une approche analytique (théorie d'élasticité), à l'aide de modélisation numérique et par une approche empirique (système de classification).

Toutefois, il existe une distinction entre le domaine du génie civil, basé sur l'hypothèse que la convergence est isotrope, par rapport au domaine minier, où la convergence se présente

sous forme anisotrope. Une attention particulière est mise sur l'estimation du niveau de convergence par rapport au système de classification.

2.3.2.1 Domaine du génie civil

Pour le domaine du génie civil, la convergence est caractéristique d'une roche tendre, d'une résistance en compression faible et d'un niveau de déformation uniforme, pour une contrainte in situ faible. Plusieurs études de cas documentant le comportement convergent sont disponibles pour de nombreux pays, principalement pour des projets de tunnel de grande envergure, par exemple au Japon (Aydan et al. 1993) ; au Venezuela, en Thaïlande et en Inde (Hoek et Marinos, 2000a ; b) ou en Italie (Barla, 2002).

Plusieurs tentatives de quantifier le potentiel de convergence d'un tunnel sont basées sur de différentes caractéristiques du roc, dont la cote du système empirique de classification du massif rocheux (Singh et al. 1992 ; Goel et al. 1995a, b) et la comparaison de la résistance de masse rocheuse à la contrainte induite (Hoek et Marinos, 2000a ; b).

Singh et al. (1992) se basent sur l'analyse de 39 études de cas et proposent une relation entre la résistance en compression uniaxiale de la masse rocheuse, estimée à partir de la valeur Q du système du NGI (Barton et al. 1974), et la hauteur de la surcharge du mort-terrain (H) en mètre (m). Cette relation suggère qu'il existe une condition favorable au comportement convergent du roc pour tunnel si :

$$H > 350 \cdot Q^{1/3} \tag{2.20}$$

Goel et al. (1995a ; b) se basent sur une version modifiée du système du NGI, afin d'éliminer l'incertitude sur la sélection du paramètre SRF approprié, et réussit à incorporer l'influence de la portée ou diamètre (B), en mètre, du tunnel. Après l'analyse de 99 sections transversales de divers projets civils, le potentiel de convergence est important lorsque :

$$H \gg \left(275 \cdot N^{1/3}\right) \cdot B^{-1} \tag{2.21}$$

où H est en mètre (m) et N est la cote Q sans le paramètre SRF.

Hoek et Marinos (2000a ; b) parviennent à estimer le potentiel de convergence selon la compression uniaxiale et déformation de la masse rocheuse à partir de la classification GSI, ce qui équivaut approximativement au RMR_{76} (Hoek et al. 1995). Suite à des simulations Monte-Carlo pour divers projets internationaux, la déformation enregistrée du tunnel (ε_{tunnel}), défini comme le ratio de la fermeture totale sur le diamètre initial du tunnel, est reliée directement au rapport de la résistance en compression du massif (σ_{cm}) et de la contrainte in situ verticale (p_o), en MPa :

$$\varepsilon_{tunnel} = 0{,}2(\sigma_{\mathrm{cm}}/p_o)^{-2} \tag{2.22}$$

Cette relation est valide pour un tunnel présentant un diamètre entre 4 et 16 m, une limite de contrainte in situ de 2 à 20 MPa (80 à 800 m de profondeur) et une résistance de roche intacte entre 1 à 30 MPa.

Selon ces évaluations, le degré de convergence pour un tunnel peut être présenté au Tableau 2.12, comme suit :

Tableau 2.12 : Classification du potentiel de convergence pour travaux civils

Singh et Goel, 1999		Hoek et Marinos, 2000b	
Potentiel	Déformation	Potentiel	Déformation
Convergence basse	$1{,}0\% < \varepsilon_{tunnel} < 3{,}0\%$	Peu de problèmes de support	$\varepsilon_{tunnel} < 1{,}0\%$
Convergence modérée	$3{,}0\% < \varepsilon_{tunnel} < 5{,}0\%$	Convergence faible	$1{,}0\% < \varepsilon_{tunnel} < 2{,}5\%$
Convergence haute	$\varepsilon_{tunnel} > 5{,}0\%$	Convergence sévère	$2{,}5\% < \varepsilon_{tunnel} < 5{,}0\%$
		Convergence très sévère	$5\% < \varepsilon_{tunnel} < 10\%$
		Convergence extrême	$\varepsilon_{tunnel} > 10\%$

Ces méthodes d'estimation du potentiel de convergence ne devraient être utilisées qu'en première approximation (Hoek et Marinos, 2000a ; b). Aussi, ces estimations ne sont pas

sensibles aux variations ou orientations, car ces classifications sont établies en supposant un comportement isotrope de la masse rocheuse (Potvin et Hadjigeorgiou 2008). Même si la roche est foliée, elle présente le même niveau de convergence, peu importe l'orientation de l'axe de l'excavation par rapport à la foliation. Le comportement isotrope peut être supposé lorsque la masse rocheuse est hautement discontinuée par des joints anisotropes inhérents aléatoires (Hoek et Marinos, 2000a ; b). De plus, la difficulté de sélectionner des propriétés de système de classifications (tel que l'indice Q) persiste (Barla, 2002). Cette tâche reste hautement subjective, d'autant plus que les propriétés peuvent varier avec l'orientation et aucune classification ne tient réellement compte de ce comportement anisotrope (Marinos et al. 2007). Aussi, les propriétés de la roche intacte utilisée pour estimer la résistance du massif rocheux peuvent être erronées lorsque la foliation est présente si aucune mesure n'est prise pour incorporer l'influence de l'angle β. Les roches schisteuses testées au laboratoire présentent un défi supplémentaire (Ramamurthy, 1993) et il n'existe actuellement aucune méthode standardisée pour tester ce type de roches (Amadei, 1996).

2.3.2.2 Domaine du génie minier

Pour le domaine minier, les excavations en roches dures caractérisées par une foliation inhérente ont tendance à se comporter de façon anisotrope. Le comportement de convergence présenté n'est pas ressenti uniformément sur l'ensemble de la masse rocheuse. De la sorte, l'estimation du degré de convergence établi par le domaine du génie civil ne répond pas nécessairement aux conditions du domaine minier (Potvin et Hadjigeorgiou, 2008). Peu d'information existe concernant la convergence en milieu minier. Pourtant, avec le peu d'information rapporté, plusieurs mines en roches dures canadiennes et australiennes présentent ce comportement, et la fréquence augmente avec la profondeur des excavations (Potvin et Hadjigeorgiou, 2008).

Actuellement, deux méthodes de classification de la roche existent pour estimer le comportement convergent. Étant donné que l'espacement de foliation a un impact sur le niveau de convergence, Potvin et Hadjigeorgiou (2008) classifient la roche en deux catégories la masse

rocheuse d'après l'analyse de cinq mines canadiennes et australiennes. Le Tableau 2.13 présente leurs résultats.

Tableau 2.13 : Catégories de convergence basées sur l'épaisseur de la foliation pour une excavation typique 5 x 5 m (d'après Potvin et Hadjigeorgiou, 2008)

Paramètre	Catégorie	
	no.1	no.2
Niveau de convergence	Haute convergence	Convergence modérée
Espacement de la foliation (s)	Mince (dizaine de mm)	Épaisse (dizaine de cm)
σ_c	≈ 10 MPa	≈ 50 MPa
Taux maximum de convergence	Centaine de mm par mois	Dizaine de mm par mois
Profondeur de bris dans la masse rocheuse	Jusqu'à 6m	Jusqu'à 3m

Une masse rocheuse de première catégorie présente une convergence de plus de 48% sur une période de 2 ans, et une de 2e catégorie présente une convergence d'environ 5% pour cette même période. Il est possible de constater que le niveau de déformation est énorme comparativement au domaine du génie civil, dont la limite classifiée est d'environ 10% (Hoek et Marinos, 2000a ; b).

De plus grandes déformations sont enregistrées dans le domaine minier principalement dû à l'influence de hautes contraintes in situ relative et à des propriétés mécaniques plus faibles causées par l'anisotropie de la foliation. L'impact de l'espacement de la foliation sur la masse rocheuse est aussi observable, soit une plus forte convergence avec une foliation serrée. Toutefois, cette classification n'est applicable que pour des excavations parallèles à la direction des plans de faiblesse.

Mercier-Langevin et Hadjigeorgiou (2011) établissent une classification pour la roche selon la relation entre l'espacement de foliation et le ratio de la contrainte in situ maximale par rapport à la résistance de la roche intacte tout en incorporant l'aspect de l'orientation. Intitulé HRSI (*Hard Rock Squeezing Index*), cet indice est conçu à partir d'observations tirées de la littérature (principalement de l'étude de Potvin et Hadjigeorgiou (2008)) et il est calibré selon le comportement du massif rocheux de la mine LaRonde. Celui-ci est reproduit au Tableau 2.14.

Tableau 2.14 : Classification de convergence *HRSI* selon l'orientation de l'angle d'interception ψ (d'après Mercier-Langevin et Hadjigeorgiou, 2011)

Contrainte maximale sur la résistance de la roche intacte		Espacement de la foliation (s)		
		s > 100 mm	100 mm > s > 10 mm	s < 10 mm
0° < ψ < 25°	$\sigma_1/\sigma_c > 0,7$	$2,5\% < \varepsilon_{tunnel} < 5\%$	$5\% < \varepsilon_{tunnel} < 10\%$	$\varepsilon_{tunnel} > 10\%$
	$0,3 < \sigma_1/\sigma_c < 0,7$	$1\% < \varepsilon_{tunnel} < 2,5\%$	$2,5\% < \varepsilon_{tunnel} < 5\%$	$5\% < \varepsilon_{tunnel} < 10\%$
	$\sigma_1/\sigma_c < 0,3$	$\varepsilon_{tunnel} < 1\%$	$1\% < \varepsilon_{tunnel} < 2,5\%$	$2,5\% < \varepsilon_{tunnel} < 5\%$
25° < ψ < 40°	$\sigma_1/\sigma_c > 0,7$	$1\% < \varepsilon_{tunnel} < 2,5\%$	$2,5\% < \varepsilon_{tunnel} < 5\%$	$2,5\% < \varepsilon_{tunnel} < 5\%$
	$0,3 < \sigma_1/\sigma_c < 0,7$	$\varepsilon_{tunnel} < 1\%$	$1\% < \varepsilon_{tunnel} < 2,5\%$	$1\% < \varepsilon_{tunnel} < 2,5\%$
	$\sigma_1/\sigma_c < 0,3$	$\varepsilon_{tunnel} < 1\%$	$\varepsilon_{tunnel} < 1\%$	$\varepsilon_{tunnel} < 1\%$
40° < ψ < 90°	$\sigma_1/\sigma_c > 0,7$	$1\% < \varepsilon_{tunnel} < 2,5\%$	$1\% < \varepsilon_{tunnel} < 2,5\%$	$1\% < \varepsilon_{tunnel} < 2,5\%$
	$0,3 < \sigma_1/\sigma_c < 0,7$	$\varepsilon_{tunnel} < 1\%$	$\varepsilon_{tunnel} < 1\%$	$\varepsilon_{tunnel} < 1\%$
	$\sigma_1/\sigma_c < 0,3$	$\varepsilon_{tunnel} < 1\%$	$\varepsilon_{tunnel} < 1\%$	$\varepsilon_{tunnel} < 1\%$

L'orientation de l'axe du tunnel est sans doute le facteur le plus dominant influençant le niveau de convergence en roches dures. Lorsque l'angle d'interception (ψ) augmente, la convergence devient quasi totalement dépendante des contraintes et l'espacement de la foliation (s) présente un facteur d'influence négligeable sur la convergence de la roche (Mercier-Langevin et Hadjigeorgiou, 2011). Cette classification présente un progrès intéressant.

D'après les spécifications présentées, cette classification est valide pour un espacement de foliation et résistance en compression uniaxiale de la roche intacte supérieure ou égale à 1 mm et 15 MPa respectivement. Le niveau de convergence pour cette classification est indépendant du choix de support de terrain, ainsi que du comportement dans le temps. Encore une fois, l'incertitude des valeurs des propriétés mécaniques est persistante. Surtout pour l'explication de la chute de résistance pour une orientation défavorable.

Néanmoins, Potvin et Hadjigeorgiou (2008) et Mercier-Langevin et Hadjigeorgiou (2011) présentent une excellente interprétation des relations existantes entre les différents facteurs influençant la convergence anisotrope pour les mines en roche dure.

2.4 Sommaire

Ce chapitre traite trois grandes sections propices à la modification de classification géotechnique pour des massifs rocheux schisteux : (i) les systèmes de classification de la roche; (ii) le comportement anisotrope de roches schisteuses; et (iii) la convergence induite en périphérie d'excavation.

La première section illustre principalement qu'aucun système de classification ne pourra un jour devenir un système universel de classification du massif rocheux, simplement du fait que le roc est créé à partir de matériels naturels produits d'un processus chaotique. En réalité, il est rare d'identifier un comportement idéal (isotrope, homogène et linéaire) à une masse rocheuse, donc une comparaison de massif rocheux à une échelle commune est une tâche questionnable. Les propriétés du massif rocheux différent d'un continent à l'autre. L'interprétation d'un indice numérique pour caractériser un massif peut-être risqué, surtout qu'il est possible d'obtenir une cote (RMR et Q) identique pour deux massifs rocheux complètement différents présentant des comportements mécaniques dissemblables. Cette caractéristique naturelle aléatoire brouille la possibilité du développement d'outils empiriques de design absolu pour de nouvelles excavations souterraines, constituée selon des expériences antérieures. Toutefois, si les limites d'une classification sont bien saisies, il est possible de modifier ce système afin de correspondre aux conditions de terrain particulier du massif rocheux évalué. C'est le principal objectif de ce mémoire de maîtrise.

La deuxième section ressort la nécessité d'un programme d'essai de laboratoire adéquat pour toutes nouvelles roches se comportant de façon anisotrope. Étant donnée de l'absence de norme officielle sur la méthodologie de préparation et d'exécution d'essais en laboratoire, quelques alternatives sont proposées. Il est suggéré que quatre facteurs essentiels décrivent le comportement anisotrope (Ramamurthy, 1993) :

- La source et nature de l'anisotropie;
- La forme de la courbe de variation de la résistance avec l'angle β;
- L'emplacement de la résistance en compression maximale et minimale en relation à l'orientation de l'angle β; et

- L'intensité de l'anisotropie à travers le degré d'anisotropie.

La dernière section examine le comportement de convergence anisotrope en roches dures foliées. Ce phénomène est un mécanisme de rupture fort complexe en grande profondeur pour une orientation du développement faible par rapport à la direction des plans de faiblesse. Pourtant, une excavation perpendiculaire à la foliation, indépendamment de la profondeur, présente un comportement typique de rupture fragile. À partir de la littérature, cinq paramètres clefs (s; σ_1; σ_c; ψ; et altération) influençant le degré de convergence anisotrope sont ressortis et ceux-ci peuvent être quantifiés sur le terrain efficacement. Toutefois, l'interaction et le poids de ces paramètres ne sont qu'évalués qualitativement.

Une quantité considérable d'études sont faites pour le domaine du génie civil, pour laquelle la roche tendre foliée en faible profondeur présente une convergence isotrope (une atténuation du comportement anisotrope). Le domaine minier présente un comportement différé contrôlé largement par l'anisotropie et la littérature est limitée par un petit nombre d'études de cas. Néanmoins, deux classifications pour la prédiction du niveau de convergence ont été proposées. Calibrés sur cinq mines, ces systèmes sont encore peu utilisés dans l'industrie. De plus, ils n'utilisent qu'une partie des cinq paramètres fondamentaux pourtant identifiés comme déterminants dans le contrôle du niveau de convergence anisotrope en périphérie d'une excavation.

CHAPITRE 3 LE MASSIF ROCHEUX SCHISTEUX DU PROJET WESTWOOD

Ce chapitre décrit la composition du massif rocheux schisteux du Projet Westwood utilisé dans la modification de la classification géotechnique. Deux grandes parties sont présentées : (i) la caractérisation du massif rocheux schisteux; et (ii) la classification géotechnique utilisée par le personnel du Projet Westwood.

3.1 La caractérisation du massif rocheux schisteux

IAMGOLD est une corporation internationale spécialisée dans l'exploitation minière principalement dans l'exploitation de l'or. IAMGOLD possède plusieurs mines et projets situés sur trois continents. Présentement au Canada, IAMGOLD compte activement deux divisions : la division Doyon (Abitibi-Témiscaminque) et Niobec (Saguenay). La division Doyon est constituée de l'ancienne mine Doyon, de la mine Mouska et du Projet Westwood. Ces mines sont situées dans le même secteur géographique à 80 kilomètres à l'ouest de Val-d'Or au nord-ouest du Québec. Au début 2010, la mine Doyon a terminé son exploitation et la mine Mouska entre dans sa dernière phase d'exploitation. Le Projet Westwood est une nouvelle zone aurifère prometteuse en phase de développement qui sera une mine à la fine pointe de la technologie. Avec des ressources prouvées allant jusqu'à 2,5 km en profondeur (Sirois et al. 2009), elle sera ainsi l'une des mines les plus profondes en Amérique du Nord. Le Projet Westwood prend la relève pour assurer la présence de l'entreprise en Abitibi. Présentement, ce projet est en phase de développement et IAMGOLD prévoit commencer l'exploitation au début de 2013.

3.1.1 Géologie

Cette partie illustre le contexte géologique, la lithologie et la stratigraphie, la structure géologique rencontrée sur le site du Projet Westwood, ainsi que l'altération présente dans la masse rocheuse schisteuse.

3.1.1.1 Contexte géologique

Le Projet Westwood (Figure 3.1) se situe sur la propriété Doyon, dans la formation géologique du "*Black River metavolcanic groups*" (BRG), de la formation Hébécourt et du groupe Cadillac, faisant partie de camp minier Doyon-Bousquet-LaRonde. Ce camp minier comprend deux gisements d'or de grande importance mondiale (Sirois et al. 2009) : Doyon (6,6 Moz.) et LaRonde-Penna (10,0 Moz.) appartenant au group minier Agnico-Eagle. Le Projet Westwood voit sa quasi-totalité des réserves se situer dans le gisement Warrenmac-Westwood, le corridor nord et la zone 2. D'après des études récentes sur la zone Warrenmac-Westwood (Mercier-Langevin et al. 2009), les roches encaissantes démontrent des similitudes géochimiques entre les roches d'hébergement des principales lentilles de sulfures à la mine LaRonde-Penna, dont elle est éloignée de quelques km. Les zones minéralisées du corridor Warrenmac-Westwood sont formées de roches felsiques à la base du membre supérieur de l'éponte inférieure et d'une rhyolite porphyrique à feldspath et à quartz calcoalcaline, d'une andésite basaltique tholéitique à transitionnelle et d'une rhyodacite-rhyolite transitionnelle à calcoalcaline dans l'éponte supérieure (Mercier-Langevin et al. 2009). Cette similitude entre les deux propriétés augmente le potentiel de loger de riches zones minéralisées, mais aussi la possibilité d'une similitude par rapport au comportement mécanique du massif.

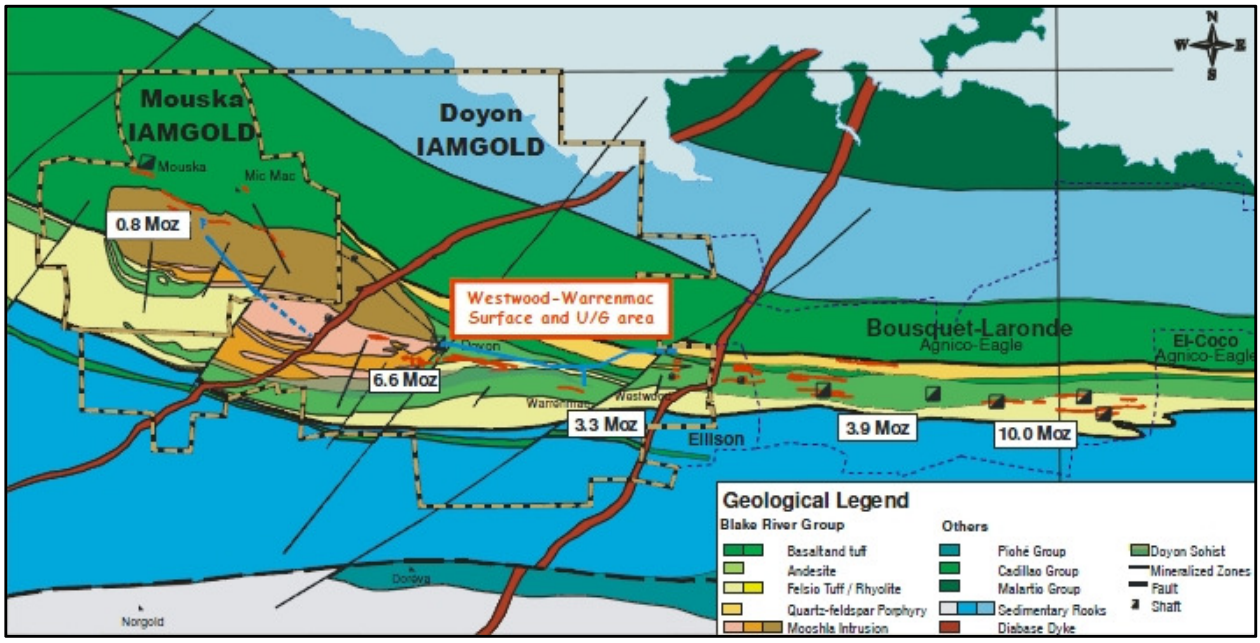


Figure 3.1 : Localisation du Projet Westwood – IAMGOLD (modifié de Sirois et al. 2009)

3.1.1.2 Lithologie et Stratigraphie

La masse rocheuse du Projet Westwood a été subdivisée en sept unités principales, dont la stratigraphie suit une direction générale de l'ouest vers l'est et plonge abruptement à modérément (60° à 80°) vers le sud. Ce qui suit est l'énumération, du nord vers le sud suivant la direction générale, des unités géologiques avec la nature de la roche principale pour chacune d'elles :

- Unité 1 (U1) – Basalte et Gabbro :

  L'empilement forme une bande monoclinale d'orientation NW-SE à E-W à polarité sud ou sud-ouest et possède une épaisseur variant entre 800 m à 1,5 kilomètre. Cette unité est généralement peu altérée, sauf dans le secteur de la mine Doyon où l'on y observe une épidotisation importante. Elle est constituée de laves mafiques ainsi que de filons-couches de microgabbro;

- Unité 2 (U2) – Sill Rhyolitique à porphyre de quartz :

  Le secteur central est constitué d'un empilement de filons-couches métriques d'une puissance cumulative de 200 mètres où sont localement isolés quelques copeaux décamétriques du basalte d'Hébécourt. Les secteurs ouest (Doyon) et est (LaRonde) sont plutôt caractérisés par l'intrusion de filons-couches isolés d'un à deux mètres d'épaisseur. Ces filons-couches sont des rhyodacites et rhyolites d'affinité tholéiitique à transitionnelle caractérisés par la présence de 5 à 20 % de phénocristaux de quartz bleuté de 1 à 5 mm de diamètre;

- Unité 3 (U3) – Volcanite mafique :

  L'unité est constituée de tuf à lapilli et de tuf à bloc andésitique à dacitique avec une dominance de fragments ou scories contenant de 20 à 40 % d'amygdules. Les secteurs ouest (Doyon) et est (LaRonde) présentent des scories très bien préservées comparativement au secteur central (Bousquet). La présence d'une épidotisation caractérise également les secteurs Doyon et LaRonde. Géochimiquement, l'unité de tuf scoriacé présente une affinité variant de légèrement tholéiitique à transitionnelle;

- Unité 4 (U4) – Volcanite felsique :

  L'unité de schiste felsique est le regroupement des volcanoclastiques felsiques et de l'horizon de schiste à séricite. Cette unité constitue l'encaissant des zones 2. Les volcanoclastiques forment la partie nord de l'unité et sont constituées de blocs pouvant

atteindre des diamètres jusqu'à 15 cm. Le schiste à séricite forme un niveau de 50 à 150 mètres d'épaisseur. Elle peut contenir jusqu'à 30 % de porphyroblastes d'aluminosilicates (andalousite – kyanite) altérés. Finalement, l'unité de schiste felsique montre une affinité magmatique tholéiitique à transitionnelle;

- Unité 5 (U5) – Volcanite mafique :

  Des faciès massifs et de brèches constituées de fragments de la taille des lapilli et des blocs caractérisent cette unité. Géochimiquement, cette unité est constituée de basalte et d'andésite basaltique et possède une affinité tholéiitique à transitionnelle;
- Unité 5a (U5a) – Tuf dacitique :

  Cette unité est l'encaissant de plusieurs gisements importants, soit, les zones 1-2-3 de la mine Bousquet 1, le gisement des mines Bousquet 2 et LaRonde 1 et les zones 6 et 7 de la mine LaRonde 2. Dans les secteurs moins altérés, les coulées possèdent des faciès massifs avec localement des textures d'écoulement laminaire ou des faciès de lobes métriques inclus dans un tuf. Des niveaux de tuf à lapilli et tuf à lapilli et blocs sont aussi observés dans le secteur est du camp minier (mine LaRonde). Les roches plus fortement altérées sont caractérisées par un assemblage à quartz-séricite-andalousite et sont appelées schiste à andalousite; et
- Unité 6 (U6) – Tuf intermédiaire à felsique :

  La roche peut être massive, constituée de tuf à lapilli et de tuf lité (secteur Bousquet 1) ou d'une brèche hétérogène qui contient des fragments qui pourraient provenir des unités sous-jacentes (secteur LaRonde). Les analyses géochimiques de cette unité indiquent une affinité magmatique de transitionnelle à calco-alcaline.

Une meilleure représentation de l'empilement des unités est atteinte en effectuant une coupe longitudinale du nord vers le sud du territoire du Projet Westwood. La Figure 3.2 représente la coupe de la section géologique simplifiée (regardant vers l'ouest), pour un empilement des unités géologiques du nord au sud, et aussi le pendage des unités qui est d'environ 70° ± 10°. L'unité U4 et U5a sont caractérisé (plus spécifiquement aux zones étudiées) par un pendage de 65° et 80° respectivement. La Figure 3.2 présente aussi les zones minéralisées (Warrenmac-Westwood, Corridor Nord et Zone 2) jumelées avec leur unité correspondante. Ainsi, la quasi-totalité des ressources prouvées est située dans les unités géologiques : U4 et U5a.

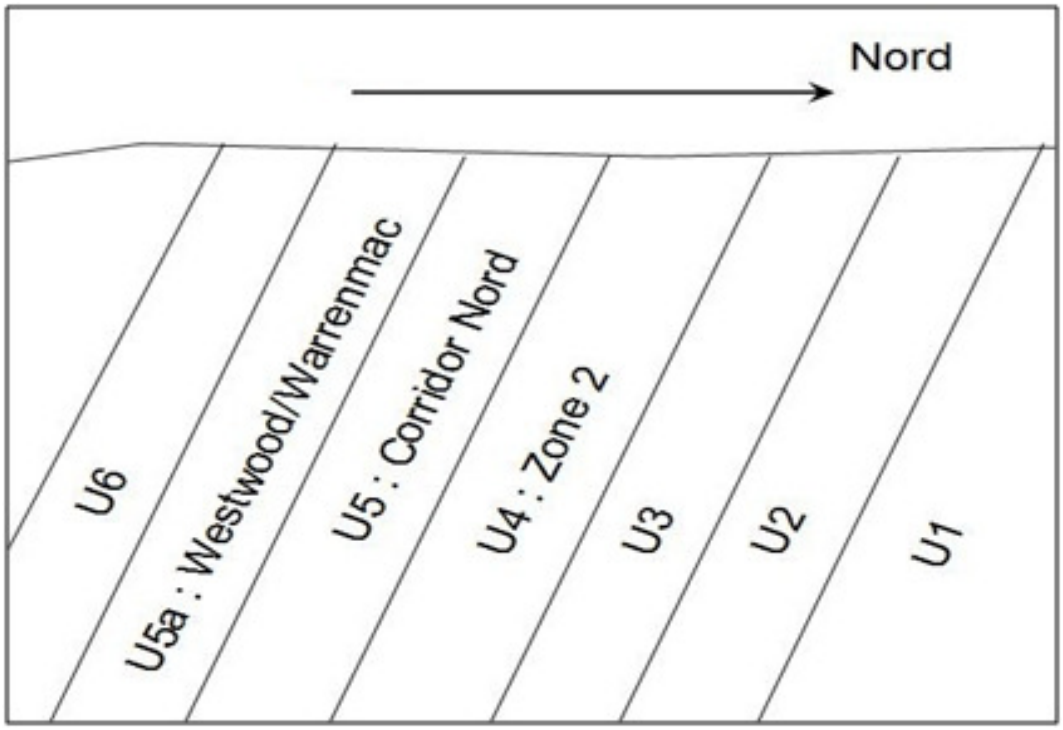


Figure 3.2 : Coupe interprétante section géologique simplifiée (regardant vers l'ouest) à travers le Projet Westwood

3.1.1.3 Structure géologique

Toute lithologie appartenant à la formation géologique "*Blake River Group*" suit une forte compression nord-sud, introduisant une schistosité inhérente subverticale suivant la direction et le pendage des unités géologique du Projet Westwood. La présence de cette schistosité cause de grandes déformations percevables dans les corridors orientés est-ouest. Ce phénomène est observable sur l'ensemble des unités géologiques du projet, ce qui caractérise la masse rocheuse comme étant schisteuse. Par contre, la schistosité se différencie des unités géologiques par la variabilité de l'espacement de la foliation. D'un point de vue géologique, l'espacement de cette caractérisation est millimétrique. Par contre, d'un point de vue mécanique les unités U4, U5a et U2 présentent la plus mince schistosité. L'espacement moyen des plans de faiblesse est d'environ 0,2m, 0,3m et 0,3m respectivement. Pour les autres unités géologiques, l'espacement moyen est considéré d'être d'environ 0,5m.

3.1.1.4 Altération

Deux types d'altérations majeures sont rencontrés dans la masse rocheuse schisteuse du Projet Westwood : (i) la chlorite; et (ii) la séricite. Le plus souvent associé à la schistosité, la chlorite noire est principalement retrouvée dans les plans de faiblesse de l'unité U5 et U5a, tandis que le schiste à séricite affecte principalement la partie majeure ouest de l'unité géologique U4. D'après l'interprétation géologique de carottes de forage, l'altération en séricite semble se dissiper dans l'unité U4 au fur et à mesure que les profondeurs augmentent (encore visible au niveau 840). Telle qu'observée, l'altération perturbe principalement les zones géologiques minéralisées du massif, des zones dont l'exploitation est prévue. Toutefois, l'interprétation finale de l'étendue de ces zones d'altération reste à être définie (Sirois et al. 2009).

3.1.2 Propriétés mécaniques

Les propriétés mécaniques mise à la disposition pour le projet d'étude sont les résistances mécaniques de la roche intacte effectuées sur l'ensemble des zones géologiques, ainsi que le tenseur de contrainte in situ.

3.1.2.1 Roche intacte

Une campagne exhaustive d'essais de laboratoire standard a été effectuée sur les différentes unités géologiques (Simon, 2009). Les essais sont détaillés au chapitre suivant et tous ces essais sont conformes aux normes établies par l'ASTM. Vu de l'intérêt ponctuel des unités rocheux U4 et U5a, les résultats (résistance en compression uniaxiale (σ_c); résistance en compression triaxiale; résistance en compression diamétrale (σ_t); module de déformation (E); et coefficient de Poisson (v)) sont résumés au Tableau 3.1 et au Tableau 3.2. Pour chacun type d'essais, le numéro de la norme, le nombre d'échantillons testés (Nb essais) et l'interprétation statistique des résultats (erreur sur la moyenne selon la loi de probabilité de type Student-t pour un intervalle de confiance de 95% - Annexe A) sont indiqués.

Tableau 3.1 : Paramètres de résistances moyennes de la roche intacte pour les unités U4 et U5a (tiré de Simon, 2009)

Unité	Norme : ASTM D2938-95			ASTM D2664-95a				ASTM D3967-95a		
	Nb essais	σ_c (MPa)	Erreur sur la moyenne	Confinement (MPa)	Nb essais	Rupture (MPa)	Erreur sur la moyenne	Nb essais	σ_t (MPa)	Erreur sur la moyenne
U4	8	104,29	61,20%	5	5	139,24	107,20%	8	-15,20	31,80%
				10	4	130,88	96,80%			
U5a	8	124,98	44,80%	5	4	161,14	71,00%	8	-18,30	18,70%
				10	5	171,69	80,40%			

Tableau 3.2 : Paramètres élastiques moyens de la roche intacte pour les unités U4 et U5a (tiré de Simon, 2009)

Unité	E moyen (GPa)	Erreur sur la moyenne	ν moyen	Erreur sur la moyenne
U4	48,58	30,60%	0,203	34,90%
U5a	62,59	21,20%	0,201	25,50%

Les résultats statistiques des essais (Tableau 3.1 et Tableau 3.2) sont basés sur la théorie des petits échantillons (Nb < 30), telle que proposée par Gill et al. (2005). Les erreurs sur la moyenne sont donnés pour une loi de probabilité de type Student-t pour un intervalle de confiance de 95%. Pour les travaux d'ingénierie de routine, une erreur sur la moyenne inférieure à 20% (p = 1,5) est usuellement visée. Les détails par rapport aux paramètres statistiques peuvent être consultés à l'annexe A.

Les résultats de la résistance mécanique démontrent une dispersion variable de l'erreur sur la moyenne selon les unités : 45% et 61% pour la résistance en compression uniaxiale; 71% à 107% pour la résistance en compression triaxiale et 19% et 32% pour la résistance en compression diamétrale. Seule la précision sur les résultats d'essais en compression diamétrale de l'unité U5a est acceptable (autour de 20%).

Toutefois, les résultats des paramètres élastiques démontrent une plus faible variabilité de l'erreur sur la moyenne selon les unités : 21% et 31% pour le module de déformation; et 26% et

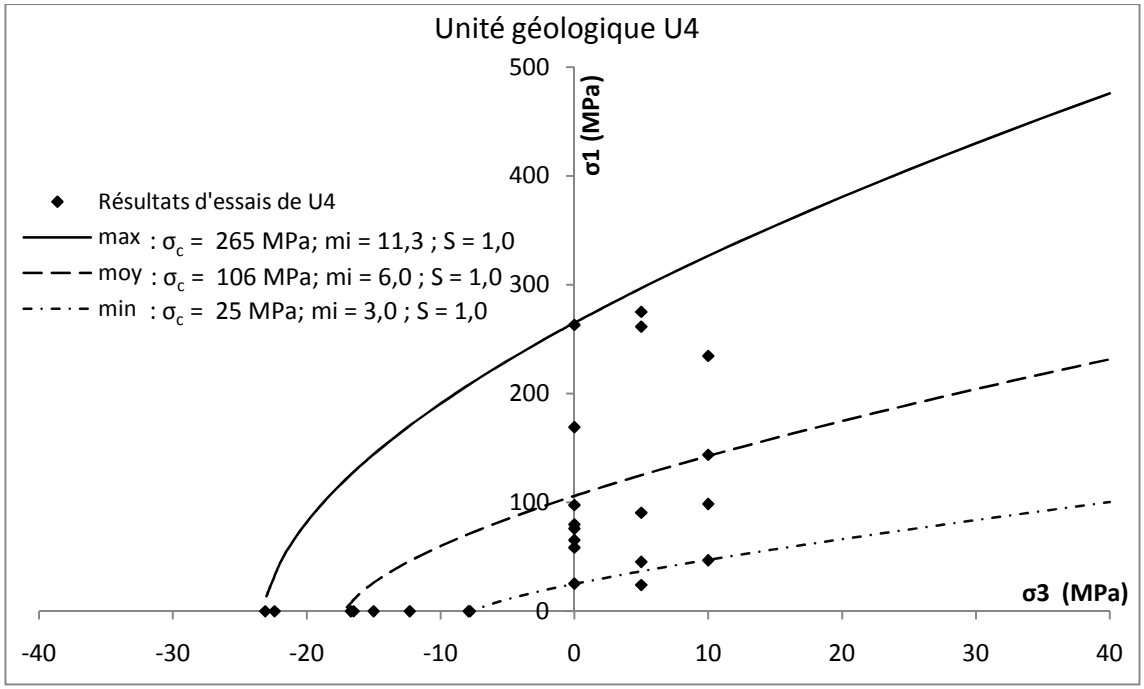
35% du coefficient de poisson. L'unité U5a présente la plus petite valeur de l'erreur relative sur la moyenne pour les deux paramètres de déformations.

La Figure 3.3 présente les résultats d'essais en laboratoire, les courbes enveloppes, ainsi que les paramètres du critère utilisé pour le lissage de ces courbes pour l'unité U4 et U5a. Les courbes enveloppe sont déterminées pour chaque unité géologique à partir de l'analyse des échantillons selon le critère Hoek et Brown (1988). Ce critère est exprimé dans un plan des contraintes principales $\sigma_1 - \sigma_3$, celui-ci est défini comme suit :

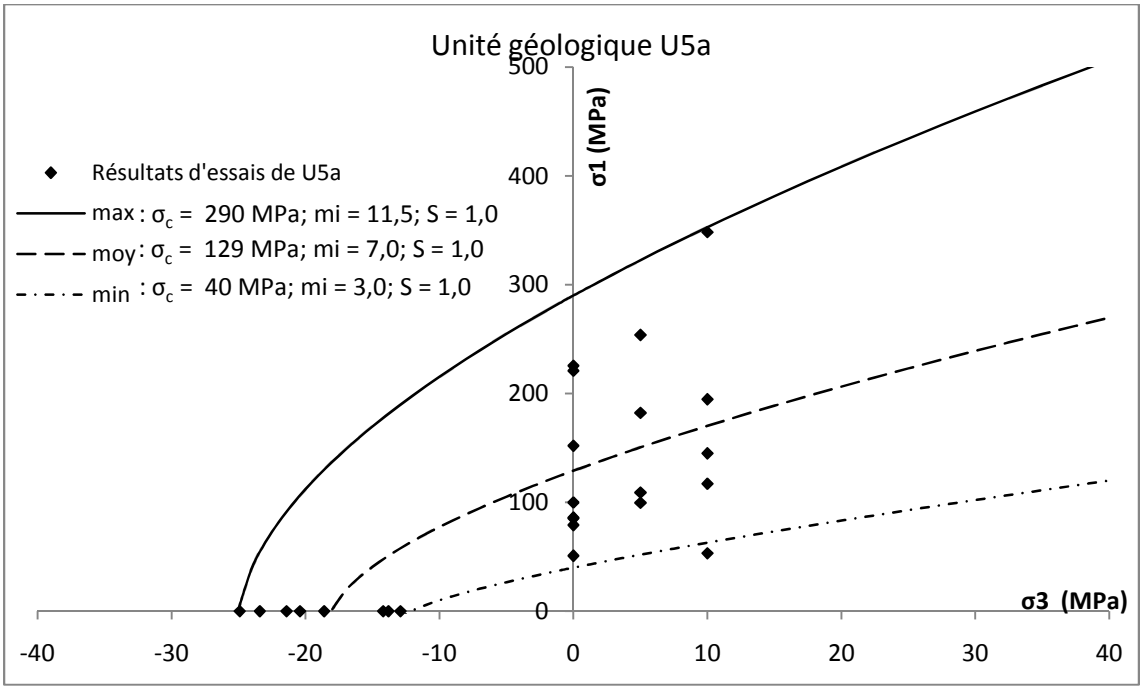
$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m_i \sigma_c \sigma_3 + S\sigma_c^2} \tag{3.1}$$

où σ_1 et σ_3 sont respectivement la contrainte principale majeure et mineure, σ_c est la résistance en compression uniaxiale, m_i et S sont les paramètres du critère dépendant du matériau.

Par rapport aux propriétés mécaniques, l'unité U4 et U5a sont considérées comme étant une roche de résistance moyenne. Par contre, une grosse dispersion des résultats de rupture (erreur sur la moyenne élevée) produit une distribution accrue de la courbe enveloppe (formation de trois courbes distinctes) pour les deux unités. Ceci peut s'expliquer par le fait que l'orientation des plans de schistosité n'a pas été prise en considération lors des essais de laboratoire. D'après les photos de ruptures disponibles en compression uniaxiale et diamétrale, les échantillons testés ont été pris avec des orientations des plans de foliation aléatoire par rapport à l'axe de sollicitation. L'anisotropie induite par les plans de faiblesses génère donc un comportement préoccupant.



(a)



(b)

Figure 3.3 : Courbe enveloppe de résistance du roc intact selon le critère Hoek et Brown (1988) pour l'unité rocheuse (tiré de Simon, 2009) : (a) U4 ; et (b) U5a

3.1.2.2 Contraintes in situ

3.1.2.2.1 Tenseur de contrainte, d'après Corthésy et Leite (2008) :

Une campagne de mesure du tenseur de contrainte a été entreprise par Corthésy et Leite (2008), effectué selon la méthode du "*Doorstopper*" modifié dans l'éponte de l'unité U2 à une profondeur d'environ 840m. Les résultats de cette campagne sont présentés au Tableau 3.3. Le paramètre H représente la profondeur en mètre et l'orientation (azimut/plongée) est présentée selon le nord du système minier.

Tableau 3.3 : Tenseur de contraintes in-situ (modifié de Corthésy et Leite, 2008)

Contrainte principale	Valeurs absolues (MPa)	Magnitude (MPa)	Orientation Azimut/Plongée
σ_1	25,2	5,5 x σ3	003° / 05°
σ_2	14,5	3,2 x σ3	093° / -09°
σ_3	4,6	0,005 x H	122° / 79°

Corthésy et Leite (2008) rapportent que les contraintes mesurées au niveau 084 semblent faibles pour une profondeur de 840m quant comparées aux contraintes in situ régionales. Elles sont possiblement affectées par la schistosité de la roche ou les structures régionales (e.g. faille Cadillac et Bousquet). De grands niveaux d'anisotropie élastique ont aussi été rapportés lors de l'analyse du tenseur partiel ponctuel. Le rapport d'anisotropie (E_1/E_2) pouvant atteindre des valeurs allant jusqu'à 14,5, caractérisant une roche de très haute anisotropie. D'après les recommandations du consultant Golder (2009a), ce tenseur de contrainte est ainsi jugé trop faible pour la région géographique.

3.1.2.2.2 Tenseur de contrainte, d'après Golder (2009a) :

Pour essayer de contrer le comportement anisotrope évident, Golder (2009a) présente une alternative qui semble mieux appropriée à ce stade du projet pour le calcul des contraintes principales basé sur des valeurs standard pour la région de l'Abitibi. Le Tableau 3.4 présente le

résultat du tenseur de contraintes utilisé pour les travaux d'analyse et de modélisation du Projet Westwood :

Tableau 3.4 : Tenseur de contraintes in situ (d'après Golder, 2009d)

Contrainte principale	Magnitude (MPa)	Orientation azimut/plongée
σ_1	1,5 x σ3	N-S/00°
σ_2	1,2 x σ3	E-W/00°
σ_3	0,027 x H	Vertical/90°

Encore une fois, le paramètre H représente la profondeur en mètre et l'orientation (azimut/plongée) est présentée selon le nord du système minier.

D'un point de vue général, l'orientation de la contrainte principale majeure est perpendiculaire à la direction de la foliation, tandis que la contrainte principale intermédiaire est parallèle à celle-ci.

De graves erreurs peuvent se développer lors de l'évaluation des contraintes in situ par un modèle basé sur des données isotropes et que la roche s'avère en réalité anisotrope (Barla, 1974; Amadei, 1996).

3.1.3 Comportement du massif rocheux schisteux

3.1.3.1 Problème de comportement du terrain

À partir du développement observé selon différentes orientations, il est possible d'identifier un comportement anormal du roc (une forte ductilité induite pour des contraintes moyennes à élevées) causant une convergence excessive à la périphérie de l'excavation dont l'axe directionnel est quasi parallèle à la direction de schistosité du massif. Pour cette orientation, une réduction graduelle de la section droite est observable, surtout en haut de l'éponte supérieure (Figure 3.4) et en bas de l'éponte inférieure (Figure 3.5). Cette convergence se comporte de

manière anisotrope, présentant néanmoins des sections de déformation minime et isotrope, puisque le toit et le plancher semblent stables. Par contre, ce phénomène est progressivement réduit pour une rotation de l'axe de l'excavation allant vers une orientation perpendiculaire aux plans de faiblesse. Pour cette orientation favorable, aucune déformation n'est ressentie et la roche se comporte de manière isotrope et coïncide au comportement de la roche intacte pour l'unité.

Un autre point intéressant est la différence du niveau de convergence ou déformation pour des orientations défavorables (quasi parallèle à la foliation) entre les unités géologiques. La Figure 3.6 représente une vue de l'éponte inférieure d'une excavation orientée parallèle à la foliation ($\psi = 0°$) à une profondeur de 840 m, avec une distance de 400 m du lieu identifié par les figures 3.4 et 3.5. Cette excavation se comporte de manière fragile, aucune déformation anisotrope prononcée, même si l'orientation est favorable à ce phénomène.

La schistosité présente la composante structurale dominante de la masse rocheuse, en plus de trois familles de discontinuités. En conséquence, le comportement de rupture mécanique du massif rocheux est affecté par l'anisotropie due à cette schistosité (Golder, 2011b), sans oublier les cinq paramètres clefs contribuent au niveau de convergence : l'orientation, l'espacement de foliation, altération, contraintes in situ élevées, faible résistance de la roche intacte. Sans doute, les zones les plus problématiques sont les unités rocheuses U4 et U5a, ainsi que l'unité U2 (où il n'y a eu que peu de travaux d'excavation jusqu'à présent) où l'espacement de la foliation est notamment la plus faible.

Figure 3.4 : Déformation anisotrope de l'éponte supérieure dans l'unité U4, niveau 084

Figure 3.5 : Déformation anisotrope de l'éponte inférieure dans l'unité U4, niveau 084

Figure 3.6 : Faible déformation isotrope de l'éponte inférieure dans l'unité U2, niveau 084

3.1.3.2 Convergence mesurée selon l'instrumentation

Actuellement, la zone développée la plus problématique est sans doute la zone 2.30 – unité géologique U4 (Figure 3.7). Orienté parallèlement à la schistosité sur une longueur d'environ 300 m, cette zone présente un fort comportement de convergence anisotrope sur l'ensemble du développement. Ceci a produit une défaillance graduelle du soutènement nécessitant de nombreuses réhabilitations sur l'ensemble de la zone en une courte période (quelques mois). Une analyse de convergence à l'aide de plaques de convergence a été effectuée pour la zone 2.30 de l'unité géologique U4 (Armatys et Berson, 2009). Le principe de mesure de la convergence par cette méthode est de mesurer le déplacement entre deux repères (plaques de convergence) représentant deux points du profil de l'excavation. Trois plaquettes de convergence ont été installées au toit, sur l'éponte inférieure et sur l'éponte supérieure d'une coupe transversale de l'excavation, dont la distance entre les plaques a été prise hebdomadairement sur

une période d'environ 4 mois. Au total, seize stations de mesure sont étudiées et leur positionnement dans la zone 2.30 peut être visualisé sur la Figure 3.7.

Pour l'ensemble de cette zone, qui présente une portée d'environ 4 m, une convergence moyenne d'environ 20 cm a été obtenue, avec la convergence maximale pouvant atteindre jusqu'à 34 cm (convergence de type *très sévère* représentant ε_{tunnel} = 8,5%) dans la partie ouest de l'excavation (station #9). Cette partie de la zone est grandement affectée par l'altération en schiste à séricite et une réduction additionnelle de l'espacement de foliation inférieure à <0,10 m.

Une seule autre orientation a été évaluée (station #10), dans le secteur de la plus grande convergence a été observée, pour une orientation de l'axe de l'excavation à 50° par rapport à la direction de la foliation (~ouest-est). Cette excavation présente un faible niveau de convergence inférieure à 1 cm (convergence de type *nulle*). Cette orientation a été prise dans la partie ouest de la galerie, adjacente à la plus haute convergence enregistrée. Afin d'assurer un contrôle adéquat de la convergence, il est évident que l'orientation de l'excavation recherchée doit être perpendiculaire à la foliation. La convergence pour cette orientation est quasi nulle. Toutefois, la particularité du massif rocheux schisteux fait en sorte que les gisements d'or ont tendances à suivre les plans de foliation. Aucune autre zone de mesure de convergence additionnelle n'a été effectuée pour les autres unités géologiques.

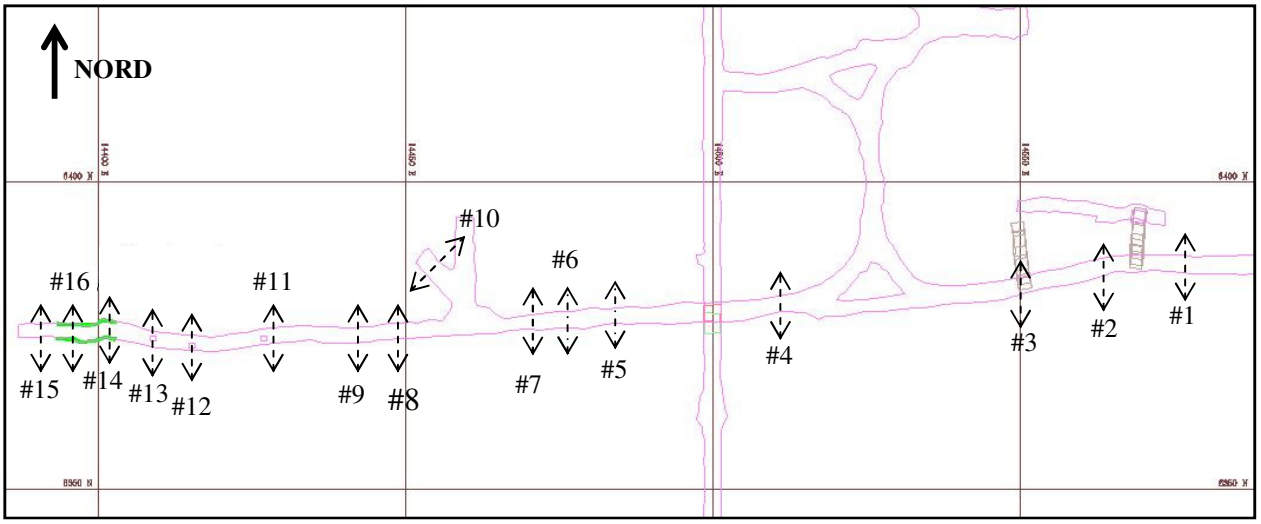


Figure 3.7 : Plan du développement de la zone 2.30 niveau 084 (840m sous terre) du Projet Westwood et l'emplacement des stations de plaques de convergence

3.2 RMR_{76} inféré – Classification utilisée par le Projet Westwood

Lors de la première traversée anticipée (en juillet 2009) de la faille Bousquet, GOLDER ASSOCIÉS a reçu le mandat d'évaluer les propriétés géotechniques du terrain ciblé dans la zone de contact entre U5 et U5a au niveau 084 (840 m sous terre). L'axe de l'excavation par rapport à la direction de foliation est d'environ 50°. En se basant sur la description de carottes de forage effectué pour la traversée de la faille, Golder a proposé une technique d'interprétation des données géologique afin de classifier la roche du Projet Westwood pour ce secteur. Le RMR de Bieniawski a été adopté comme outil dans le but de modification pour interprétation des forages, d'où l'apparition du RMR_{76} inféré (Golder, 2009b). L'indice 76 représente la version du RMR transformé. Une raison pour l'utilité de la version 1976, selon le consultant est qu'elle assure une meilleure conversion entre la classification RMR - indice Q (Barton et al. 1974) et se présente comme base de comparaison avec la classification GSI (Hoek et al. 1995).

Étant donné que cette classification géomécanique a été développée pour la traversée anticipée de la faille Bousquet, l'application de cette classification n'est pas garantie pour les autres zones géologiques du projet Westwood et doit être validée pour les autres unités géologiques.

3.2.1 Modification de la technique de description de la carotte de forage

Depuis la modification de la technique de description de carottes en mars 2009, les données récoltées sont dorénavant sur une longueur de carotte d'un mètre (Golder, 2009a). La proposition pour l'information géologique pertinente à l'ingénierie (Golder, 2009a) demande l'étude des caractéristiques suivantes : RQD, fissibilité, dureté, altération en séricite ou en chlorite, et la schistosité. Le but principal de cette modification est de standardiser et simplifier la collecte de données afin de faire ressortir les zones les plus problématiques, d'un point de vue géotechnique, tout en essayant d'éliminer les biais qualitatifs.

Le Tableau 3.5 présente les paramètres identifiés lors de la description géologique ainsi que la technique d'obtention de la cote attribuable qui varie de 1 à 4 points :

Tableau 3.5 : Informations pertinentes à la description de carottes de forage (modifié de Golder, 2009a)

Cote	A1		A3	A4	
	Fissibilité	Dureté	Schistosité	Séricite	Chlorite
	Briser avec main	Rayable par pointe de tungstène	Espacement : mesuré	Altération : inspection visuelle	
1	Facilement	Facilement	<1 mm	Forte	Forte
2	Moyennement	Moyennement	1 à 10 mm	Moyenne	Moyenne
3	Difficilement	Difficilement	>10 mm	Faible	Faible
4	Non	Non	Absente	Aucune	Aucune

3.2.2 Ajustement du RMR_{76} pour la description de carotte de forage

Golder a lié les paramètres géologiques établis durant la description de carotte de forage à ceux du RMR_{76} classique afin de permettre l'attribution d'une valeur du nouveau RMR_{76} inféré (Golder, 2009b). Ce RMR_{76} inféré a été conçu selon les données géotechniques (description de carotte) produites lors de la traversée de la faille Bousquet pour les trous de forage suivants : 14612-09, 14613-09, 14614-09 et 14615-09.

Le Tableau 3.6 présente les différentes notes du RMR_{76} attribué à chaque coefficient du paramètre selon les valeurs descriptives de la carotte géologique, ainsi que le lien entre les caractéristiques géologiques et les paramètres du RMR_{76} classique.

Tableau 3.6 : Classification RMR_{76} inféré (d'après Golder, 2009b)

Cote descriptive attribuable à la carotte de forage géologique	A1 : Estimation de résistance mécanique		A2 : RQD (formule selon Bieniawski, 1989)	A3 : Estimation de l'espacement des joints		A4 : Estimation de nature des joints	A5 : Estimation de venues d'eau
	Fissibilité	Dureté	$RQDm = 0{,}006RQD^2 + 0{,}1114RQD + 2{,}7981$	RQD > 60%	RQD ≤ 60%	Altération en Séricite / Chlorite	
1	0	0		5	0	0	10
2	2	2		10	5	6	10
3	4	5		15	10	12	10
4	6	6		20	15	16	10

La formule du paramètre A2 (RQD) est basée sur le modèle de régression polynomiale présentée lors de la dernière révision en 1989 (Bieniawski, 1989) et le paramètre A5 (venue d'eau) est par défaut fixé à la note maximale (10 points – conditions de terrain sec), à moins d'avis contraire. Il est aussi possible d'estimer la valeur du σc (roc intacte) selon la note attribuée aux paramètres A1 selon la formule suivante :

$$\sigma c_{estimé} = 0{,}5396(A_1)^2 + 6{,}6364(A_1) \tag{3.2}$$

3.2.3 Calibration du système RMR_{76} inféré

Pour vérifier la dispersion du système de classification proposé, Golder (2009b) a effectué une description visuelle de la carotte R14612-09 afin de comparer les résultats du RMR_{76} inféré obtenus par l'équipe de géologie d'IAMGOLD. Dû à une faible dispersion des valeurs entre les deux descriptions, le système de description de carotte géotechnique est jugé adéquat. Par la suite, la classification RMR_{76} inféré (Tableau 3.6) est appliquée sur l'ensemble des trous géotechniques afin d'estimer la transition de qualité du terrain et la quantité de support nécessaire lors de la traversée de la faille Bousquet. Le RMR_{76} inféré obtenu est équivalent à l'indice RMR de base sans l'ajustement pour l'orientation.

Une fois le RMR_{76} inféré obtenu, le design du support est défini selon le tableau empirique de l'évaluation du soutènement selon le système du NGI. Ce dernier est utilisé, car il offre une meilleure diversité pour les recommandations du renforcement. La formule de conversion du RMR_{76} inféré à l'indice Q' est la suivante :

$$RMR_{76,inféré} \approx 9\ln(Q') + 44 \tag{3.3}$$

avec :

$$Q' \approx exp\left(\frac{RMR_{76,inféré} - 44}{9}\right) \tag{3.4}$$

où Q' est le paramètre NGI de base, donc sans l'influence de contraintes in situ :

$$Q' = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \tag{3.5}$$

3.2.4 Paramètre de design

Afin de pouvoir estimer la quantité de support nécessaire selon le RMR de design final (ou dégradé) pour la traversée de la faille, Golder applique un paramètre de design pour diminuer la valeur du RMR_{76} inféré. Ce paramètre est par définition équivalent à l'ajustement pour l'orientation des joints de Bieniawski (1976). Pour la première traversée de la faille, une baisse est attribuée pour l'orientation des joints de schistosité par rapport à l'axe de galerie (comportement moyen : -5 points — selon la recommandation sur l'orientation des discontinuités du RMR_{76} classique définit au Tableau 2.7) ainsi que pour la dégradation des parois de l'excavation due aux contraintes in situ (-5 points supplémentaires — inspiré par le paramètre SRF de l'indice Q). La pratique de réduction au RMR_{76} dégradé est standard. L'application et l'ampleur du paramètre de design sont souvent laissées à la discrétion de l'ingénieur : paramètre plus sévère lors du design par formule analytique/empirique. Le RMR_{76} dégradé est utilisé pour évaluer le temps de soutien sans soutènement immédiat. Pour les cas étudiés par Golder (2009a), ce temps de soutien est évalué à 2 heures pour la zone de contact avec la faille et de 10 heures pour la faille.

Souvent, le RMR de design ne tient pas compte des contraintes in situ, car la modélisation numérique permet d'ajuster de façon plus fiable ce paramètre. La réduction empirique est une tendance qui est plutôt populaire dans le domaine minier pour l'indice Q. Golder (2009b) évalue le paramètre de design du support pour le système du NGI à SRF = 11. Ceci fait une réduction multiplicative de 0.091(=Jw/SRF pour Jw de 1 point – condition sec du terrain) subie sur l'indice Q' afin de déterminer la cote Q finale de design pour établir le support adéquat. Ainsi, deux réductions d'ajustements différents sont développées (pour une orientation d'excavation précise par rapport aux plans de faiblesse) et celles-ci permettent de dégrader la cote de classification géomécanique afin de définir les recommandations par rapport au temps de soutien et du support indépendamment l'une de l'autre.

3.2.5 Application du système de classification

D'après la compilation d'environ 9000 données de forage, Golder (2011a) a effectué un sommaire des unités géologiques de la base de données mise à jour au 30 septembre 2010 pour le détail des distributions des valeurs RMR_{76} inféré ainsi que du RQD. Le Tableau 3.7 présente la classification du massif rocheux schisteux :

Tableau 3.7 : Classification géomécanique à partir du RQD et RMR_{76} inféré (tiré de Golder 2011a)

Unité rocheuse	RQD		RMR_{76} inféré	
	Moyenne	Borne Inférieure	Moyenne	Borne Inférieure
U1	95	-	61	-
U2 (V7)	86	70	71	66
U2 (1RPQ)	67	39	59	51
U3	86	65	61	51
U4	*67*	*34*	*51*	*39*
U5	69	39	52	40
U5a	*68*	*35*	*53*	*41*
U6	72	40	58	47

où l'unité géologique U2 est séparée en deux parties distinctes et la *borne inférieure* signifie la moyenne arithmétique moins l'écart type.

D'après cette compilation, les unités U4, U5, et U5a présentent les valeurs les plus faibles pour les deux systèmes de classification en restant relativement semblables entre elles.

La première limite apparente est que le système RMR_{76} inféré plafonne à 78 pour un RQD de plus de 60 % et pour un RQD plus faible se limite à 73. La façon dont cette limite a été instaurée est que Golder a calibré le système de classification modifié selon l'unité géologique locale dont le principal objectif est de traverser la faille Bousquet. En calibrant selon cette zone unique, la qualité pour l'ensemble du massif rocheux du projet Westwood est plafonnée. En conséquence, les formules empiriques entre classification, calcul du temps de support et design de support joint au RMR sont compromises, car elles se basent sur un RMR noté sur 100 et souvent ne donnent pas de résultats valides pour des faibles valeurs.

Pour instaurer une limite pour un massif schisteux, voici les notes ainsi que la description accordées par Golder pour chaque paramètre jumelé avec la version classique du RMR_{76} :

- A1 : Résistance en compression uniaxiale de la roche intacte = 12 (compression uniaxiale entre 100 à 200 MPa);
- A2 : *Rock Quality Index* (RQD) = 20 points (90 % -100 %);
- A3 : Espacement des discontinuités = 20 points (espacement joint de 0,3 – 1 m);
- A4 : Condition des discontinuités = 16 points (surface peu rugueuse, séparation < 1 mm, joint dur); et
- A5 : L'état d'infiltration d'eau souterraine = 10 points (condition complètement sèche)

Pour un RQD > 60 % :

$$RMR_{76,inféré} = 12 + 20 + 20 + 16 + 10 = 78\, points \tag{3.6}$$

Pour RQD ≤ 60 % :

$$RMR_{76,inféré} = 12 + 20 + 15 + 16 + 10 = 73\, points \tag{3.7}$$

Le Tableau 3.8 démontre la comparaison des paramètres de classification pour les cotes maximales attribuables pour les deux systèmes (du RMR_{76} original et RMR_{76} inféré) :

Tableau 3.8 : Comparaisons des deux classifications : RMR_{76} classique et RMR_{76} inféré

	Paramètres évalués	RMR_{76} classique	RMR_{76} inféré
A1 :	Résistance de la roche	15	12
A2 :	RQD	20	20
A3 :	Espacement de diaclases	30	20
A4 :	Conditions des joints	25	16
A5 :	Infiltration d'eau	10	10
	TOTAL :	100	78

La Figure 3.8 permet de mieux visualiser la distribution de la cote de ces paramètres.

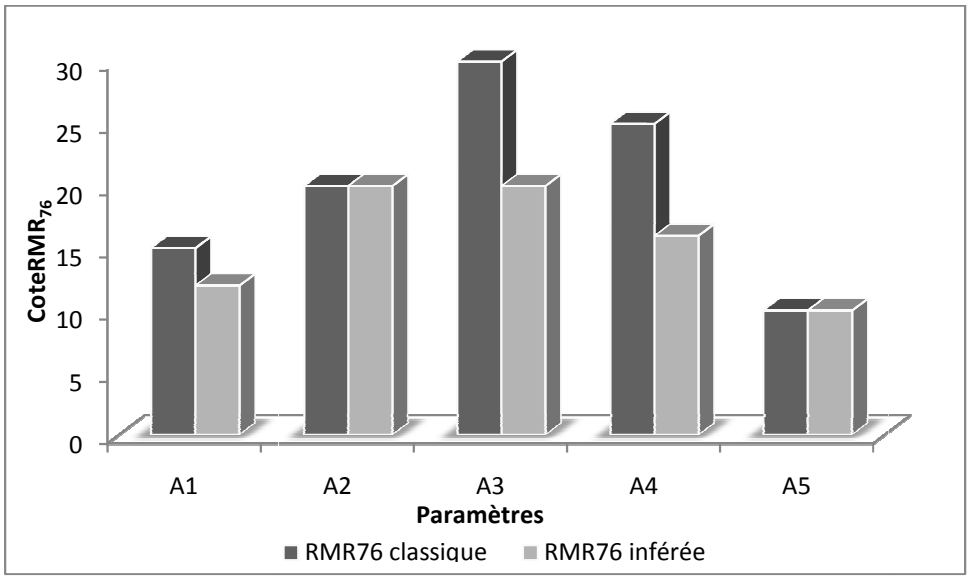


Figure 3.8 : Visualisation de la comparaison des paramètres du RMR classique et du RMR inféré.

Le RMR_{76} inféré est basé sur quatre cotes attribuables à chacune des caractéristiques géologiques lors de la description de la carotte de forage. La Figure 3.9 est une comparaison de la distribution des notes par différents coefficients entre les deux systèmes pour les paramètres A1 (résistance de la roche), A3 (schiste) et A4 (altération). Ces paramètres sont examinés, car ils sont

tronqués lors de la modification proposée. Pour cet exercice, la séparation des paramètres du RMR_{76} classique est conservée à 5 coefficients :

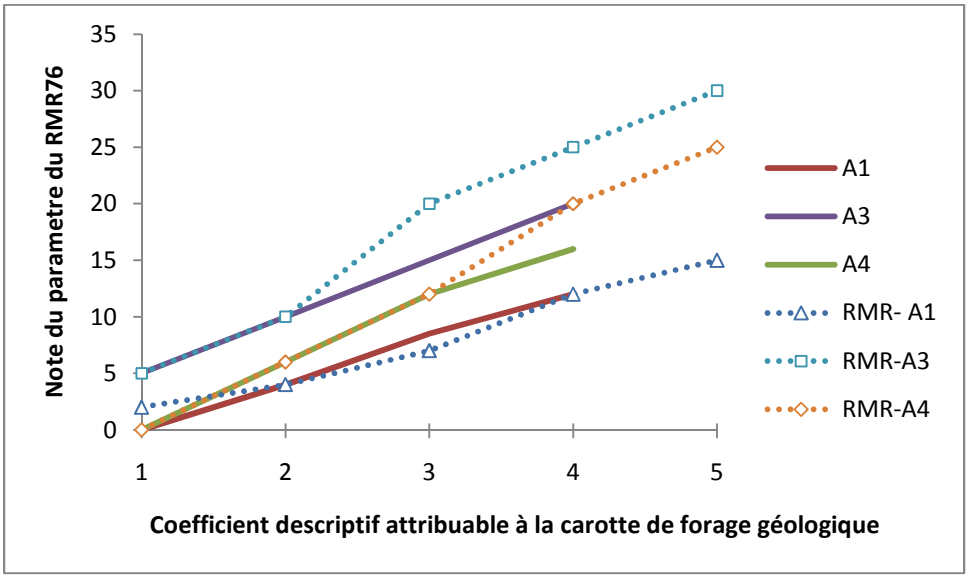


Figure 3.9 : Comparaison du coefficient pour les paramètres A1, A3 et A4 des deux systèmes : RMR_{76} classique; et RMR_{76} inféré

Il existe une bonne corrélation entre les paramètres et la note attribuée au début des courbes pour les deux premiers coefficients. Par contre, il est évident qu'il y a une dissociation qui se crée lors de la 3e et 4e note. Le RMR_{76} classique accorde une plus grande note pour ces coefficients. En plus de limiter la valeur maximale du RMR, il est possible que le système RMR_{76} inféré sous-estime la note du coefficient lorsque la qualité du paramètre descriptif du massif rocheux augmente. De plus, le paramètre A3 du RMR_{76} inféré est réduit davantage (la note maximale est 15) lorsque le RQD est inférieur à 60 %. Étant donné que l'espacement des discontinuités est dépendant du RQD, le seuil de ce dernier est délibérément implanté à 60 % afin de ne pas doubler l'influence de l'espacement des plans de schiste (Golder, 2009a).

En se limitant à une seule zone géologique, il se crée une calibration locale. L'application de cette classification n'est pas garantie pour les autres zones géologiques du projet Westwood et doit être validée. Il est clair que la classification modifiée pour le Projet Westwood n'est pas calibrée afin d'utiliser son plein potentiel. En annexe B est mise la première analyse critique du

RMR_{76} inféré (Berson et Armatys, 2009). Celle-ci souligne principalement les limites de chaque paramètre ainsi que le danger lors de la corrélation entre les classifications.

D'autre part, la logique derrière la réduction (paramètres de design) pour les contraintes in situ et l'ajustement des orientations des joints critiques du RMR_{76} inféré proposé n'est pas clairement expliquée. Deux réductions sont proposées afin de déterminer indépendamment le temps de soutien (à partir du RMR_{76} dégradé) et le soutènement (à partir de l'indice Q dégradé). Pour l'ajustement du RMR, le paramètre de design de -10 points est proposé afin d'ajuster la cote pour une excavation orientée de manière favorable à l'égard de l'orientation des joints pour une excavation située au niveau 084 du Projet Westwood. Cependant, pour l'évaluation du support, une autre réduction basée sur le SRF de Barton est utilisée. Lorsque la réduction est comparée entre les deux systèmes d'après la corrélation classique (équation 3.3 ; 3.4), la réduction du système Q donne une cote RMR d'ajustement plus sévère qui est d'environ -20 points. Par contre, si une plus grande réduction du RMR_{76} inféré est utilisée, le temps de soutien sans soutènement immédiat serait réduit davantage. D'après l'expérience de la traversée de la faille Bousquet, le temps de soutien sans soutènement a été supérieur de celui estimé par l'abaque de Bieniawski. Ce qui signifie que soit la cote RMR_{76} inféré présentée sous-estime la cote de la masse rocheuse pour une excavation d'orientation favorable au schiste ou que la réduction de -10 points soit possiblement trop élevée. De plus, il est juste d'affirmer que ce temps de soutien provient d'abaque empirique qui est basé sur divers cas répertoriés et que sa précision n'est pas très précise. La différence entre les deux paramètres de design est présenté à l'annexe C. Aucune valeur du paramètre d'ajustement supplémentaire n'est définie pour les autres orientations.

3.2.6 Sommaire

En conclusion, le RMR_{76} inféré est un paramètre qui se limite à une cote de 78 points dont la calibration a été effectuée pour la zone de traversée de la faille Bousquet. Il n'est pas garanti que ce système soit adéquat pour le reste des unités géologiques du projet Westwood. Par contre, lors de la traversée de la faille, ce système a été capable d'interpréter et d'identifier les différentes zones de transition du terrain ressorti par la description géologique de quatre (4) trous de forage

géotechnique. De plus, les caractéristiques géologiques pertinentes à l'ingénierie coïncident relativement bien avec les paramètres du RMR_{76} classique. Outre le RQD, ce système est sensible à la variation en altération (séricite et chlorite) et en espacement des joints (schistosité) lors de la description géologique. Ces paramètres ont clairement une grande influence sur la stabilité et comportement des excavations. Ils sont jugés de grande importance.

Par contre, ce système est moins précis pour la variation des propriétés mécaniques surtout selon des orientations différentes de la foliation par rapport à l'axe de la carotte. Seule une estimation à partir de la carotte de forage est possible. Étant donné que la roche du projet Westwood présente un comportement anisotrope, il est déjà extrêmement difficile d'interpréter des résultats standards en laboratoire. Cela dit, l'estimation des propriétés mécanique selon les carottes de forage est questionnable pour le système proposé.

De plus, le poids sur la cote finale de certains paramètres est questionnable ainsi que la distribution des notes par les coefficients des paramètres géologiques. Par exemple, le RQD présente un poids de 26 % de la valeur finale du RMR_{76} inféré. Il est important de constater que ce paramètre était à la base une classification. Ce système fut établi premièrement comme une classification indépendante par Deere (1968). À ce jour, le système RQD est jumelé avec les classifications actuelles en tant que paramètre à cause de ses limites apparentes, dont : (i) la mauvaise interprétation pour roches à faible résistance des joints; (ii) l'insensible au facteur d'échelle; et (iii) la variabilité considérablement des résultats selon l'orientation du trou de forage.

Compte tenu du degré d'anisotropie et d'hétérogénéité de la roche élevé, il est aussi évident que la valeur du RMR_{76} inféré varie pour une même unité géologique. Elle varie principalement selon l'orientation de la foliation par rapport à la schistosité (propriété mécanique) et selon la profondeur (contraintes in situ). Golder n'a pas présenté la réduction pour les autres orientations ou contraintes in situ. La réévaluation de ce paramètre de design est primordiale, car la note de -10 points pour une orientation semi-perpendiculaire pour une profondeur de 840 m n'est pas pertinente. Comme démontré ultérieurement, cette valeur peut être erronée.

CHAPITRE 4 ESSAIS EN LABORATOIRE

Une bonne compréhension du comportement anisotrope, induit par les plans de faiblesse des unités géologiques schisteuses, consiste à effectuer une série de tests de laboratoire supplémentaires. Ces essais mécaniques sont une première recherche systématique et approfondie sur le degré d'anisotropie que présente la masse rocheuse. Ce chapitre présente les résultats des essais de compression uniaxiale, triaxiale et indirecte qui ont été réalisés. L'analyse statistique des résultats est effectuée selon l'approche proposée par Gill et al. (2005). Attribuable au grand nombre de tableaux et figures que présente cette partie, la discussion est intégrée dans ce chapitre afin de simplifier la lecture.

4.1 Échantillonnage

À partir du programme de définition du gisement du Projet Westwood, la collecte d'échantillons s'est effectuée lors de la récupération de carottes géologiques cylindriques forées au diamant pour un diamètre NQ (diamètre interne = 4,76 cm (1,88 po)) selon différentes orientations. Des deux unités géologiques principalement ciblées, seulement les épontes supérieures et inférieures sont d'intérêt pour le projet. Au moins trois orientations différentes (entre 0 et 90° par rapport à la direction de la foliation) sont recherchées pour ces unités. La Figure 4.1 permet de mieux visualiser ce concept : des carottes de forage sont représentées avec les différentes inclinaisons par rapport à l'axe de sollicitation, l'angle β (cette convention est gardée). Le Tableau 4.1 présente les trous de forage échantillonnés par rapport à l'unité géologique.

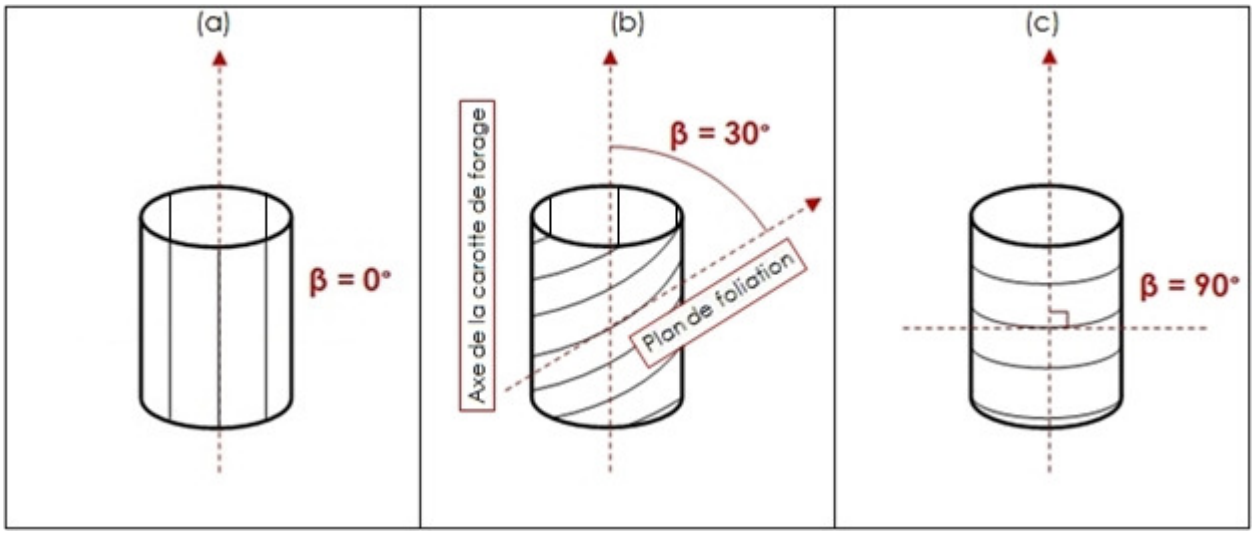


Figure 4.1 : Carotte de forage avec une orientation β par rapport à la schistosité : (a) 0°; (b) 30°; et (c) 90°

Tableau 4.1 : Identifications des trous géologiques échantillonnées

Unité géologique	Numéro du trou de forage
U4	R14907-10
	R14955-10
	R14963-10
	R14964-10
U5a	R14921-10
	R14927-10
	R14934-10
	R14943-10
	R14968-10
	R14971-10
	R14982-10
	R14974-10

Pour chaque trou de forage, 10 (dix) échantillons d'une longueur supérieure à 15 cm ont été conservés. Les unités U4 et U5a comptent approximativement 40 et 80 échantillons respectivement. En émettant l'hypothèse que les échantillons collectés sont caractéristiques de leurs zones géologiques extraites, ces échantillons sont considérés comme étant représentatifs de la masse rocheuse schisteuse et peuvent être utilisés pour établir le comportement mécanique

anisotrope en laboratoire de l'unité respective. Les éprouvettes provenant d'une même série d'échantillons sont donc considérées comme relativement identiques à l'œil nu.

4.2 Types d'essais

Durant cette campagne, trois types d'essais ont été réalisés pour caractériser le massif rocheux schisteux : compression uniaxiale, triaxiale et diamétrale (traction indirecte). L'objectif de ces essais est de déterminer la contrainte nécessaire pour atteindre la rupture de l'échantillon dans le but de créer des courbes de rupture anisotrope. Ces types de test sont destructifs. L'anisotropie est déterminée en variant l'orientation pour l'unité géologique respective. De ce fait, une attention particulière a été prise en considération à l'égard de l'orientation des plans de faiblesse par rapport à l'axe de sollicitation de la presse hydraulique. Chaque échantillon a été identifié pour un angle β bien précis. L'orientation de la foliation peut varier légèrement même à l'intérieur d'un échantillon. Lors de la prise de cet angle, une tolérance de ± 10° est acceptable lors du groupage d'éprouvettes. Tous les échantillons ont été préparés pour les essais de laboratoire selon la norme ASTM D-4543-01, dont le respect du dimensionnement ainsi que la rectification des parois et extrémités de l'éprouvette. Afin de bien caractériser la roche, l'ASTM recommande 10 essais tandis que l'ISRM suggère 5 essais par type de test.

4.2.1 Compression uniaxiale

Les essais de compression uniaxiale permettent d'étudier l'anisotropie de la roche intacte sans pression de confinement. Effectuées selon la norme ASTM D2938-95, les éprouvettes sont sollicitées sur l'axe longitudinal de l'éprouvette cylindrique de diamètre NQ. Ayant subi une rectification accrue, la longueur correspond à 2 à 2,5 fois le diamètre. Lors de l'essai, une augmentation du niveau de chargement amène l'échantillon à la rupture. Pour une roche démontrant de l'anisotropie mécanique par rapport aux plans de foliation, la résistance de rupture sera variable sur la plage de l'angle β. Une analyse par rapport aux forces de sollicitation permet de définir l'influence des plans de faiblesse sur la structure. Pour la résistance mécanique, la

convention de signes usuelle en mécanique des roches est utilisée : une compression est de signe positif, et négatif s'il s'agit d'une traction. La résistance en compression σ_c (MPa) est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_c = P/A \tag{4.1}$$

où P est la charge de rupture en compression uniaxiale; A l'aire de la section droite de l'éprouvette.

4.2.2 Compression triaxiale

Les essais de compression triaxiale permettent d'examiner l'anisotropie de la roche intacte sous pression de confinement constant. Effectuées selon la norme ASTM D2664-95a, deux pressions de confinements (5 et 10 MPa) ont été utilisées afin de déterminer la contrainte de rupture de l'échantillon de diamètre NQ. La longueur correspond de 2 à 2,5 fois le diamètre. L'orientation β a aussi été prise en considération pour ce type d'essai. La contrainte de confinement a été appliquée premièrement avant le chargement de l'éprouvette et a été soutenue durant la durée de l'essai.

4.2.3 Compression diamétrale

Les essais brésiliens permettent d'étudier l'anisotropie par rapport à la résistance en tension de la roche intacte. Réalisée selon la norme ASTM D3967-95a, une compression diamétrale engendre la rupture en tension. La longueur correspond de 0,2 à 0,75 fois le diamètre. La résistance en tension σ_t (MPa) est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_t = -\frac{2P}{\pi LD} \tag{4.2}$$

où P est la charge de rupture en compression diamétrale; L la longueur; et D le diamètre de l'éprouvette.

Une attention particulière est apportée à l'angle β de l'éprouvette lors du test, mais aussi une à l'angle α, qui est définit comme étant l'angle formé entre la direction de plan de faiblesse (apparent sur la face rectifiée de l'éprouvette) par rapport à l'axe de sollicitation. La Figure 4.2 illustre ce propos pour un angle α = 45° et ceci pour un angle β aléatoire. Pour ce type de test, un angle de foliation est préférentiel lorsque β = 0°.

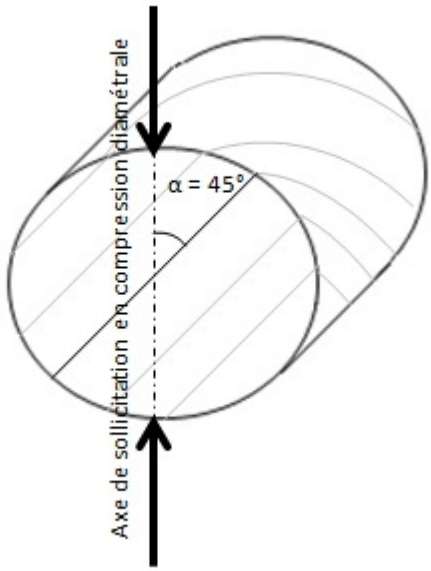


Figure 4.2 : Définition de l'angle α pour l'essai en compression diamétrale

4.3 Description du type d'équipement utilisé

Toutes les éprouvettes utilisées aux essais mécaniques ont été préparées et testées adéquatement dans le laboratoire de mécanique de roches à l'École Polytechnique selon les standards exigés par les normes du "*American Society for Testing and Material*". Du département des génies civil, géologique et des mines, la presse hydraulique (i.e. Tinius Olsen) utilisée pour l'essai a une capacité maximale de 400 000 lb (181 434 kg). Les forces mécaniques sont acquises par la cellule de charge et enregistrées par l'entremise du système d'acquisition de données expérimentales. La résolution du système est de 16 bits. Le système est présenté à la Figure 4.3.

(a)

(b)

Figure 4.3 : Équipements de laboratoire utilisés : (a) presse hydraulique *Tinius Olsen*; et (b) système d'acquisition de données

4.4 Analyse des résultats

Lorsqu'une dispersion des résultats d'essais en laboratoire survient, aucune valeur déviante trop de la moyenne de l'ensemble des résultats n'est rejeté (une tendance qui est généralement populaire), à moins que cet essai destructif soit jugé avoir subit des fautes à la suite de manipulation humaine ou mécanique. L'analyse statistique des résultantes s'effectue selon la théorie des petits échantillons (Nb < 30), tel que proposé par Gill et al. (2005) et le détail des calculs statistiques est présenté à l'annexe A. Cette méthode est favorisée, car pour substituer

l'écart type de la population à l'estimation de la valeur moyenne d'un caractère particulier d'une population n'est que valide pour un nombre d'éprouvettes supérieur à 30. Si utilisé, elle risque d'erroné les intervalles de confiance. Par rapport à l'ajustement pour condition anisotrope, la moyenne, l'écart-type, le coefficient de variation et l'indice de précision associés à l'ensemble des essais ainsi que les intervalles de la moyenne et écart type vrais sont calculés pour les essais de laboratoire en relation de l'orientation β.

4.5 Résultats des essais expérimentaux

Tous les résultats des essais en laboratoire du programme d'échantillonnage du Projet Westwood sont présentés en totalité dans l'annexe D.

4.5.1 Résistance en compression uniaxiale

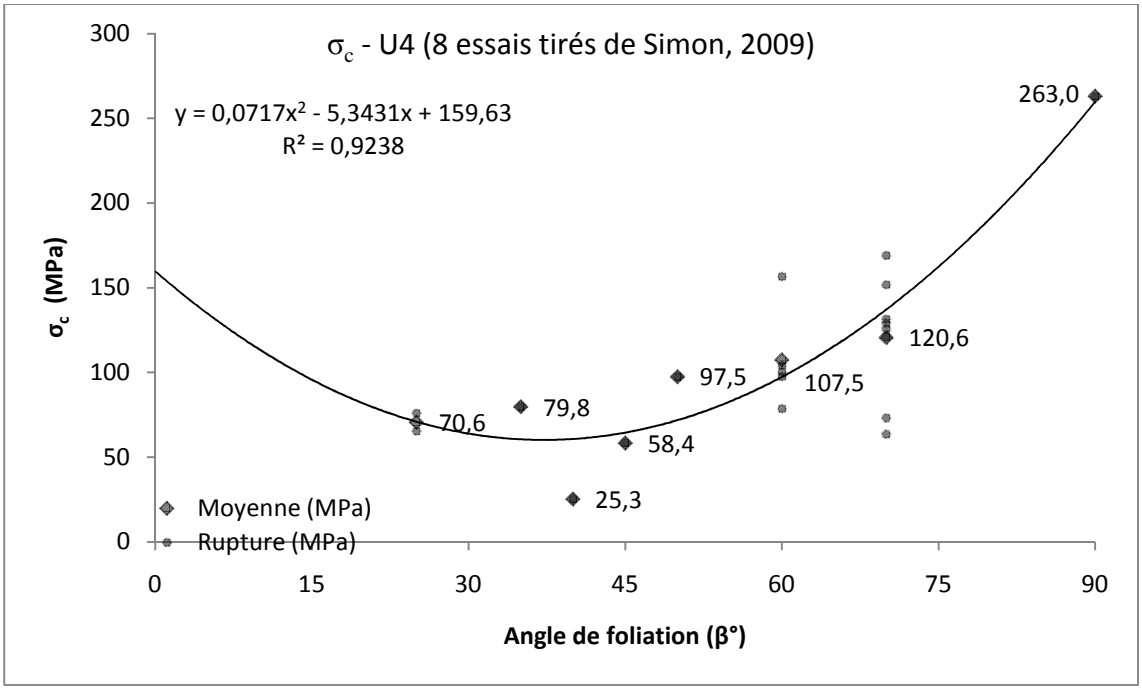
4.5.1.1 Courbe de rupture

Afin d'obtenir un meilleur calibrage, plusieurs données expérimentales tirées du rapport de Simon (2009) ont été intégrées à la suite d'une analyse des photographies des échantillons testés pour déterminer l'angle β de l'éprouvette. En annexe D se retrouve le tableau présentant les résultats expérimentaux ajoutés à cette étude. La variation entre la résistance en compression uniaxiale et l'orientation de l'angle β est présentée dans la Figure 4.4. La courbe de rupture observée est constituée à partir des moyennes arithmétiques des résultats de rupture expérimentaux obtenus et qui est de un à huit essais pour chaque orientation (12 et 19 essais réalisés plus 8 et 7 tirés de Simon (2009) pour les unités U4 et U5a, respectivement).

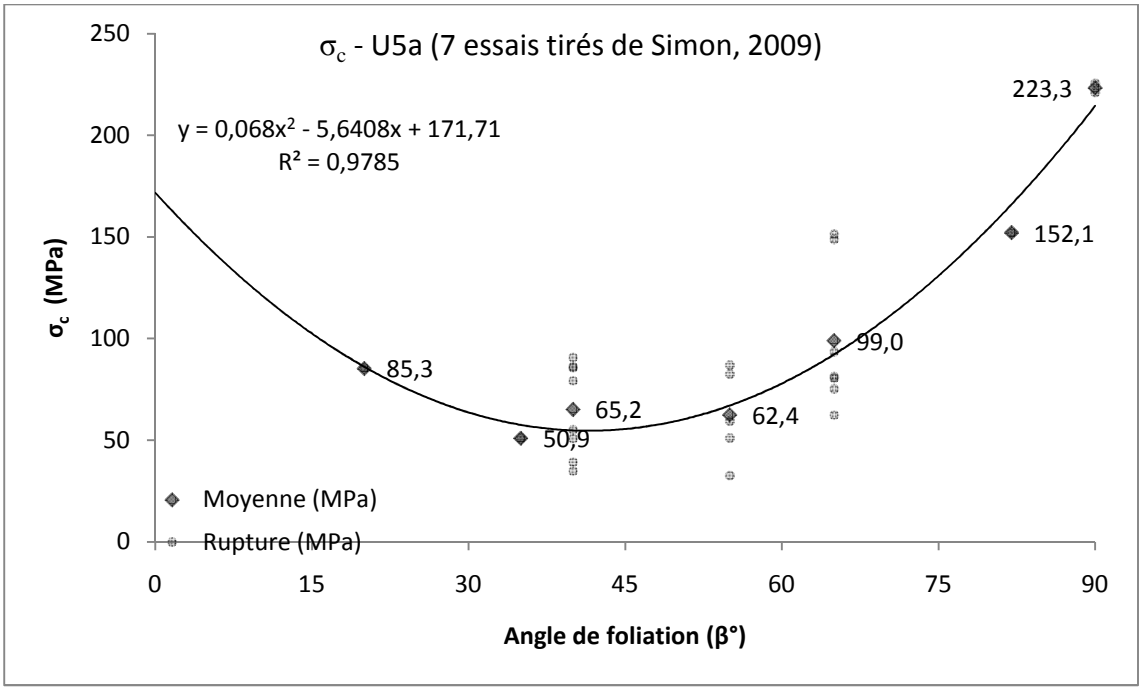
Il est possible d'utiliser les courbes d'anisotropie, produites par régression polynomiale entre les résistances et l'angle β, pour estimer la valeur de la résistance en compression anisotrope pour un angle β donné. Les équations suivantes représentent le modèle empirique pour l'unité U4 et U5a respectivement :

$$\sigma_{c\beta,\ U4} = 0{,}0717\beta^2 - 5{,}3431\beta + 159{,}63 \tag{4.3}$$

$$\sigma_{c\beta,\ U5a} = 0{,}068\beta^2 - 5{,}6408\beta + 171{,}71 \tag{4.4}$$



(a)



(b)

Figure 4.4 : Courbe de résistance anisotrope en compression uniaxiale avec l'orientation correspondante pour l'unité : (a) U4; et (b) U5a

D'après l'analyse du comportement de la courbe de rupture proposée par Ramamurthy (1993), la source principale du comportement mécanique anisotrope provient de la foliation dont la nature est inhérente. La forme de la courbe de résistance en compression uniaxiale de l'unité U4 est de type U, avec l'emplacement de la résistance maximale et minimale en relation à l'orientation de l'angle β est de 90° et 37° respectivement. Le degré d'anisotropie en compression (Rc) est de 4,32 (= 259,5/60,1), ce qui représente une perte de résistance équivalente à 76,8%. La forme de la courbe U5a est aussi de type U, avec la résistance maximale et minimale en relation à l'orientation de l'angle β est de 90° et 41° respectivement. Le degré d'anisotropie (Rc) est de 3,92 (= 214,8/54,7), avec une perte de résistance équivalente de l'ordre de 74,5%.

4.5.1.2 Mode de rupture

Lors d'une sollicitation mécanique en compression, les grains composant le matériel commencent par se refermer, engendrant par la suite des déformations élastiques réversibles de ceux-ci. Une fois le matériel sollicité par une contrainte suffisante élevée, il y a apparition de nouvelles fissures suivant la plus faible résistance du matériau causant ultimement la rupture de l'éprouvette. La caractérisation du mode de rupture pour la roche schisteuse analysé se présente comme suit : une combinaison d'un ou plusieurs types de rupture variant entre un glissement sur plan de faiblesse, rupture intacte de la matrice rocheuse et cisaillement de la roche sollicitée. D'après les observations, la combinaison des types de rupture varie selon l'orientation de l'angle β. Pour les orientations proches de la résistance minimale, le mode de rupture est principalement concentré sur le glissement des plans de faiblesses causant des résistances mécaniques faibles. Au delà du minimum (lorsque la résistance augmente), le mode de rupture précédent se voit réagir en combinaison avec la rupture intacte de la roche.

À ce stade, la fréquence du glissement est augmentée, c'est-à-dire un glissement sur les plans de faiblesse sur une plus courte distance intersectée par une rupture intacte pure de la matrice rocheuse causant un phénomène de "marches d'escalier". La Figure 4.5 présente l'éprouvette U4-955-2 brisée en compression uniaxiale, la ligne en blanc illustre le phénomène. Plus la hauteur de ces marches d'escalier est faibles, plus l'orientation β est proche du minimum, et vice-versa. À partir de l'orientation β = 60°, ce phénomène est jumelé au mode de rupture en

cisaillement isotrope, c'est-à-dire un cisaillement se produit à l'encontre de l'orientation des plans de foliation. Plus le niveau de contrainte augmente, moins il y a présence de l'influence des plans de foliation sur le mécanisme de rupture. Pour l'orientation proche de l'extrémité de la courbe, elle est presque inexistante, sans toutefois produire un bris standard isotrope. Le Tableau 4.2 résume le type de rupture rencontré pour les différentes orientations investiguées.

Tableau 4.2 : Type de rupture observée pour l'essai en compression uniaxiale

			Type de rupture						Type de rupture		
Unité	Nom	β (°)	F	I	C	Unité	Nom	β (°)	F	I	C
U4	94	25	x			U5a	130	20	x		
U4	172	25	x	x		U5a	193	35	x		
U4	121	35	x			U5a	U5a-982-4	40	x		
U4	49	40	x	x		U5a	U5a-982-2	40	x		x
U4	187	45	x	x		U5a	U5a-982-3	40	x		x
U4	76	50	x			U5a	U5a-927-9	40	x	x	x
U4	U4-907-3	60	x			U5a	U5a-927-5	40	x	x	
U4	U4-955-2	60	x	x		U5a	U5a-982-8	40	x	x	
U4	U4-955-1	60	x	x	x	U5a	103	40	x		
U4	U4-907-6	60	x	x	x	U5a	31	40	x	x	
U4	U4-955-8	60	x	x	x	U5a	U5a-971-1	55	x		
U4	U4-907-9	70	x	x	x	U5a	U5a-971-2	55	x	x	
U4	U4-963-2	70	x	x	x	U5a	U5a-971-5	55	x	x	x
U4	U4-963-4	70	x	x	x	U5a	U5a-971-6	55	x	x	x
U4	U4-963-7	70	x	x		U5a	U5a-974-1	55	x		
U4	U4-963-6	70		x	x	U5a	U5a-943-14	65	x	x	
U4	U4-963-8	70	x	x		U5a	U5a-943-15	65	x	x	
U4	U4-964-1	70	x	x	x	U5a	U5a-921-1	65	x	x	x
U4	154	70	x	x	x	U5a	U5a-943-8	65	x		
U4	7	90		x	x	U5a	U5a-943-19	65	x	x	
						U5a	U5a-971-7	65	x	x	x
						U5a	U5a-968-5	65	x	x	
						U5a	13	82		x	x
						U5a	82	90		x	x
						U5a	127	90		x	x

où le type de rupture correspond à : (F) sur les plans de faiblesses; (I) rupture intacte; et (C) cisaillement isotrope.

D'après ces observations, les plans de faiblesse semblent dominer le mode de rupture de manière semblable, lorsque comparés entre les deux unités. Plus la résistance est grande, moins

est l'influence de ce type de rupture. Plusieurs chercheurs ont identifié ce phénomène, dont Barla (1974) et Jonsson (1983).

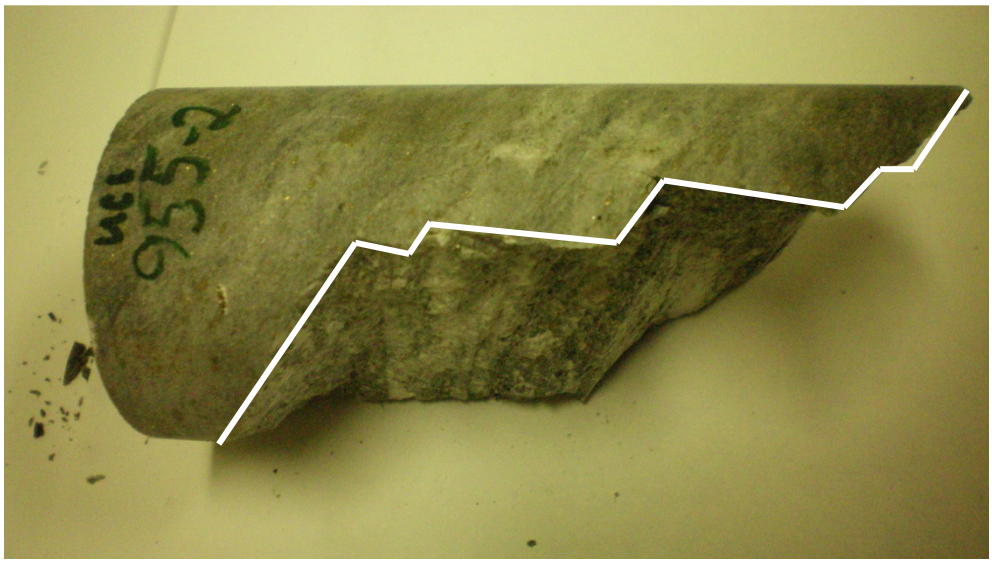


Figure 4.5 : Rupture en compression uniaxiale présentant le phénomène de "marches d'escalier" de type grosses

4.5.1.3 Analyse statistique

L'analyse statistique n'est réalisée que lorsqu'il y a un minimum de 5 essais sur une orientation donnée. Le Tableau 4.3 présente l'analyse statistique pour les essais σ_c.

Tableau 4.3 : Analyse statistique de σ_c, selon un intervalle de confiance de 95%

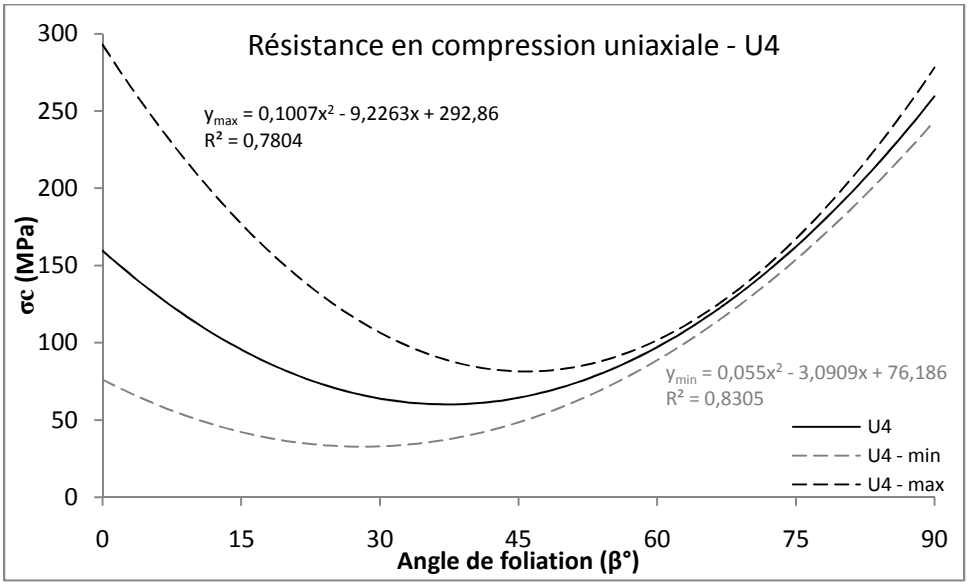
Unité	β (°)	Type Triaxiale	Nb	Moyenne σ_c (MPa)	Écart type (MPa)	Coefficient de variation (%)	Student t	Indice de précision p	Moyenne vraie (MPa)		Écart type vraie (MPa)	
									Inf.	Sup.	Inf.	Sup.
U4	60	σ_c	5	107,5	29,2	27,2	2,776	2,210	67,0	148,0	18,2	93,8
U4	70	σ_c	8	120,6	36,0	29,8	2,365	1,727	88,4	152,7	24,3	78,3
U5a	40	σ_c	8	65,2	22,7	34,9	2,365	1,905	44,9	85,5	15,3	49,4
U5a	55	σ_c	5	62,4	22,5	36,1	2,776	3,007	31,2	93,7	14,1	72,4
U5a	65	σ_c	7	99,0	36,1	36,5	2,447	2,147	62,9	135,1	23,9	85,9

Tous les calculs sont effectués selon les formules statistiques présentées dans l'article de Gill et al. (2005). Une meilleure précision signifie une plus faible erreur sur la moyenne vraie.

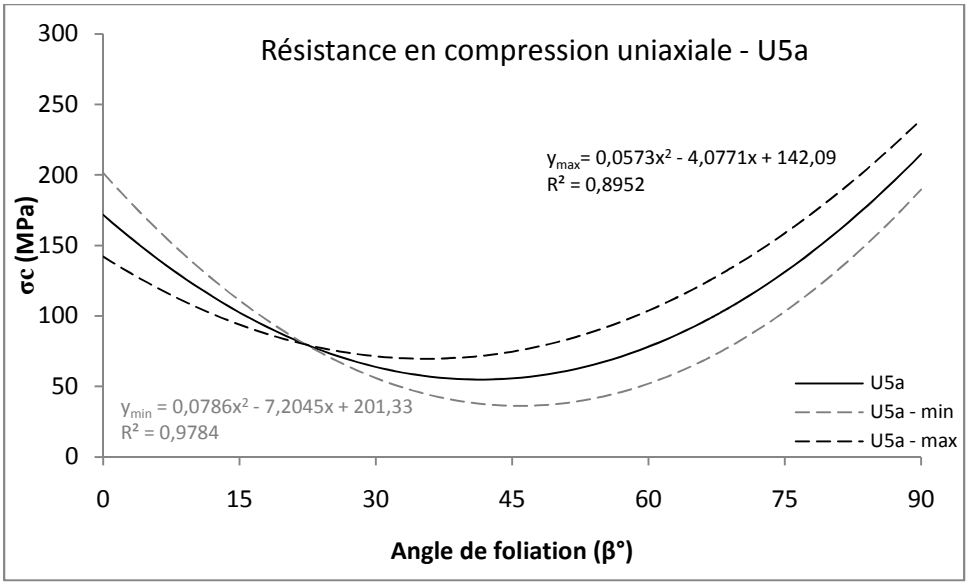
Pour l'ensemble des groupes d'éprouvettes, la meilleure précision survient à l'orientation $\beta = 70°$ de l'unité U4 (avec p = 1,727) avec une erreur de 26,7% sur la moyenne vraie. La précision la plus faible (p = 3,727) présente une erreur de 50,1% sur la moyenne, pour l'orientation $\beta = 55°$ de l'unité U5a. Selon les recommandations de l'ISRM, le nombre minimal d'échantillons testés doit être de cinq (5). Ceci est respecté pour cette analyse. Par contre, l'ASTM suggère un nombre minimal de dix (10) éprouvettes, ce qui peut expliquer la variation de l'erreur sur la moyenne vraie, car le nombre d'essai (lorsqu'inférieur à 10) a une influence importante sur la valeur de l'erreur calculée. Toutefois, l'influence entre les orientations est vérifiable. De part et d'autre de l'orientation minimale, il y a effectivement une tendance de résistance (moyenne σ_c) plus grande observable lorsque l'orientation se dirige vers les extrémités de la courbe de rupture anisotrope. Seule l'orientation $\beta = 55°$ de l'unité U5a présente une moyenne plus faible que l'orientation précédente (théoriquement, le minimum de résistance en compression se trouve autour de cette orientation $\beta = 40°$). Pour ce cas, un plus petit groupe d'éprouvettes a été testé, ce qui peut expliquer la plus grande imprécision observée.

La Figure 4.6 présente la dispersion de la courbe de rupture en compression uniaxiale selon l'intervalle de confiance (95%). Les valeurs des moyennes supérieures et inférieures en compression uniaxiale de l'analyse statistique sont utilisées pour produire les courbes de régression. Pour l'unité U4 (Figure 4.6a), la courbe de rupture maximale présente des extrémités de résistances en compression de 292,9 et 81,5 MPa, pour des orientations $\beta = 0°$ et 46°. La courbe minimale est constituée d'un intervalle de résistance variant de 243,5 et 32,8MPa, dont les orientations sont $\beta = 90°$ et 43°. Le degré d'anisotropie Rc pour ces deux courbes est de 3,59 et 7,43 respectivement. En général, une plus grande imprécision sur les courbes est observée vers de plus faibles orientations et une meilleure confiance est atteinte à partir de $\beta > 45°$. Relatif à l'unité U5a (Figure 4.6b), la courbe maximale présente des valeurs limites de 239,3 et 69,6MPa, pour les orientations de $\beta = 90°$ et 35°. La courbe minimale est composée de résistances de 201,3 et 36,2 MPa, dont les orientations respectives sont $\beta = 0°$ et 46°. Le degré d'anisotropie Rc pour ces deux courbes de l'unité U5a est de 3,44 et 5,56. D'après leur interaction, la courbe maximale présente une résistance inférieure à celle de la courbe minimale au début du graphique. À partir de $\beta = 22°$, la résistance maximale devient supérieure. Pour les deux unités, cette anomalie au début des courbes peut être corrigée en effectuant plus d'essais de compression uniaxiale à de

faibles angles β. Cela n'était toutefois pas possible au moment de l'étude dû à l'absence d'échantillons avec de tels angles. Néanmoins, les résultats de courbe moyenne semblent adéquats pour les angles plus élevés (β ≥ 25°).



(a)



(b)

Figure 4.6 : Dispersion de la courbe moyenne de résistance en compression uniaxiale pour l'unité : (a) U4; et (b) U5a

4.5.2 Résistance en compression triaxiale

4.5.2.1 Courbe de rupture

Les courbes enveloppes de résistance sont établies selon le critère de rupture de Hoek et Brown (1988). Pour les différentes orientations testées des deux unités géologiques, l'intervalle des résultats de résistance en compression triaxiale et uniaxiale est utilisé afin de déterminer les paramètres du critère. Étant donné que les orientations testées en compression uniaxiale ne coïncident pas nécessairement avec ceux des essais en compression triaxiale, une estimation de l'intervalle basé sur la dispersion calculé de la courbe moyenne de résistance en compression uniaxiale (Figure 4.6) est employée. Le logiciel Roclab (*Rocscience*) a été utilisé afin de déterminer ce paramètre pour chaque courbe. Toutefois, lorsque le groupe d'éprouvettes est faible ou présente des résultats sporadique, le lissage a été repris manuellement afin de respecter les limites de l'intervalle de confiance des résultats des essais en compression uniaxiale et triaxiale. Les valeurs utilisées pour le critère de rupture sont données au Tableau 4.4 et la Figure 4.7 présente la résistance en compression triaxiale et uniaxiale, ainsi que leurs intervalles respectifs, et la résultante de la courbe enveloppe produite selon le critère de Hoek et Brown (1988) pour chaque orientation.

Tableau 4.4 : Paramètres du critère de rupture de Hoek et Brown (1988)

	Unité géologique U4			Unité géologique U5a		
	$\beta = 65°$ (Fig. 4.7a)	$*\beta = 80°$ (Fig. 4.7b)		$\beta = 50°$ (Fig. 4.7d)	$\beta = 60°$ (Fig. 4.7e)	$*\beta = 68°$ (Fig. 4.7f)
$\sigma_{c\beta}$ (MPa)=	97,5	145,0	$\sigma_{c\beta}$ (MPa)=	76,2	49,3	85,9
m_i =	7,01	13,00	m_i =	7,71	10,98	10,51
S =	1	1	S =	1	1	1

Trois paramètres sont utilisés pour produire de la courbe enveloppe : la résistance en compression uniaxiale ($\sigma_{c\beta}$: pour une orientation spécifique), m_i et S. Selon les paramètres déterminés au Tableau 4.4, les paramètres $\sigma_{c\beta}$ et m_i sont obtenu par le lissage de la courbe, et le paramètre S est égal à 1 pour des essais en laboratoire sur des éprouvettes de roche intacte. La tendance générale du paramètre $\sigma_{c\beta}$ par rapport à l'orientation β est croissante, sauf pour $\beta = 60°$ de l'unité U5a qui est de 49,3 MPa. De la même façon, les paramètres m_i présentent une tendance

croissante. Dû à une valeur de $\sigma_{c\beta}$ trop élevée, deux courbes (Figure 4.7b ; f) ont dû être lissées manuellement en associant l'enveloppe de rupture à la série d'essais en compression triaxiale. Celles-ci sont identifiées par un astérisque au niveau de l'orientation β au Tableau 4.4. De plus, la Figure 4.7c et la Figure 4.7g regroupe les courbes enveloppes déterminées des différentes orientations testées pour l'unité géologique correspondant, ainsi que tous les résultats de résistance mesurés.

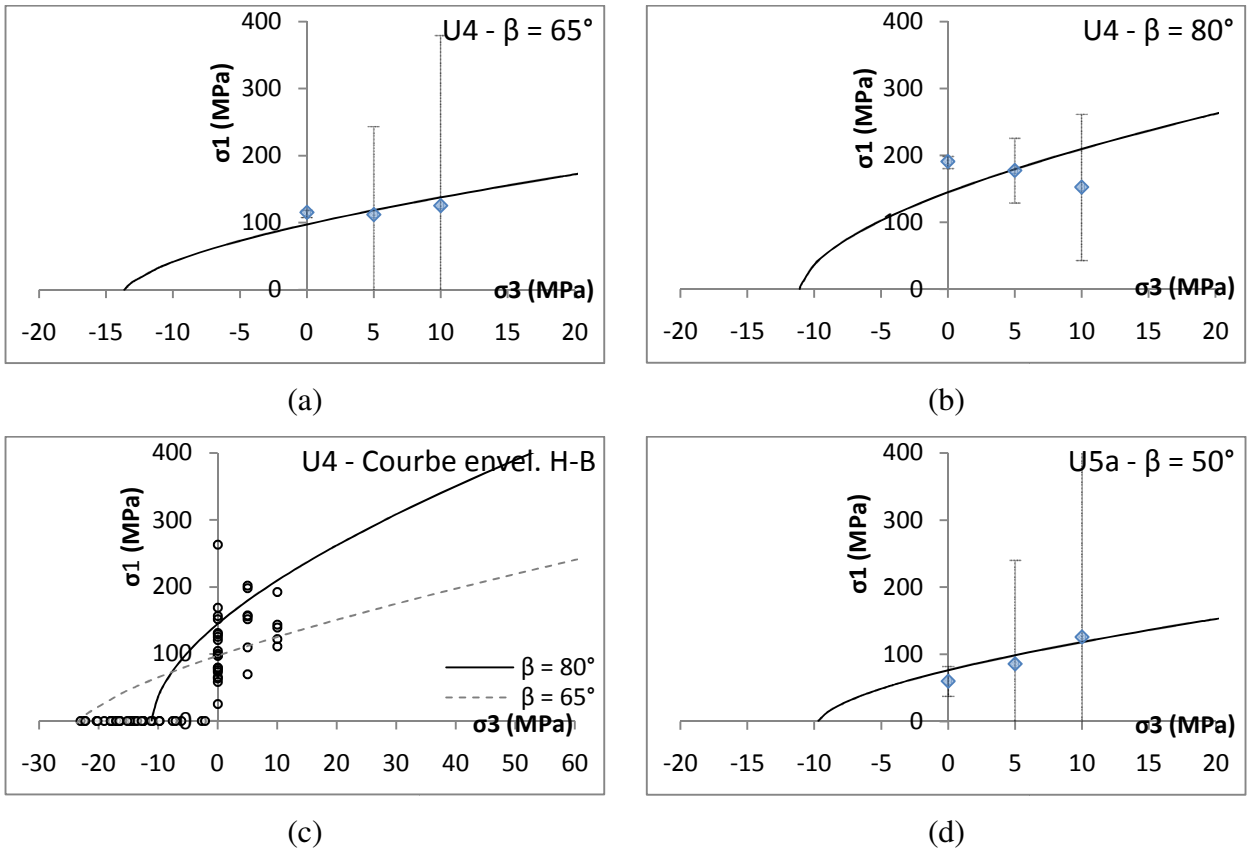
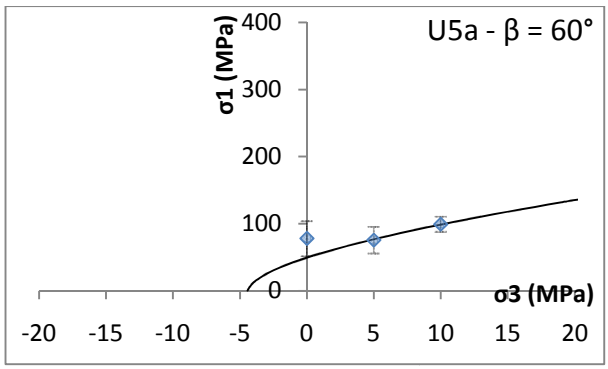
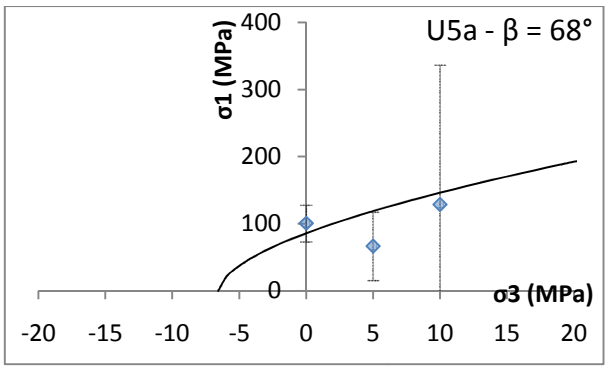


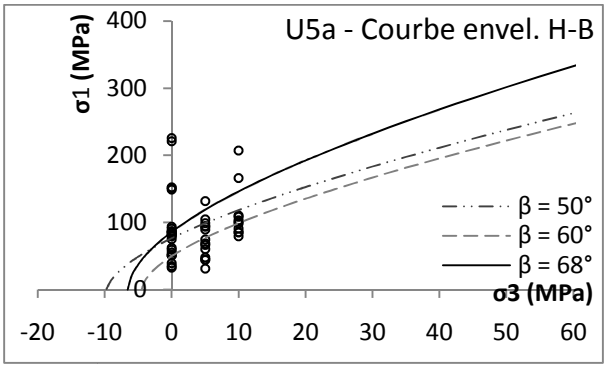
Figure 4.7: Courbe enveloppe de résistance selon le critère Hoek et Brown (1988) pour les échantillons : (a) U4 – β = 65°; (b) U4 – β = 80°; (c) U4 – général; (d) U5a – β = 50°; (e) U5a – β = 60°; (f) U5a – β = 68°; et (g) U5a – général



(e)



(f)



(g)

Figure 4.8: Courbe enveloppe de résistance selon le critère Hoek et Brown (1988) pour les échantillons : (a) U4 – β = 65°; (b) U4 – β = 80°; (c) U4 – général; (d) U5a – β = 50°; (e) U5a – β = 60°; (f) U5a – β = 68°; et (g) U5a – général (suite)

La précision des courbes enveloppe définit par le critère de Hoek et Brown (1988) est incertaine, principalement par le fait que le comportement de la roche testée n'est pas conforme avec les résultats de la résistance qui prescrivent une augmentation de la résistance avec l'augmentation du confinement. Ainsi, la majorité des courbes présentent une résistance mécanique qui décroit au fur et à mesure que le confinement augmente (sauf pour la Figure 4.7d). Il est possible que cette irrégularité provienne de la résistance en compression estimée dont la valeur semble être surévaluée pour ce paramètre (e.g. Figure 4.7b ; f) ou que le confinement induit contribue à affaiblir la résistance, surtout pour des orientations qui sont proches de l'angle β critique (≈ 35°) où le mode de rupture par rapport aux plans de faiblesse. Par contre, il semble se produire un agencement par rapport à la courbe enveloppe et leurs orientations respectives. Plus l'angle β augmente, plus la courbe enveloppe semble meilleure. Ceci est aussi observé par Saroglou et al. (2003) et Saroglou et Tsiambaos (2008) lors de l'application du

critère de Hoek et Brown à des roches anisotropes. Intuitivement, la courbe enveloppe la plus faible représente le cas minimal où $\beta \approx 35$ ° et le maximum produit est celui du $\beta = 90$ ° (ou 0° dépendamment du type d'anisotropie). Seule la courbe enveloppe résultant de l'orientation $\beta = 60°$ de l'unité U5a ne correspond pas à cette observation. Ceci peut-être dû au fait que cette orientation présente la plus grande précision des tests triaxiaux (p = 1,710 et 1,259) et que les autres courbes surévalueraient la courbe enveloppe réelle.

Selon le logiciel *Roclab*, le paramètre m_i attribué au schiste est évalué à 10 ± 3. Ceci est en accord pour l'ensemble des valeurs pour ce paramètre (Tableau 4.4). De plus, le paramètre m_i semble augmenter progressivement avec l'augmentation de l'angle β à partir du seuil critique, ce qui produit progressivement un meilleur ratio absolu entre la compression uniaxiale et la tension. Ceci est en accord avec les observations de Saroglou et al. (2003) effectuées sur le schiste athénien. Toutefois, le critère de rupture de Hoek et Brown (1988) a été initialement développé afin de déterminer la résistance de la roche intacte dont la masse rocheuse est isotrope.

Par contre, la précision des courbes enveloppes est amoindrie par le faible nombre d'échantillon testé en compression triaxiale, dont la majorité est en dessous de la norme l'ISRM qui suggère de tester 5 éprouvettes. Ainsi, pour ces courbes de ruptures présentées à la Figure 4.7, l'hétérogénéité peut aussi être responsable de la dispersion des résultats. Comme l'hétérogénéité n'est pas évidente à évaluer, surtout pour des éprouvettes présentant en plus un comportement anisotrope, plus d'essais seront nécessaires par rapport à ces orientations pour concrétiser les courbes enveloppes de résistance.

4.5.2.2 Mode de rupture

Le mode de rupture est semblable à celui de l'essai en compression uniaxiale. Il est principalement constitué d'une combinaison de trois modes de rupture préférentielle : glissement sur plan de faiblesse, rupture intacte de la matrice rocheuse et cisaillement de la roche sollicitée.

4.5.2.3 Analyse statistique

Le Tableau 4.5 résume l'analyse statistique effectuée sur les essais en compression triaxiale selon l'approche de Gill et al. (2005).

Tableau 4.5 : Analyse statistique des données expérimentales en compression triaxiale, pour un intervalle de confiance de 95%

Unité	β (°)	σ_3 (MPa)	Nb	Rupture Moyenne (MPa)	Écart type (MPa)	Coefficient de variation (%)	Student t	Indice de précision p	Moyenne vraie (MPa) Inf.	Moyenne vraie (MPa) Sup.	Écart Type vraie (MPa) Inf.	Écart Type vraie (MPa) Sup.
U4	65	5	3	111,8	43,2	38,6	4,303	**-12,375**	-19,7	243,3	24,5	332,7
U4	65	10	2	125,5	20,0	15,9	12,706	**-2,957**	-128,2	379,1	10,4	900,9
U4	80	5	4	177,4	26,2	14,8	3,182	**1,747**	129,2	225,7	15,7	113,0
U4	80	10	3	152,7	36,0	23,6	4,303	**6,067**	43,2	262,2	20,4	277,0
U5a	50	5	3	85,4	50,8	59,6	4,303	**-3,463**	-69,3	240,0	28,8	391,3
U5a	50	10	2	125,6	57,4	45,7	12,706	**-1,416**	-603,6	854,9	29,9	2590,0
U5a	60	5	7	75,5	19,8	26,2	2,447	**1,710**	55,7	95,2	13,1	47,1
U5a	60	10	6	99,4	9,9	10,0	2,571	**1,259**	88,0	110,8	6,4	26,6
U5a	68	5	4	66,3	27,9	42,0	3,182	**7,764**	15,1	117,6	16,7	120,0
U5a	68	10	3	128,9	68,3	53,0	4,303	**-4,268**	-78,9	336,8	38,7	525,8

D'après cette analyse, seuls les essais de l'unité U5a d'orientation β = 60° présentent une précision acceptable (1,710 et 1,259) effectué sur 7 et 6 échantillons respectivement. Pour l'unité 4, l'orientation β = 80° pour un confinement de 5 MPa démontre une précision passable de 1,747 effectuée sur 4 éprouvettes. Les autres orientations montrent une plage trop grande de dispersion ce qui nécessiterait un plus grand groupe d'échantillons à tester.

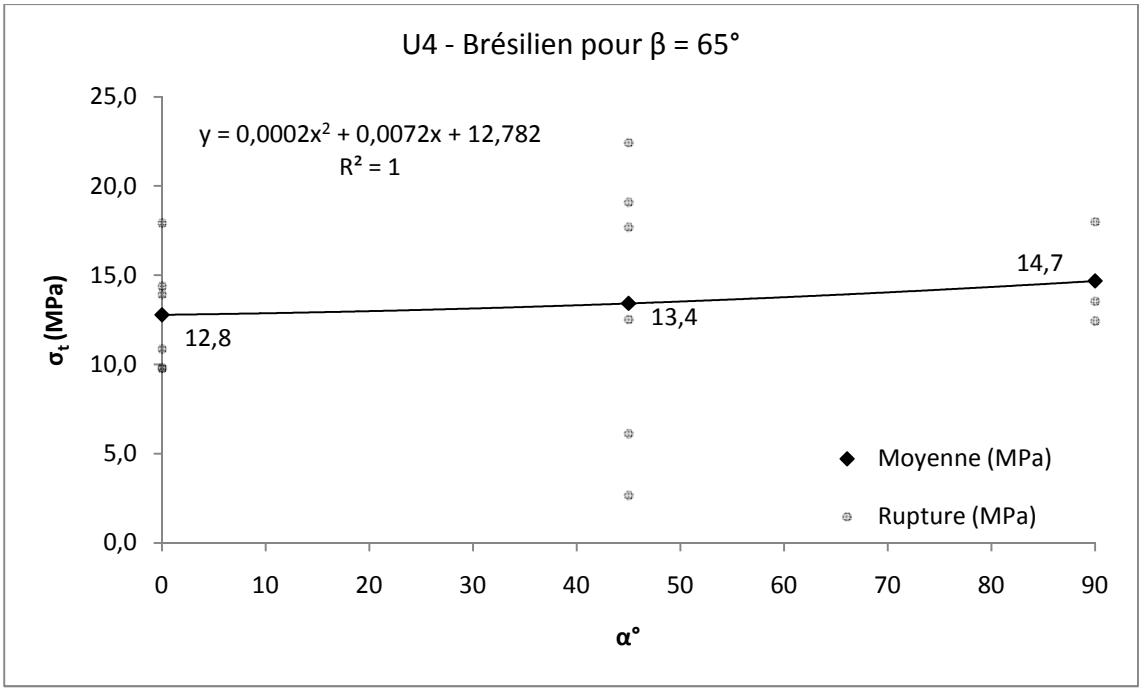
4.5.3 Résistance en compression diamétrale

4.5.3.1 Courbe de rupture

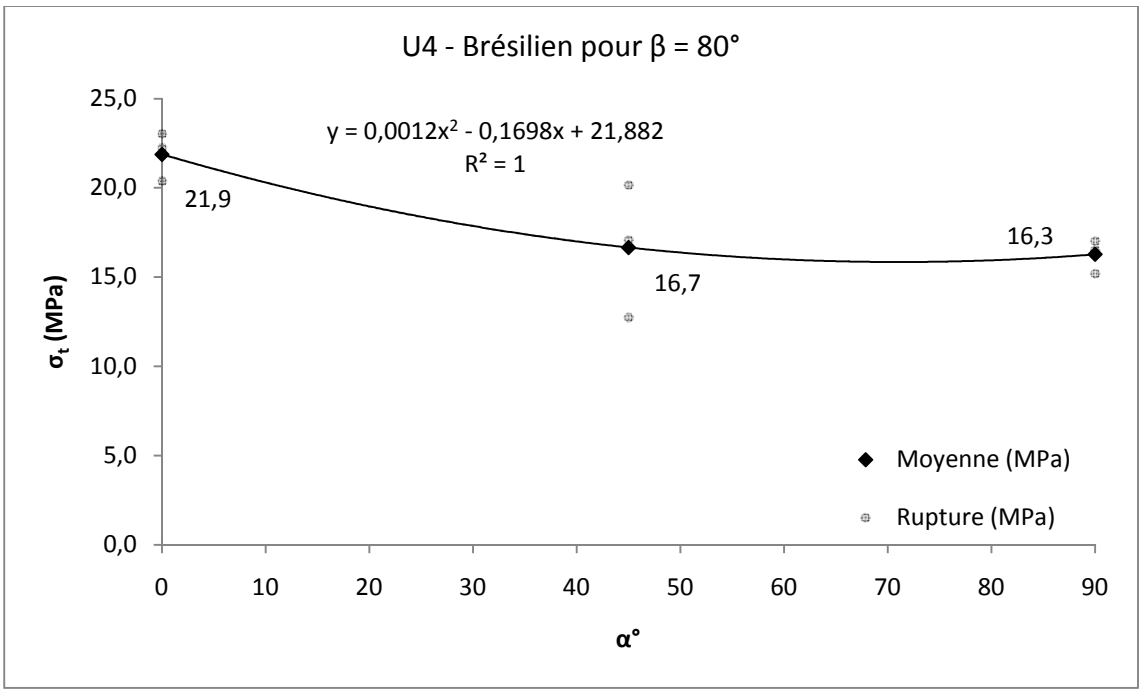
La Figure 4.9 présente la résistance à la rupture en tension par rapport à l'angle α pour deux séries d'éprouvettes comprises dans l'unité U4 présentant un angle de foliation distinct de β = 65° et 80°. L'angle α se différencie de l'angle β simplement que le premier définit la relation

angulaire entre l'axe de sollicitation (du test brésilien) avec le plan de faiblesse visible sur l'extrémité rectifié de l'éprouvette, la Figure 4.2 illustre cet angle. D'après la littérature, la traction anisotrope pour essais brésiliens est évaluée seulement pour des éprouvettes d'orientation $\beta = 0°$, présentant une limite de rupture supérieure et inférieure à $\alpha = 90°$ et 0° (e.g. Barla, 1974 ; Jonsson, 1983 ; Chen et al. 1996, 1998).

D'après la représentation du comportement de la courbe en traction (Figure 4.9), telle que spécifiée par Ramamurthy (1993), une faible différence du taux d'anisotropie en traction (Rt) est constatée entre ces deux échantillons. Pour le groupe d'éprouvettes $\beta = 65°$, la traction maximale et minimale est observée pour un $\alpha = 90°$ et 0°, produisant un Rt de 1,15 (= 14,7/12,8). Par ailleurs, le groupe d'éprouvettes $\beta = 80°$ démontre une traction maximale et minimale observée pour $\alpha = 0°$ et 90° respectivement, tout en produisant un Rt de 1,34 (= 21,9/16,3). Ces résultats sont questionnables. Selon la littérature, les essais brésiliens sur une roche schisteuse sont effectués pour une orientation $\beta = 0°$ afin de ressortir le degré d'anisotropie maximale (Ramamurthy, 1993). L'orientation β orthogonale produit des résistances en compression triaxiale qui sont indépendantes de l'orientation α (produisant un Rt = 1). Intuitivement, en assumant une relation linéaire entre les deux orientations β, le groupe de $\beta = 80°$ aurait dû présenter un degré d'anisotropie inférieure celle de $\beta = 65°$. De plus, une différence plus prononcée aurait dû être remarquée entre ces deux groupes. Cette faible différence entre les deux groupes met en doute l'interprétation par l'entremise de la formule pour bris en traction indirecte quand l'éprouvette ne démontre pas une orientation de foliation de $\beta = 0°$. Pour cette foliation préférentielle, il est possible d'évaluer exclusivement la résistance en traction sur le plan de faiblesse et de la roche intacte pour $\alpha = 0°$ et 90° respectivement.



(a)



(b)

Figure 4.9 : Courbe de compression diamétrale selon l'orientation α correspondante, de l'unité U4 avec : (a) β = 65°; et (b) β = 80°

4.5.3.2 Mode de rupture

Lors d'une sollicitation mécanique en compression diamétrale réalisée sur une roche anisotrope, il y a généralement un besoin d'évaluer le groupe d'éprouvettes sur différents angles α pour une foliation favorable. Lorsque cette foliation varie davantage par l'angle β, la formule classique de calcul de la résistance en tension est incertaine. Selon l'auteur, aucun cas documentant cette particularité n'a été abordé dans la littérature. Toutefois, le plus souvent, les éprouvettes schisteuses sont testées seulement selon β = 0° pour un ensemble de 0 ° ≤ α ≤ 90° (Barla, 1974 ; Jonsson, 1983 ; Chen et al. 1996, 1998). Lors de l'échantillonnage, aucune orientation de ce type n'est ressortie.

Pour les groupes d'éprouvettes testés (β = 65° et 80°), l'analyse du mode de rupture en compression diamétrale conduit à un besoin de modifier la formule classique du test brésilien pour tenir compte de l'influence de cette foliation défavorable. Il est ainsi observé que la longueur de rupture longitudinale varie avec l'angle α. Cette longueur est soupçonnée de jouer un rôle considérable dans l'étude du comportement anisotrope de l'éprouvette. La modification se tiendra donc uniquement par rapport au paramètre L en incorporant une logique analytique décrivant la longueur du plan de rupture maximale pouvant se former dans la paroi.

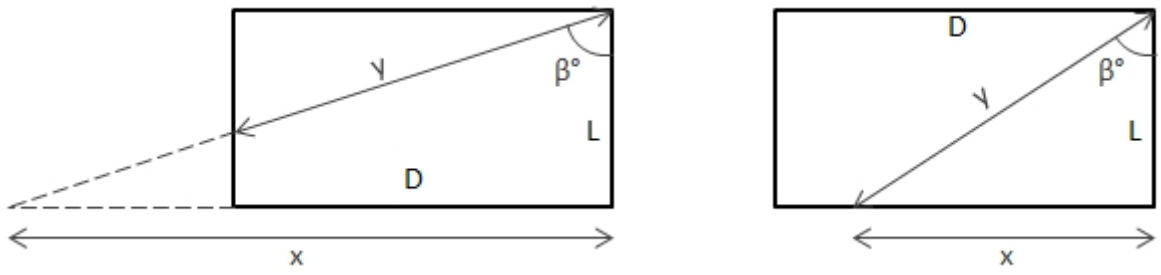
Pour un angle α = 0°, le mode de rupture s'effectue principalement sur toute la longueur du plan de faiblesse. Pour cet angle, le mode de rupture est de longueur maximale. Cette longueur est directement influencée par le degré de foliation de l'éprouvette. Ainsi, le paramètre L doit être modifié selon un calcul trigonométrique. Le paramètre *y* représente alors la longueur de la rupture maximale :

$$y = \frac{L}{\cos\beta} - \frac{(\tan\beta)L - D}{\sin\beta} \tag{4.5}$$

où β est l'angle de foliation présente dans l'éprouvette, établie selon la convention usuelle et D < x (Figure 4.10a).

Pour D > x (Figure 4.10b) la longueur est donnée par :

$$y = \frac{L}{\cos\beta} \tag{4.6}$$



(a) (b)

Figure 4.10: Vue de haut de longueur de rupture théorique dans une éprouvette en traction indirecte selon une foliation β : (a) grande; et (b) faible

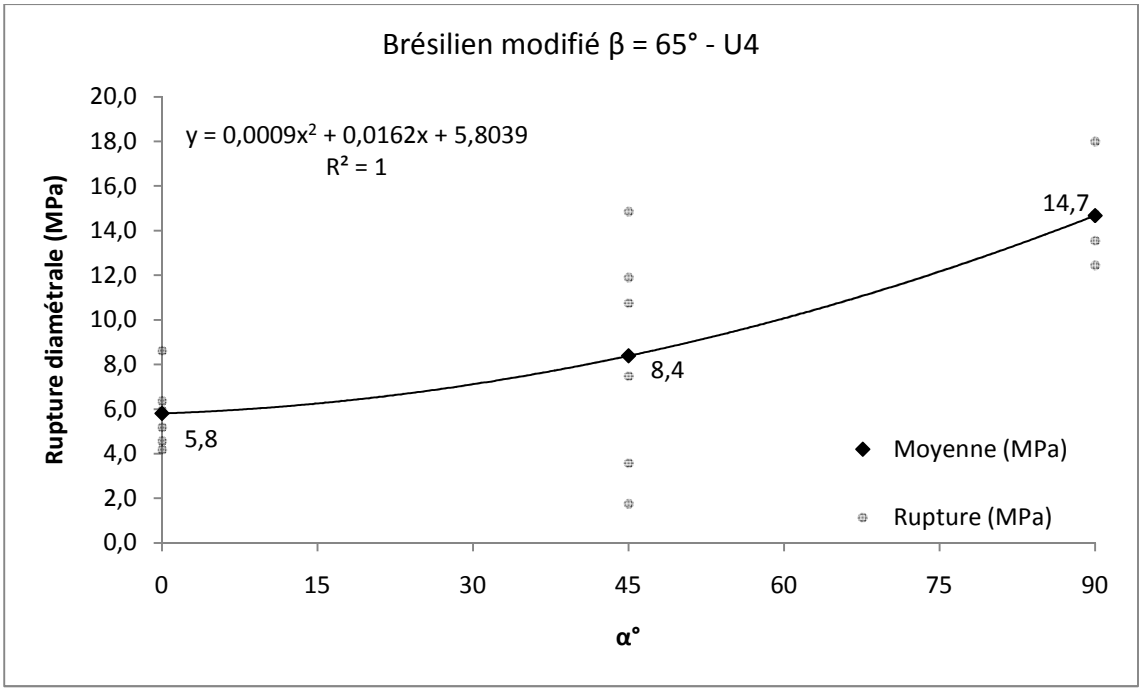
Par la suite, le paramètre L est remplacé par le nouveau paramètre y dans la formule usuelle pour obtenir la formulation suivante :

$$\sigma_t = -\frac{2P}{\pi y D} \tag{4.7}$$

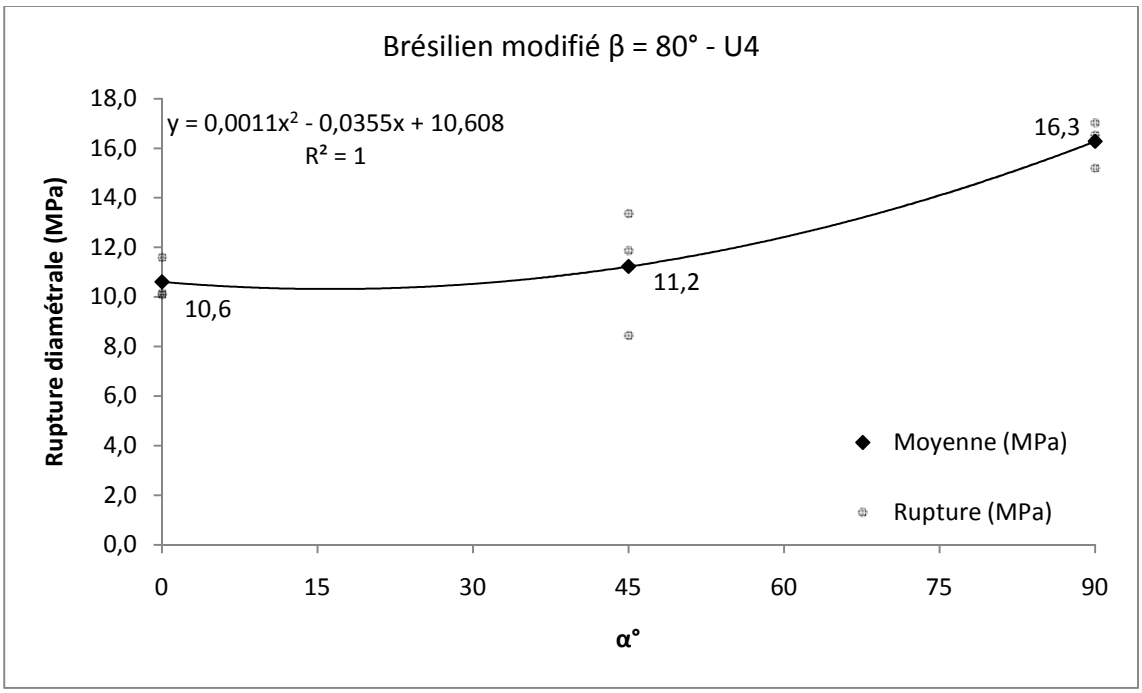
Pour un angle α = 45°, le mode de rupture subit l'influence aléatoire des plans de faiblesse ainsi que de la matrice rocheuse. Dû à cette incertitude sur le mode de rupture, cet angle intermédiaire est un peu plus difficile à modifier efficacement. Il est toutefois jugé acceptable de modifier le paramètre L en tant qu'une moyenne de celle-ci et du paramètre y antérieur :

$$\sigma_t = -\frac{2P}{\pi\left(\frac{y+L}{2}\right)D} \tag{4.8}$$

Pour un angle α = 90°, le mode de rupture se produit davantage dans la matrice rocheuse intacte pour une longueur longitudinale équivalente au paramètre L. La formule de compression diamétrale initiale est jugée adéquate dans ce cas. Toutes ces modifications sont valides pour 0° < β < 90°. La Figure 4.10 présente les résultats modifiés de la courbe de rupture en compression diamétrale pour l'unité géologique U4 :



(a)



(b)

Figure 4.11 : Courbe de compression diamétrale modifiée selon l'orientation α correspondante, de l'unité U4 avec : (a) β = 65°; et (b) β = 80°

Le degré d'anisotropie en compression diamétrale (Rt) pour l'angle β = 65° et 80° sont de 2,51(= 14,6/5,8) et 1,54(= 16,4/10,6) respectivement. Cette foi-ci, il se présente une différence considérable entre les deux groupes d'éprouvettes. La première (Figure 4.11a) présente un degré d'anisotropie plus élevé en plus de l'apparition d'une plus grande influence du Rt pour une orientation se rapprochant de la foliation critique (β = 0°) et une réduction de celui-ci (Figure 4.11b) pour une orientation se rapprochant du comportement isotrope (β = 90°).

Pour valider la modification, il est nécessaire d'évaluer le degré d'anisotropie en traction par rapport aux angles β. En fixant Rt pour β = 90° et 0° à 1,00 (comportement isotrope) et 4,32 (la valeur maximale du Rc trouvée dans l'unité U4) respectivement, la Figure 4.12 représente cette distribution du degré d'anisotropie par rapport aux Rt avec les deux angles β nouvellement évalués. La logique sur le comportement anisotrope théorique pour cet échantillon semble très cohérente. Pour l'unité U4, plus l'angle β baisse plus le degré d'anisotropie doit s'accroître jusqu'à une certaine valeur maximale observable à β = 0°. Plus la foliation d'une éprouvette se rapproche de β = 90° moins l'influence des plans de faiblesse sur l'anisotropie est notable et un comportement isotrope est atteint. Ces conditions semblent respectées avec les modifications proposées à l'équation pour déduire la résistance en traction indirecte afin de tenir compte de l'influence de la foliation.

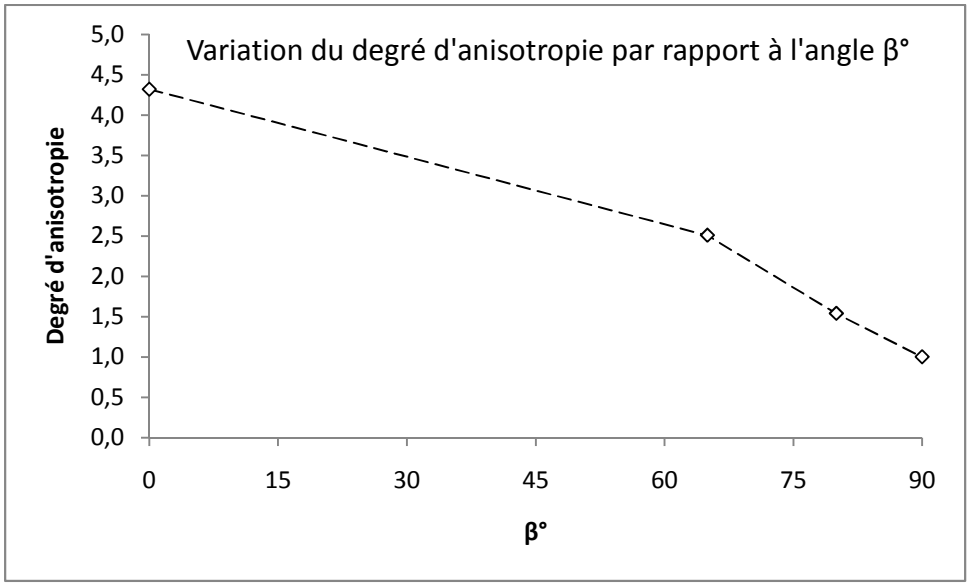


Figure 4.12 : Variation du degré d'anisotropie en traction par rapport à l'influence de l'angle β°

4.5.3.3 Analyse statistique

Le Tableau 4.6 résume l'analyse effectuée sur les essais de résistance en compression indirecte modifiés selon les calculs proposés.

Tableau 4.6 : Analyse statistique des données expérimentales en compression diamétrale selon un intervalle de confiance de 95%

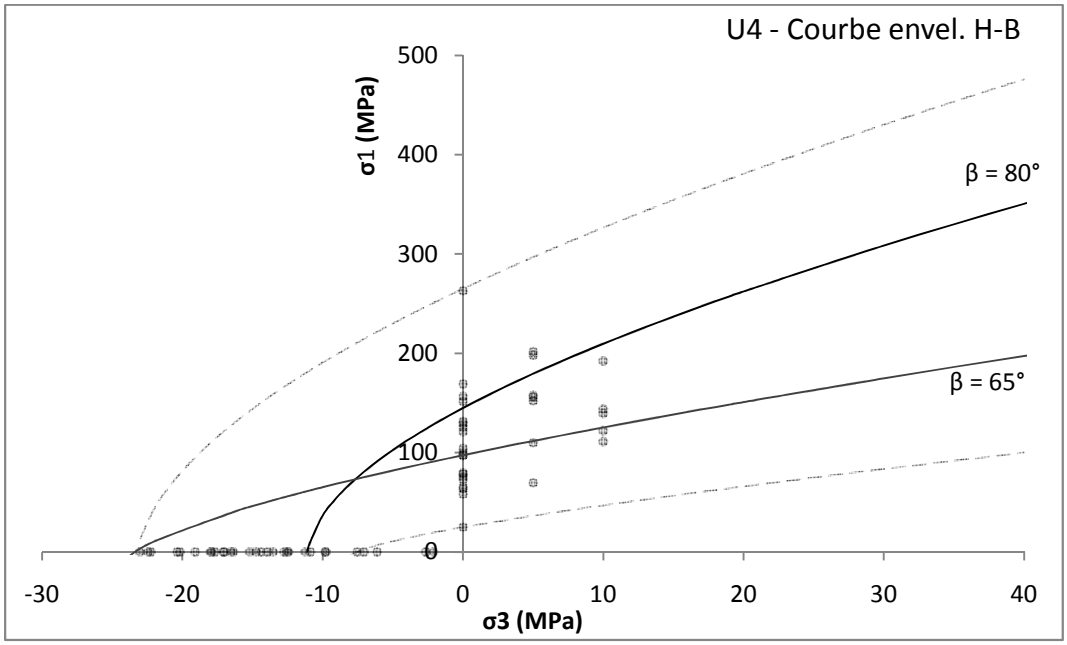
Zone	β (°)	α (°)	Nb	Moyenne $\sigma_{t\beta}$ (MPa)	Écart type (MPa)	Coefficient de variation (%)	Student t	Indice de précision p	Moyenne vraie (MPa)		Écart type Vraie (MPa)	
									Inf.	Sup.	Inf.	Sup.
U4	65	0	6	5,8	1,6	27,5	2,571	1,926	4,0	7,6	1,0	4,3
U4	65	45	6	8,4	5,1	60,3	2,571	5,507	2,6	14,2	3,3	13,6
U4	65	90	4	14,7	2,4	16,4	3,182	1,859	10,3	19,1	1,4	10,3
U4	80	0	3	10,6	0,9	8,1	4,303	1,651	8,0	13,2	0,5	6,6
U4	80	45	3	11,2	2,5	22,4	4,303	5,301	3,6	18,9	1,4	19,4
U4	80	90	4	16,3	0,8	4,7	3,182	1,191	14,9	17,7	0,5	3,3

La précision sur l'orientation α semble adéquate pour la résistance en compression diamétrale pour un angle β variant ($\sigma_{t\beta}$), sauf pour α = 45°. Cette dispersion des résultats peut-être due à la difficulté de bien déterminer l'angle intermédiaire en question, c'est-à-dire l'incertitude lors de l'identification de la direction des plans de faiblesses entre elles et l'imprécision sur l'angle α quand cette direction n'est pas constante. De plus, l'orientation de 45° peut être un angle critique transitionnel. Ce qui explique pourquoi les données mesurées peuvent être associées aux limites de la résistance en traction. Si cette imprécision sur le déterminant de l'angle existe pour α = 90° et 0°, elles sont moins apparentes.

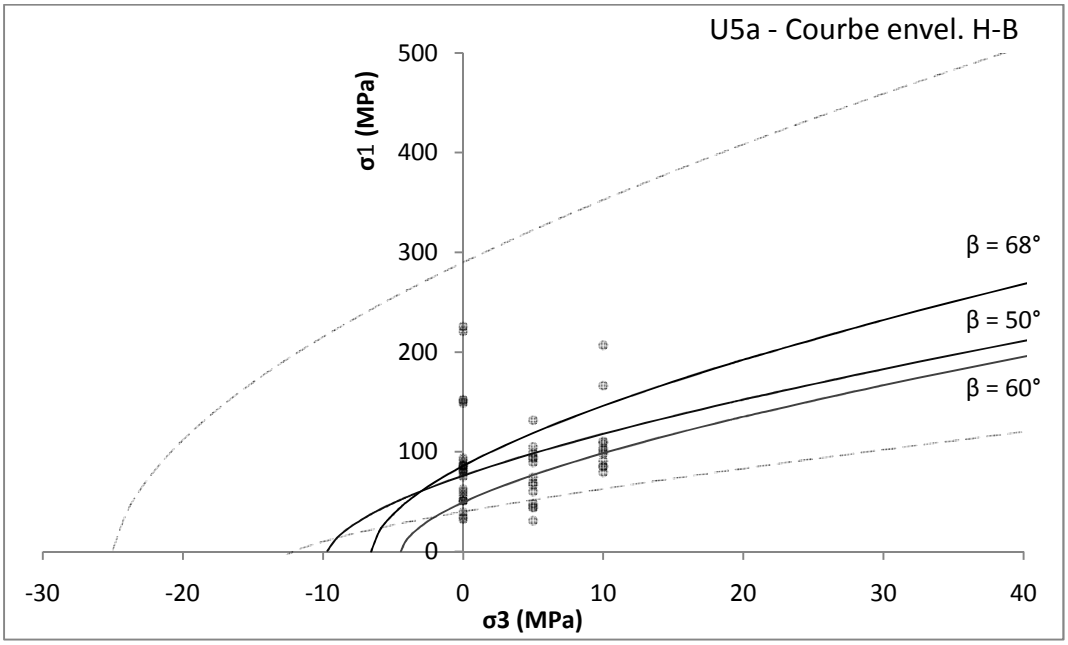
4.6 Sommaire

D'un point de vue général, les limites par rapport aux essais en laboratoire sur des éprouvettes exhibant une foliation inhérente ainsi que les limites sur le critère de rupture de Hoek et Brown (1988) sont ressorties. En comparant les courbes de ruptures du massif rocheux schisteux avec les courbes actuelles, il est possible d'attribuer un angle de foliation correspondant

à ceux-ci. La Figure 4.13 présente cet assemblage où les courbes pâles pointillées sont les courbes enveloppes maximale et minimale du massif rocheux schisteux défini de la première campagne d'essais en laboratoire (Figure 3.3).



(a)



(b)

Figure 4.13 : Comparaison des courbes enveloppes du massif rocheux schisteux pour l'unité : (a) U4; et (b) U5a

Pour l'unité U4, les courbes β = 80° et 65° se trouvent entre la courbe maximale – intermédiaire et sous la courbe intermédiaire respectivement. Pour l'unité U5a, les trois courbes β = 50°, 60° et 68° se situent sous la courbe intermédiaire. Par rapport aux points de ruptures mesurés durant cette campagne d'essais en laboratoire, les courbes enveloppes établies par Simon (2009) incorporent bien ces résultats. Par simple juxtaposition, il est juste d'associer la courbe enveloppe maximale comme étant celle de l'orientation maximale (β = 90), la courbe intermédiaire comme étant représentative de l'orientation transitionnelle (β ≈ 70°) et la courbe minimale correspondant à l'orientation minimale (β ≈ 40°). En testant une roche de nature anisotrope, négliger l'angle de foliation entrainera de grandes erreurs.

Lors d'essais mécaniques de roche anisotrope, il est primordial de définir l'orientation de la foliation par rapport à l'axe de sollicitation. Ne pas en tenir compte entrainera des dispersions supplémentaires camouflant celle-ci par un comportement d'hétérogénéité lors de l'analyse de la courbe enveloppe. Comme démontré, ces deux comportements peuvent et doivent être dissociés. Par la suite, selon l'analyse avec le critère de Hoek et Brown (1988), en pratique une seule courbe est généralement établie d'après les résultats mécaniques selon la méthode des moindres carrés. Si une seule courbe est effectuée pour l'ensemble de l'échantillonnage, celle-ci peut surévaluer la résistance mécanique pour de faibles orientations β et sous-évaluer celle-ci pour de hautes orientations.

CHAPITRE 5 PROPOSITION DE MODIFICATION DE LA CLASSIFICATION GÉOTECHNIQUE RMR_{76}

5.1 Classification géomécanique pour massif rocheux schisteux

Pour évaluer l'anisotropie inhérente produite par l'orientation préférentielle des joints dans la masse rocheuse, Bieniawski (1989) suggère que la cote d'ajustement pour les directions des joints (Tableau 2.7) est adéquate pour les ouvrages civils, mais requiert une meilleure évaluation pour des travaux en profondeur exécutés principalement dans le secteur minier. Plusieurs auteurs ont essayé d'incorporer un facteur de réduction dans différentes classifications empiriques afin de tenir compte de cette problématique, dont Laubscher (1977 ; 1984) et Cummings et al. (1982) et Kendorski et al. (1983) pour le RMR et Mathews et al. (1980) et Potvin (1988) pour l'indice du NGI. Ces modifications s'appuient fortement sur une vaste gamme d'études de cas dans le domaine, le plus souvent fondées sur des discussions d'experts considérant que le changement du comportement du massif est basé sur la variation de la sollicitation à l'égard de l'inclinaison des plans de faiblesse. D'une manière semi-empirique, Potvin (1988) est le premier à reconnaitre concrètement l'influence de l'anisotropie dans cette modification.

La modification proposée dans ce mémoire consiste à intégrer un paramètre de réduction qui va tenir compte de la nature anisotrope définissant la masse rocheuse schisteuse. La classification RMR_{76} reste à la base de celle-ci afin de permettre de conserver la base de données géologique du Projet Westwood (plus de 9000 données déjà recueillies sous ce format) et hypothétiquement pour préserver la corrélation entre les diverses classifications. Toutefois, la raison principale pour modifier le système RMR classique est d'essayer de conserver l'expérience du passé répertorié exprimée sous différents abaques empiriques du système.

Les modifications proposées à cette nouvelle classification géomécanique sont basées sur les limites apparentes des systèmes de classifications (section 2.1), les différentes observations

sur le terrain (section 2.3 ; 3.1) et des résultats d'essais en laboratoire sur la roche schisteuse du Projet Westwood (chapitre 4). L'utilisation de cette classification est principalement axée pour des galeries excavées dans des zones géologiques fortement foliées de la masse rocheuse, plus spécifiquement les unités U4 et U5a. Par la suite, une calibration du système est effectuée à l'égard de l'estimation du niveau de convergence.

Des modifications majeures sont apportées au système RMR_{76} classique afin de l'ajuster au comportement de la masse rocheuse schisteuse pour définir une nouvelle classification désignée $RMR_{anisotrope}$. Trois modifications clefs sont proposées, dont : (i) une modification par rapport aux paramètres de base de la classification géomécanique RMR_{76} qui est dissociée des caractéristiques inhérentes anisotrope de la masse rocheuse schisteuse ($RMR'_{isotrope}$); (ii) un facteur de réduction tenant compte de la nature anisotrope ($\alpha_{anisotrope}$); et (iii) un facteur de correction pour l'espacement des couches des plans de faiblesse ($D_{schiste}$). L'approche générale de ce nouveau système de classification consiste à multiplier la cote de base du $RMR'_{isotrope}$ par l'ensemble de facteurs tenant compte du comportement particulier du massif schisteux afin d'obtenir la cote de design finale intitulée $RMR_{anisotrope}$. La forme générale de la classification de la masse rocheuse schisteuse est définie comme suit :

$$\mathrm{RMR}_{\mathrm{anisotrope}} = \mathrm{RMR}'_{\mathrm{isotrope}} \cdot \alpha_{\mathrm{anisotrope}} \cdot D_{schiste} \tag{5.1}$$

5.1.1 Classification de base pour massif rocheux schisteux ($RMR'_{isotrope}$)

Tout en conservant les cinq paramètres initiaux du système classique du RMR_{76} et les pondérations correspondantes à celles-ci (Tableau 2.6). La nouvelle classification de base ($RMR'_{isotrope}$) est adaptée pour la description des paramètres ajustés pour une masse rocheuse schisteuse et représente la cote de base, le Tableau 5.1 met en lumière ces modifications.

Tableau 5.1 : Classification géomécanique de base $RMR'_{isotrope}$

Paramètres de classification géomécanique pour massif rocheux schisteux et cotes de pondération

A1 :	Résistance de la roche intacte, σ_c (MPa)	> 200	100 - 200	50 - 100	25 - 50	10 - 25	3 - 10	1 - 3
Cote		**15**	**12**	**7**	**4**	**2**	**1**	**0**

Note :

La résistance maximale de la roche schisteuse en laboratoire doit être prise, donc pour une orientation β = 90° ou 0° dans le cas d'une courbe de résistance en compression uniaxiale anisotrope de *type U* ou *Épaule*, respectivement. La formule suivante permet de déterminer de manière continue la cote du paramètre σ_c :

$$Cote_{\sigma c} = (7{,}29 \times 10^{-7})\boldsymbol{\sigma c}^3 - (4{,}80 \times 10^{-4})\boldsymbol{\sigma c}^2 + (13{,}444 \times 10^{-2})\boldsymbol{\sigma c}$$

A2 :	RQD (%)	90 - 100	75 - 90	50 - 75	25 - 50	< 25
Cote		**20**	**17**	**13**	**8**	**3**

Note :

Vue de la difficulté de dissocier efficacement les fractures causées par le dynamitage ou de l'ouverture des plans de faiblesses sur la surface exposée, le RQD calculé sur le terrain n'est pas recommandable. Il est ainsi recommandé d'utiliser le RQD ressorti de la description de carotte géologique pour la zone étudiée, selon la formule préétablie de conversion en cote RMR :

$$COTE_{RQD} = 0{,}006RQD^2 + 0{,}1114RQD + 2{,}7981$$

où RQD est en pourcentage rapporté par la géologie lors de la description de la carotte de forage sur une portée de forage de 1 m.

A3 :	Espacement des diaclases (m)	> 3	1 - 3	0,3 - 1	0,05 – 0,3	< 0,05
Cote		**30**	**25**	**20**	**10**	**5**

Note :

Appliquer ce paramètre uniquement sur les diaclases autres que la famille de schiste qui doit être prise comme une caractéristique inhérente du massif rocheux schisteux.

A4 :	Condition des joints	Aucune altération	Faible	Moyenne	Élevé	Extrême
Cote		**25**	**20**	**12**	**6**	**0**

Note :

Regarder le niveau d'altération en séricite ou en chlorite noire de la surface exposée. Sinon, utiliser la cote ressortie de la description de carotte géologique pour la zone étudiée, corrigée sur 5 coefficients.

A5 :					
Infiltration d'eau	débit/10 m de longueur de tunnel	aucun	< 25 l/min	25-125 l/min	> 125 l/min
	ou				
	Pression d'eau / Contrainte principale	0	0,0 – 0,2	0,2 – 0,5	> 0,5
	ou				
	conditions générales	sec	mouillé	suintement	écoulement
Cote		**10**	**7**	**4**	**0**

En conservant la pondération des coefficients initiaux, l'addition de ces différentes cotes peut varier de 8 à 100 pour une masse rocheuse schisteuse.

Le Tableau 5.1 présente la base de la classification du massif rocheux schisteux ajustée par quelques modifications spécifiques dans le but de séparer le comportement inhérent d'anisotropie. Applicable à toutes orientations observables, elle demeure délibérément indépendante de l'influence de l'anisotropie. Cette base reflète ainsi la qualité du massif rocheux à sa condition optimale, c'est-à-dire une orientation perpendiculaire à la direction de l'axe directionnel de la foliation ($\psi = 90°$). Découlant de l'hypothèse initiale, la roche se comporte de manière isotrope en cette condition. Les modifications particulières apportées sont par rapport au paramètre de *conditions des joints* ainsi que par l'ajout de notes clarifiant l'utilisation des éléments descriptifs propres au massif folié. Une mention particulière doit être apportée vis-à-vis de la modification ajustant le paramètre originel de la nature des joints. En pratique, la condition la plus défavorable (e.g. l'altération) peut se substituer à celle-ci (Kendorski et al. 1983). Pour ce paramètre, la condition des joints est maintenant évaluée envers le niveau d'altération, tout en conservant la cote initiale du système RMR_{76}. Comme mentionné, le massif rocheux schisteux présente un niveau d'altération élevé en séricite et en chlorite noire qui contribue à la réduction significative de la stabilité de l'excavation (car elle facilite le glissement sur les plans de faiblesse).

Les notes complémentaires sont basées sur des observations effectuées sur le terrain afin de dissocier les particularités du comportement de la masse rocheuse schisteuse et la majorité des notes produites sont explicites. Uniquement la note par rapport au paramètre de l'espacement des joints nécessite une clarification supplémentaire.

Étant donné que la foliation est une caractéristique persévérante qui amoindrit systématiquement la cote de ce paramètre sur toutes orientations, elle doit être momentanément omise sur la totalité du massif rocheux schisteux et seul l'espacement des différentes diaclases distinctes déjà identifiées doit être évalué. Dans l'évaluation du comportement de l'anisotropie, l'espacement du schiste interprète une fonction d'une haute importance et requiert néanmoins une attention supplémentaire apportée par un facteur correctif.

Par ailleurs, les équations suivantes sont proposées afin de générer une variation continue de la cote pour la résistance en compression uniaxiale et du RQD :

$$A1 = Cote_{\sigma c} = (7{,}29 \times 10^{-7})\sigma c^3 - (4{,}80 \times 10^{-4})\sigma c^2 + (13{,}444 \times 10^{-2})\sigma c \quad (5.2)$$

$$A2 = Cote_{RQD} = 0{,}006RQD^2 + 0{,}1114RQD + 2{,}7981 \quad (5.3)$$

5.1.2 Facteur d'anisotropie ($\alpha_{anisotrope}$)

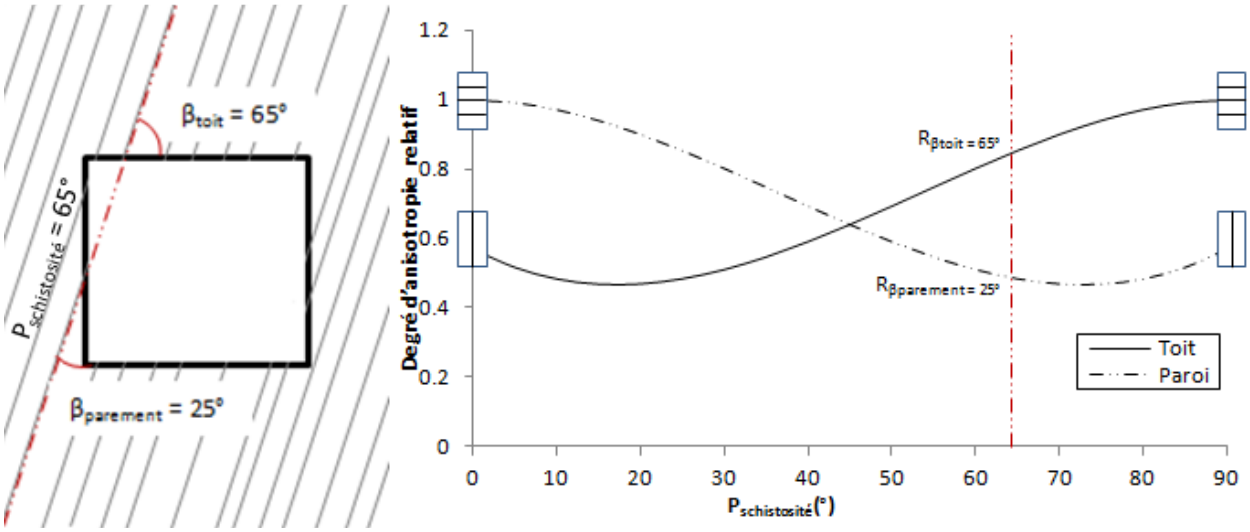
Cette deuxième modification explique la création d'un paramètre décrivant le comportement anisotrope. Intitulé le facteur d'anisotropie ($\alpha_{anisotrope}$), celui-ci découlant principalement des courbes de résistance en compression uniaxiale anisotrope résultante de roches testées en laboratoire, de la forme géométrique de l'excavation, de l'orientation relative de la foliation avec la paroi et la direction de l'axe de l'excavation.

Tel que montré au chapitre 4, les propriétés mécaniques peuvent varier dans une roche de nature anisotrope, selon l'orientation des forces sollicitées à l'égard des plans de foliation, et le ratio de différence ressorti représente le niveau d'anisotropie (Ramamurthy, 1993). Les courbes de résistance en compression uniaxiale obtenues en laboratoire sont utilisées à cette fin. La détermination de l'angle relatif (β_{paroi}) à la surface excavée (murs ou toit) est primordiale afin d'estimer le niveau de variation de la résistance mécanique anisotrope. Par la suite, il suffit de calculer le degré d'anisotropie relatif (R_β) par rapport à β_{paroi} dépendant. Le R_β représente la fonction déterminée à partir de la courbe d'anisotropie en compression uniaxiale spécifique de chaque zone géologique étudiée en laboratoire (Figure 4.4). Ces courbes sont normalisées par la valeur de la résistance maximale ($\beta = 90°$) afin d'introduire un niveau de comparaison adéquat entre les unités géologiques et plus que la valeur de la résultante est faible, plus que l'anisotropie est présente. Le degré d'anisotropie relative est normalisé pour l'unité U4 et U5a :

$$R_{\beta,\ U4} = \frac{0{,}0717\beta_{paroi}^2 - 5{,}3431\beta_{paroi} + 159{,}63}{259{,}52} \quad (5.4)$$

$$R_{\beta,\ U5a} = \frac{0{,}068\beta_{paroi}^2 - 5{,}6408\beta_{paroi} + 171{,}71}{214{,}84} \tag{5.5}$$

Pour un pendage arbitraire, la Figure 5.1 illustre la logique utilisée pour l'identification des angles relatifs β_{paroi} en périphérie d'une excavation en examinant une coupe traversable orientée parallèle aux plans de schistosité. La Figure 5.1a définit deux angles relatifs présentant l'association angulaire entre la foliation et le parement ($\beta_{parement}$ = 25°) et le toit (β_{toit} = 65°). Une forte influence existe entre la forme de l'excavation et le pendage de la foliation. La Figure 5.1b représente la distribution du degré d'anisotropie relatif R_β par rapport au pendage de la schistosité et ceci pour les deux parois. L'axe vertical inclus dans cette figure représente le pendage de la schistosité aléatoire ($P_{schistosité}$ = 65°) et les deux courbes correspondent à la courbe d'anisotropie normalisée pour le matériau. Une relation inverse est utilisée pour la courbe du parement. Afin d'illustrer davantage cet aspect, l'angle relatif β_{paroi} peut être directement associé à l'angle β expérimental (représentation d'une éprouvette testée) équivalent pour chaque paroi (murs et toit indépendamment): lorsque le pendage tend vers la verticale, les angles relatifs au parement et au toit agissent réellement comme si l'angle β = 0° et 90° respectivement, la paroi problématique pourra être le parement et vice-versa si pendage est horizontal.



(a) (b)

Figure 5.1 : Visualisation de la redistribution du comportement mécanique anisotrope en périphérie d'une excavation parallèle aux plans de foliation : (a) excavation de forme carrée; et (b) courbe R_β

Par ailleurs, une influence supplémentaire ressort de la direction de la schistosité à l'égard de la direction de l'axe de la galerie, communément appelé l'angle d'interception (ψ) (Mercier et Hadjigeorgiou, 2011). En posant l'hypothèse que la roche perd complètement l'influence de l'anisotropie lorsque ψ = 90° (i.e. condition perpendiculaire ; Potvin, 1988), lorsque l'angle relatif atteint la valeur maximale (β = 90° dans ce cas), il est maintenant possible de raffiner la formule pour calculer l'angle relatif du parement et du toit :

$$\beta_{parement} = \frac{\psi\left[90 - \left(P_{parement}{}^{\circ} - P_{schistosité}{}^{\circ}\right)\right]}{90} + \left(P_{parement}{}^{\circ} - P_{schistosité}{}^{\circ}\right) \tag{5.6}$$

$$\beta_{toit} = \frac{\psi[90 - (P_{schistosité}{}^{\circ} - P_{toit}{}^{\circ})]}{90} + (P_{schistosité}{}^{\circ} - P_{toit}{}^{\circ}) \tag{5.7}$$

où $P_{schistosité}{}^{\circ}$ est le pendage des couches de schiste, $P_{parement}{}^{\circ}$ est le pendage du parement (mur), $P_{toit}{}^{\circ}$ est le pendage du toit de l'excavation.

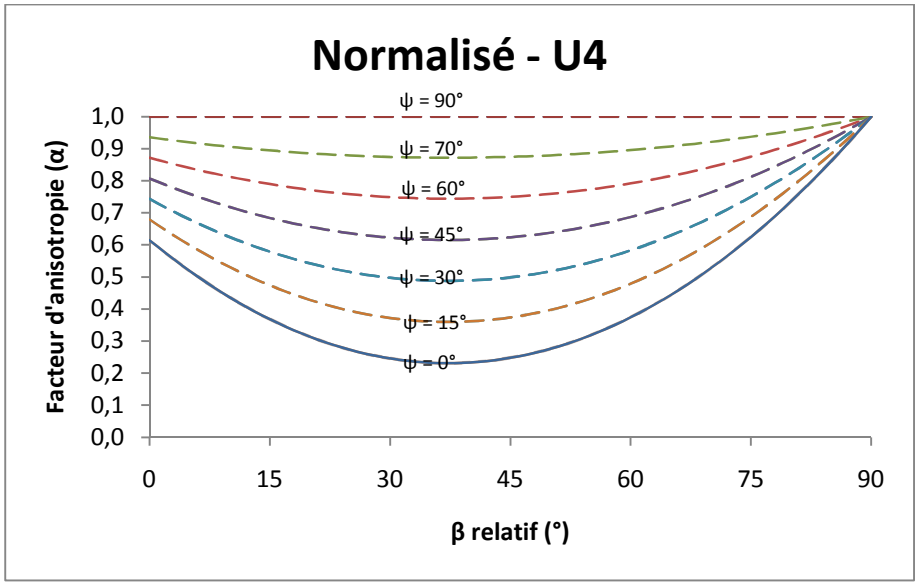
Indirectement, selon de l'angle d'interception, le degré d'anisotropie relatif devient maximal (β_{paroi} = 90°, donc R_{β} =1,00) lorsque ψ = 90°, représentant la condition de terrain isotrope pour une excavation perpendiculaire au plans de schiste. Toutefois, semblable à celui apporté par Potvin (1988) sur l'influence des courbes du facteur B, un ajustement supplémentaire proportionnel à la direction ψ est développé. La Figure 5.2 permet de visualiser la réduction du facteur d'anisotropie selon différentes orientations de l'angle ψ. Plus l'angle ψ augmente, plus le degré d'anisotropie est faible, et plus l'orientation de l'excavation est perpendiculaire au plan de foliation. L'équation suivante permet de calculer le facteur d'anisotropie ($\alpha_{anisotrope}$) proposé pour le mur ou le toit indépendamment :

$$\alpha_{anisotrope\,;\,paroi} = f\left(\psi, R_{\beta}\right) = \left[\left(1 - R_{\beta}\right)\frac{\psi}{90}\right] + R_{\beta} \tag{5.8}$$

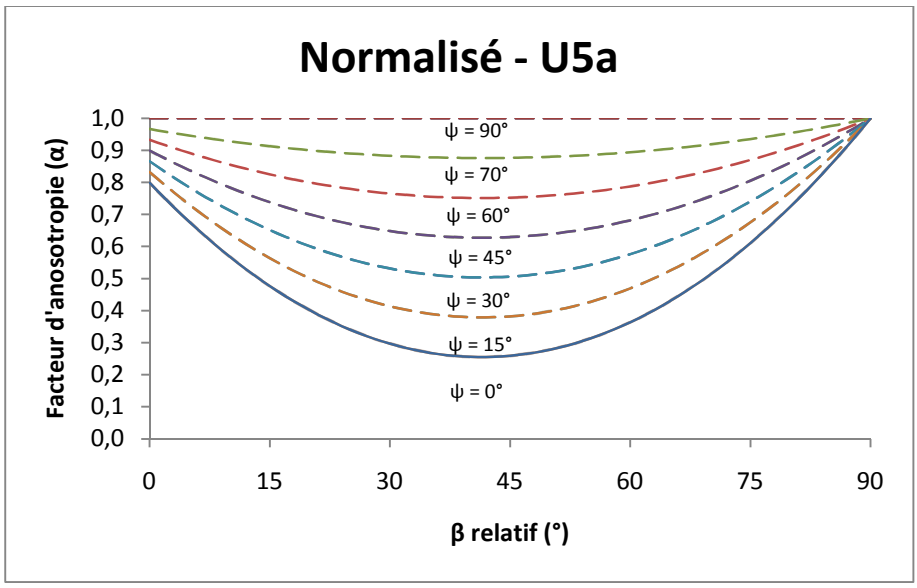
D'après l'étude de Bewick et Kaiser (2009b), le niveau d'influence du comportement de l'anisotropie sur la périphérie de l'excavation est présent dans une zone d'influence de l'instabilité anisotrope. Cette zone est d'environ 50° de part et d'autre l'axe perpendiculaire au plan de foliation (Figure 2.7). En ce basant sur ceci, il semble juste d'estimer que le comportement anisotrope est redistribué au minimum sur la moitié de la périphérie d'une coupe transversale, indépendamment du pendage, et selon une orientation parallèle aux plans de

foliation. Tel que mentionné précédemment, les parois agissent de manière opposée à l'égard du pendage. Le facteur de réduction final est ainsi obtenu en faisant la moyenne du facteur de réduction du mur et du toit :

$$\alpha_{anisotrope} = \frac{\alpha_{anisotrope\,;\,parement} + \alpha_{anisotrope\,;\,toit}}{2} \tag{5.9}$$



(a)



(b)

Figure 5.2 : Distribution du facteur d'anisotropie pour l'unité géologique : (a) U4; et (b) U5a

5.1.3 Facteur de correction pour l'espacement des plans de schistosité ($D_{schiste}$)

La troisième modification décrit un facteur de réduction ($D_{Schiste}$) du niveau d'anisotropie selon l'épaisseur des plans de faiblesse (s). Encore une fois inspiré de l'étude de Bewick et Kaiser (2009b), celle-ci suggère que l'espacement des plans de foliation n'affecte pas le comportement d'anisotropie autour de l'excavation uniquement si s ≥ 10% de la portée de l'excavation et ceci pour toutes orientations ψ. Le nouveau facteur de réduction développé est donc une fonction multiplicative qui annule progressivement le niveau d'anisotropie ressentie autour de l'excavation. La formule est la suivante :

$$D_{schiste} = \frac{1}{\alpha_{anisotrope}} \cdot (S_{schiste}) \tag{5.10}$$

où $\alpha_{anisotrope}$ représente la réduction pour l'anisotropie ; et le $S_{schiste}$ représente un paramètre quantifiant l'influence de l'espacement de la foliation observable sur le terrain.

La fonction du paramètre $S_{schiste}$ est la suivante :

$$S_{schiste} = \alpha_{anisotrope} + \left(1 - \alpha_{anisotrope}\right)\frac{s'}{4} \tag{5.11}$$

où s' représente la cote provenant de la classification développée correspondant au paramètre s définissant l'espacement des plans de foliation observés sur le terrain.

Pour développer cette classification en tenant compte de l'effet d'échelle, la cote s' doit dépendre des dimensions de l'excavation. Une excavation typique du Projet Westwood est de dimension 4,0 x 4,0 m, ce qui produit une classification adaptée et elle est présentée au Tableau 5.2.

Tableau 5.2 : Classification du ***paramètre s*** pour une dimension de galerie typique (4,0 x 4,0 m)

Paramètre s	> 40 cm	30 - 20 cm	20 - 10 cm	10 - 1 cm	< 1 cm
Cote s'	**4**	**3**	**2**	**1**	**0**

Note : Prendre l'espacement des plans de faiblesse observés sur le terrain. Faire attention à ne pas confondre avec l'espacement géologique qui décrit la foliation comme étant millimétrique. En cas de doute, utiliser l'épaisseur de brisure des plans de foliation (épaisseur mécanique).

Une fois que l'espacement s des plans de foliation est correctement évalué, la cote s' est utilisée dans l'équations 5.11 pour évaluer le facteur $D_{Schiste}$. Pour un espacement s dont la cote s' = 0, cette situation représente le cas où l'influence des plans sur le comportement anisotrope est maximale ($D_{schiste}$ = 1). Tandis que pour un espacement s produisant une cote s' = 4, l'effet d'anisotropie est ultimement annulé ($D_{schiste} = \alpha^{-1}$), car s ≥ 10% de la portée de l'excavation. De plus, l'espacement des plans de schistosité reflète indirectement le niveau d'altération. Un exemple d'application de la classification est présenté à la section suivante.

De plus, il est aussi possible d'adapter la classification du paramètre s pour une dimension de type quelconque en modifiant les valeurs du paramètre s par une relation linéaire qui est en fonction du ratio maximal de l'espacement des plans de foliation (s)/Portée (B) = 10 et du ratio minimal < 1 cm.

5.2 Application du $RMR_{anisotrope}$

Cette section traite l'application de la nouvelle classification géomécanique par rapport aux zones du massif rocheux schisteux étudiées du Projet Westwood. En annexe E est mis un exemple de calcul l'application de la classification $RMR_{anisotrope}$.

Afin de montrer et valider l'application, une étude sur différentes orientations d'excavation de forme carrée a été réalisée sur deux zones spécifiques de l'unité U4 (zone 2.30) et U5a (Warrenmac). Ces zones sont situées à la même profondeur (840m), dans de zones peu développées, ayant hypothétiquement des contraintes in situ semblables. Cependant, le comportement diverge significativement entre les deux zones à l'égard des niveaux de convergence pour les excavations présentant des orientations les plus défavorables. D'un point de vue global, la zone 2.30 semble plus sensible à l'anisotropie.

Le Tableau 5.3 résume les paramètres et cotes déterminés sur le terrain d'après la classification $RMR'_{isotrope}$ (Tableau 5.1).

Tableau 5.3 : Résultat de la classification géomécanique $RMR'_{isotrope}$ des deux zones étudiées

Paramètres	(cote maximale)	Zone 2.30	Warrenmac
A1 : σ_c	(15)	15,00	13,96
A2 : RDQ	(20)	17,95	16,76
A3 : E.D.	(30)	30,00	30,00
A4 : C.J.	(25)	11,78	17,19
A5 : EAU	(10)	10,00	10,00
	$RMR'_{isotrope}$ =	84,73	87,91

où le RQD et l'espacement des diaclases (E.D.) sont déterminés directement de la description géologique de la carotte de forage, et C.J. représente la condition des joints observée.

Avec une différence de 3,2 points entre les deux zones, ces résultats géomécaniques sont caractéristiques de la condition isotrope du massif rocheux, donc pour une orientation favorable de ψ = 90°. Indépendamment de la direction dont elles sont obtenues, elles servent de base pour l'évaluation du RMR pour les orientations variables.

La partie suivante nécessite l'évaluation de l'influence de l'anisotropie par rapport à la géométrie de l'excavation présentant un pendage de 90° et 0°, attribué au parement et au toit respectivement. Les deux zones se différencient par des pendages de schistosité distincts de 65° (Zone 2.30) et 80° (Warrenmac). À partir des équations proposées, le Tableau 5.4 présent l'analyse du paramètre $\alpha_{anisotrope}$ pour de différentes orientations ψ :

Tableau 5.4 : Analyse du facteur d'anisotropie ($\alpha_{anisotrope}$) des deux zones étudiées

Ψ :	**0°**	**20°**	**40°**	**70°**	**90°**	**0°**	**20°**	**40°**	**70°**	**90°**
	Zone 2.30					Warrenmac				
β (°) =	25,0	39,4	53,9	75,6	90,0	10,0	27,8	45,6	72,2	90,0
$\sigma_{c\beta}$ (MPa)=	70,87	60,43	79,91	165,24	259,52	122,10	67,49	55,86	119,01	214,84
$\sigma_1/\sigma_{c\beta}$ =	0,5	0,6	0,4	0,2	0,1	0,3	0,5	0,5	0,2	0,1
R_β =	0,273	0,233	0,308	0,637	1,000	0,568	0,314	0,260	0,554	1,000
$\alpha_{anisotrope\ ;\ \mathbf{paroi}}$ =	0,273	0,403	0,616	0,919	1,000	0,568	0,467	0,589	0,901	1,000
β (°) =	65,0	70,6	76,1	84,4	90,0	80,0	82,2	84,4	87,8	90,0
$\sigma_{c\beta}$ (MPa)=	115,3	139,6	168,3	219,7	259,5	191,1	205,0	219,7	243,1	259,5
$\sigma_1/\sigma_{c\beta}$ =	0,3	0,2	0,2	0,2	0,1	0,2	0,2	0,2	0,1	0,1
R_β =	0,444	0,538	0,649	0,847	1,000	0,724	0,780	0,839	0,933	1,000
$\alpha_{anisotrope\ ;\ \mathbf{toit}}$:	0,444	0,641	0,805	0,966	1,000	0,724	0,829	0,911	0,985	1,000
$\alpha_{anisotrope}$:	**0,359**	**0,522**	**0,710**	**0,943**	**1,000**	**0,646**	**0,648**	**0,750**	**0,943**	**1,000**

Basée sur les courbes d'anisotropie distinctes, cette analyse ressort la diminution possible de la résistance en compression de la roche ($\sigma_{c\beta}$) autour de la périphérie relativement à l'orientation des plans de foliation. Pour une orientation parallèle, deux facteurs anisotropes différents sont obtenus pour les deux zones, $\alpha_{anisotrope}$ = 0,359 et 0,646. Par la suite, ces valeurs tendent progressivement vers une valeur de 1,000 pour un ψ de 90°. Ainsi, plus $\alpha_{anisotrope}$ est petit, plus que l'excavation diverge du comportement isotrope et présente une résistance en compression amoindrie. Ce paramètre doit être calculé pour l'orientation exacte de l'excavation.

L'étape suivante nécessite l'évaluation du facteur de correction pour l'espacement du schiste. En utilisant la classification du paramètre s (Tableau 5.2) et du facteur d'anisotropie déterminé, il est possible de calculer la valeur de $D_{schiste}$ selon la méthodologie proposée (équation 5.10). Distribué sur les différentes valeurs de la cote s', le Tableau 5.5 illustre la valeur du facteur de correction en relation au ψ pour chaque zone :

Tableau 5.5 : Attribution du facteur de correction ($D_{schiste}$) à l'égard de la cote pour l'espacement du schiste

	Zone 2.30					Warrenmac				
ψ :	**0°**	**20°**	**40°**	**70°**	**90°**	**0°**	**20°**	**40°**	**70°**	**90°**
Cote **s'**	Facteur de correction ($D_{schiste}$)									
4	2,789	1,916	1,408	1,061	1,000	1,547	1,544	1,334	1,060	1,000
3	2,341	1,687	1,306	1,046	1,000	1,410	1,408	1,250	1,045	1,000
2	1,894	1,458	1,204	1,030	1,000	1,273	1,272	1,167	1,030	1,000
1	1,447	1,229	1,102	1,015	1,000	1,137	1,136	1,083	1,015	1,000
0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000

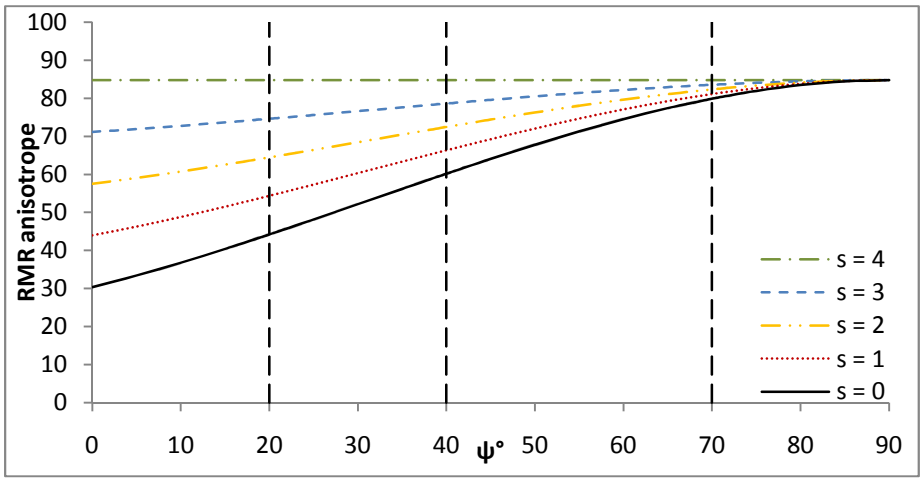
Les résultats reflètent efficacement la philosophie utilisée pour le facteur de correction de façon à ce que la diminution de l'espacement du schiste garde une influence complète de l'anisotropie imposée sur l'excavation (tends vers $D_{schiste} \approx 1$). Cette influence se dissipe lorsque l'espacement des plans de faiblesse augmente, perdant l'influence de l'anisotropie (tends vers $D_{schiste} \approx \alpha_{anisotrope}^{-1}$). Pour des orientations ψ élevées, le facteur de correction est unitaire, donc la condition du terrain retombe sur le cas isotrope peu importe l'espacement parce que l'effet d'anisotropie est progressivement annulé.

Afin d'obtenir la cote de design final ($RMR_{anisotrope}$), il suffit de multiplier le paramètre géomécanique de base par le facteur d'anisotropie et par le facteur de correction pour l'espacement des plans de schiste. Calculé à partir de l'équation 5.1, le Tableau 5.6 démontre les valeurs du $RMR_{anisotrope}$ pour de différentes orientations ψ ainsi que pour de différentes cotes s' afin de ressortir la sensibilité du système étudié :

Tableau 5.6 : Cote du $RMR_{anisotrope}$ à l'égard de la cote pour l'espacement du schiste

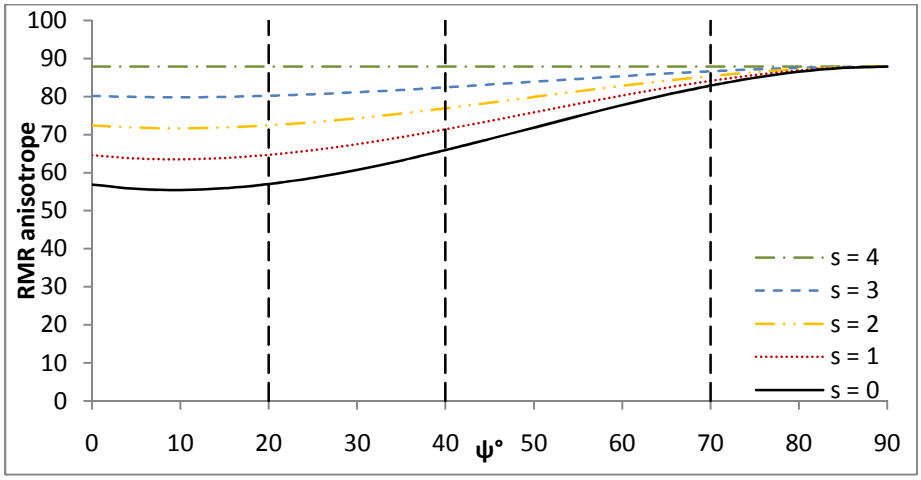
	Zone 2.30					Warrenmac				
ψ :	**0°**	**20°**	**40°**	**70°**	**90°**	**0°**	**20°**	**40°**	**70°**	**90°**
Cote **s'**	Valeur de la cote $RMR_{anisotrope}$									
4	85	85	85	85	85	88	88	88	88	88
3	71	75	79	84	85	80	80	82	87	88
2	58	64	72	82	85	72	72	77	85	88
1	44	54	66	81	85	65	65	71	84	88
0	30	44	60	80	85	57	57	66	83	88

Une représentation visuelle permet de mieux saisir le concept de réduction du $RMR_{anisotrope}$. La Figure 5.3 représente la distribution de l'anisotropie selon l'influence de l'espacement sur la zone 2.30 (a) et Warrenmac (b), et une comparaison entre le comportement des deux zones pour un espacement arbitraire fixe (c).

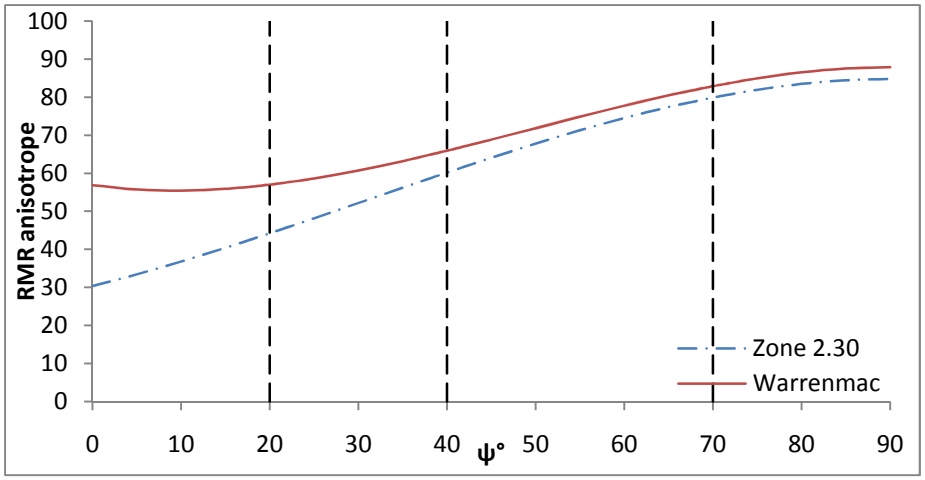


(a)

Figure 5.3 : Répartition du $RMR_{anisotrope}$ pour : (a) la zone 2.30; (b) Warrenmac; et (c) une comparaison entre les unités étudiées avec la cote s' fixé à 0



(b)



(c)

Figure 5.4 : Répartition du $RMR_{anisotrope}$ pour : (a) la zone 2.30; (b) Warrenmac; et (c) une comparaison entre les unités étudiées avec la cote s' fixé à 0 (suite)

D'après ces résultats de design final, il existe effectivement une différence entre les deux unités étudiées en fonction de l'espacement de la foliation, de l'orientation ψ et surtout envers la distribution de l'anisotrope qui est directement dépendante du pendage des plans de faiblesse et de la forme de l'excavation. La plus grande différence obtenue lors de l'analyse est de 27 points, pour un espacement et une orientation faibles. La plus petite différence est de 3 points, attribués à une condition isotrope (espacement des joints grands ou pour une orientation ψ élevé). De toute évidence, les paramètres caractérisant le massif rocheux schisteux ne sont pas assez complets

pour enregistrer la complexité des variations, surtout par rapport à la réduction originale pour l'orientation des joints (Tableau 2.7) qui présente une réduction statique de -12 points (direction parallèle à l'axe du tunnel, pour un pendage situé entre 45° et 90°) ainsi que de -5 et 0 (direction perpendiculaire à l'axe du tunnel, pour un pendage correspondant) pour les deux zones. Aucune information sur l'ajustement pour l'orientation des joints n'est disponible pour les orientations ψ intermédiaires. Dans cette étude, la réduction démontrée une caractéristique plus dynamique et la signification attribuée à la diminution du RMR à l'égard du cas isotrope sont présentées à la section ci-dessus.

5.3 Classification du Comportement Convergent (CCC)

Comme mentionnée au la section 2.3, la conséquence principale d'un comportement anisotrope sur une périphérie est le niveau de convergence subit dans la galerie. Ainsi, la réduction du RMR isotrope (perpendiculaire à la foliation) à l'égard de différentes orientations vise à quantifier ce phénomène décrit par Potvin et Hadjigeorgiou (2008). Une calibration vis-à-vis de l'effet de convergence pour un certain degré de baisse de la nouvelle cote $RMR_{anisotrope}$ est proposée.

Basé sur la répartition du type de convergence identifiée par Hoek et Marinos (2000b), le Tableau 5.7 propose la classification du niveau de convergence par rapport à la diminution subite la cote du $RMR_{anisotrope}$:

Tableau 5.7 : Classification du Comportement Convergent (CCC)

Ratio : $RMR_{anisotrope}$ / $RMR'_{isotrope}$	80 - 100 %	60 - 80 %	40 - 60 %	20 - 40 %	0 - 20 %
Type de convergence	Aucune	Mineur	Sévère	Très sévère	Extrême
Niveau de convergence	$\varepsilon < 1\%$	$1\% < \varepsilon < 2{,}5\%$	$2{,}5\% < \varepsilon < 5\%$	$5\% < \varepsilon < 10\%$	$\varepsilon > 10\%$

où $\varepsilon = \varepsilon_{tunnel}$ = ratio du niveau de fermeture par rapport au rayon de la galerie au préalable.

Le niveau de convergence varie de "*Aucun*" jusqu'à un niveau "*Extrême*". Essentiellement, plus le ratio de la cote $RMR_{anisotrope}/RMR'_{isotrope}$ diminue, plus le niveau d'anisotropie appliqué sur la périphérie de l'excavation est important, et plus le niveau de

convergence va augmenter. Ce ratio représente donc la multiplication du facteur d'anisotropie et du facteur de correction pour l'espacement de la schistosité.

Le Tableau 5.8 démontre l'application de cette classification de convergence sur les résultats de l'étude précédente :

Tableau 5.8 : Comparaison du niveau de convergence vérifiée selon l'espacement du schiste et par le ratio de conservation de la cote $RMR_{anisotrope}$ pour les deux zones étudiées

ψ :	**0°**	**20°**	**40°**	**70°**	**90°**	**0°**	**20°**	**40°**	**70°**	**90°**
Paramètre s	Zone 2.30 ($\sigma_1/\sigma_{c\beta} \approx 0,5$)					Warrenmac ($\sigma_1/\sigma_{c\beta} \approx 0,3$)				
>40 cm	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
30 - 20 cm	84%	88%	93%	99%	100%	91%	91%	94%	99%	100%
20 - 10 cm	68%	76%	86%	97%	100%	82%	82%	87%	97%	100%
10 - 1 cm	52%	64%	78%	96%	100%	73%	74%	81%	96%	100%
< 1 cm	36%	52%	71%	94%	100%	65%	65%	75%	94%	100%

Note : Plus le pourcentage du ratio de conservation de la cote $RMR_{anisotrope}$ est élevé, plus que le massif conserve un comportement isotrope qualifié par la cote du RMR'isotrope, et vice-versa.

Pour une orientation faible, la zone 2.30 semble la plus sensible à la convergence qualifiée de type "*Très sévère*" à "*Aucun*", selon l'espacement du schiste. La zone Warrenmac semble moins critique avec une convergence maximale de type "*Mineur*". Ceci est principalement dû au pendage subvertical et à la redistribution de l'anisotropie. De plus, les deux cas présentent une convergence "*Aucune*" pour une orientation de $\psi \geq 70°$.

Une série de tests de convergence effectués sur la zone 2.30 est utilisée afin d'effectuer un dernier ajustement pour ce système. Environ une dizaine de données de convergence sont obtenues à partir de plaques de convergence dont l'axe du tunnel est principalement orienté parallèle à l'orientation des joints. Pour une galerie de 3,2 m de rayon relatif, ces données ont été récoltées sur une période de 4 mois (Armatys et Berson, 2009). Le Tableau 5.9 présente une comparaison des résultats obtenus par le système actuel envers la classification de convergence selon l'orientation de l'angle d'interception ψ et du ratio des contraintes correspondant, d'après Mercier-Langevin et Hadjigeorgiou (2011) :

Tableau 5.9 : Classification du niveau de convergence observé dans la zone 2.30 d'après la CCC

			Convergence mesurée zone 2.30 (Armatys et Berson, 2009)			HRSI (Mercier-Langevin et Hadjigeorgiou, 2011)
			(cm)	(%)	Type	
$\psi = 0°$	Paramètre s =	< 1 cm	20	6,25%	Très sévère	Très sévère
$\psi = 0°$	Paramètre s =	10 - 1 cm	10	3,13%	Sévère	Sévère
$\psi = 50°$	Paramètre s =	10 - 1 cm	1	0,31%	Aucune	Aucune

Selon la calibration actuelle, les résultats de la zone 2.30 coïncident bien au niveau de convergence observée. En plus, lorsque comparées avec la prédiction établie par Mercier-Langevin et Hadjigeorgiou (2011), les deux classifications présentent des résultats identiques pour un ratio de contrainte intermédiaire.

Aucune donnée de convergence n'a pu être effectuée pour de faibles orientations dans la zone Warrenmac. Étant donné de la ressemblance avec la prédiction de la zone 2.30 et d'un ratio identique ($\sigma_1/\sigma_{c\beta}$ = 0,3 à 0,7), il est théoriquement possible de se baser sur le système de Mercier-Langevin et Hadjigeorgiou (2011) pour valider la calibration de cette zone. En observant les résultats du Tableau 5.9 et du Tableau 2.14, il est possible de constater une similitude satisfaisante qui sous-entend que le système actuel développé est calibré globalement pour un ratio de contrainte $\sigma_1/\sigma_{c\beta}$ = 0,3 à 0,7. Pour de plus grandes profondeurs, la diminution par rapport à l'anisotropie pourrait être plus importante que le niveau actuel.

5.4 Sommaire

L'estimation du niveau de convergence est déterminée par rapport à la nouvelle classification du $RMR_{anisotrope}$ qui est établie spécifiquement pour une masse rocheuse schisteuse. Toutefois, il est jugé essentiel de séparer le comportement anisotrope, qui est plutôt un paramètre d'ajustement, dans l'évaluation de la classification de la masse rocheuse. Intitulé $RMR'_{isotrope}$, cette classification de la masse rocheuse se base sur le système du RMR_{76} de Bieniawski (1976) tout en modifiant quelques paramètres descriptifs et en apportant des correctifs nécessaires à l'application aux conditions particulières du massif afin de produire la cote du massif rocheux schisteux pour une condition isotrope. Un facteur original est introduit pour estimer la diminution

de la note du système basé sur le comportement de résistance mécanique anisotrope ressortie des essais en compression uniaxiale. De plus, un facteur de correction pour l'espacement des plans de schiste est développé pour corriger l'anisotropie afin de ne pas sous-estimer la cote pour de grands espacements. Le résultat de design final ressort du produit des trois nouveaux paramètres pour produire la cote finale du $RMR_{anisotrope}$. Ensuite, selon la *Classification du Comportement de Convergence* (CCC), le ratio de réduction de la cote, $RMR_{anisotrope}$ vis-à-vis du $RMR'_{isotrope}$, est proposé pour vérifier le niveau de convergence que subira une excavation en périphérie. Afin de valider la convergence, une vérification par rapport à la mesure de convergence in situ est faite pour une zone précise. Le système est par la suite comparé au comportement de convergence établi par Mercier-Langevin et Hadjigeorgiou (2011) afin de confirmer la calibration suivant un ratio de contrainte intermédiaire.

CHAPITRE 6 DISCUSSION

Les paramètres propres à la modification de la classification géomécanique sont vérifiés par rapport à l'interprétation d'une masse rocheuse schisteuse, ainsi que les facteurs de réduction développés. Étant donné qu'il y a peu d'informations offertes à ces sujets dans la littérature, la discussion est principalement axée sur la logique et les hypothèses émises pour leurs conceptions. En second lieu, la nouvelle méthodologie est examinée à la lumière des résultats, ainsi que de l'éventuelle possibilité d'application à de différentes zones géologiques de la mine. Troisièmement, la calibration est validée à l'égard du niveau de convergence. Finalement, d'autres limites apparentes sont explorées en réponse aux principes du $RMR_{anisotrope}$ développé.

6.1.1 Classification de base pour massif rocheux schisteux ($RMR'_{isotrope}$)

La nécessité de conserver la majorité des paramètres et cotes intactes de la classification initiale (Bieniawski, 1976) provient du besoin d'établir une base de comparaison commune entre les zones géologiques de la mine. D'autant plus que ces différentes unités peuvent présenter des niveaux de schistosité plus faible, produisant ultimement un affaiblissement de l'effet anisotrope en comparaison aux deux unités actuellement mesurées.

Comme démontré auparavant (essais en laboratoire et observations sur le terrain), le comportement du massif est clairement de nature anisotrope. Par conséquent, les variables actuelles comprises dans le RMR_{76} sont jugées inaptes à mesurer efficacement la variation nécessaire de la cote du système. Lors de l'application primaire du système RMR_{76} sur le terrain schisteux, les résultats de l'ensemble des paramètres se sont montrés insensibles à la variation de l'orientation de l'excavation à l'égard des plans de foliation. Il a été observé sur le terrain que l'interprétation du RMR_{76} produit une mesure constante d'environ 55 points dans les différentes zones étudiées, même pour des directions orthogonales (parallèle et perpendiculaire aux plans de schiste). La ressemblance entre les unités provient de la même attribution de valeur pour les éléments considérés dans la classification. Non seulement le RMR_{76} se distingue peu entre les

unités géologiques, elle est aussi systématiquement réduite lorsque la variable de "l'espacement des diaclases" est effectuée par rapport à l'espacement du schiste. D'un point de vue géologique, la dimension de l'espacement peut-être d'un ordre de grandeur aussi faible que du domaine millimétrique (Armatys et Berson, 2009), ce qui réduit conséquemment la cote en camouflant les diverses diaclases qui peuvent cependant contribuer à la stabilité de l'excavation. Comme constatée sur le terrain, cette particularité de la roche schisteuse nuit grandement à la galerie perpendiculaire où l'effet d'anisotropie est considéré comme nul. C'est donc les différentes diaclases qui dirigent plutôt la stabilité pour les orientations favorables ($\psi \geq 70°$). À la lumière de ces constatations, l'évaluation du RMR_{76} doit être libre de l'influence du schiste (caractéristique inhérente causant l'anisotropie) et seules les propriétés isotropes identifiables du massif doivent être évaluées afin de conserver la classification géomécanique classique. Cette condition est généralement atteinte pour les autres paramètres de base, sauf celui traitant la résistance du roc intact qui peut être reliée au comportement anisotrope.

De la sorte, l'anisotropie (plans de faiblesse) influe de manière impérative sur les propriétés mécaniques (résistance en compression uniaxiale) comme démontré en laboratoire (Ramamurthy, 1993). L'affaiblissement de la résistance mécanique est considéré comme un élément clef dans l'évaluation de l'influence du niveau de convergence dans le massif rocheux (Potvin et Hadjigeorgiou, 2008). Ceci nécessite un ajustement plus représentatif qu'une simple interprétation de la diminution du paramètre σ_c pour une direction précise dans le RMR_{76}. Pour maintenir l'isotropie du système de classification de base, la plus grande résistance $\sigma_{c\beta}$ est utilisée indépendante de la réduction résultante de l'orientation de l'ouvrage. En se basant sur la régression entre les répartitions des coefficients et des notes correspondantes, une relation mathématique (éq. 5.2) est développée pour convertir la valeur de la résistance $\sigma_{c\beta}$ maximale en MPa vers la cote RMR. Avec l'utilisation additionnelle de la formule du RQD (Golder, 2009b), semblable à l'équation continue établie par Bieniawski lors de la modification récente du RMR_{89} (Bieniawski, 1989), ceci permet de distinguer de manière plus exacte les différentes zones géologiques tout en conservant la nature isotropie.

Lors de l'établissement d'un système de classification, uniquement les propriétés jugées les plus critiques sont évaluées (Bieniawski, 1973 ; Barton et al, 1974). À l'égard des paramètres

du RMR, quelques substitutions et modifications mineures ont été rapportées dans la littérature pour tenir compte de nouvelles conditions désavantageuses propres à un massif particulier (MRMR ; MBR). Dans le présent mémoire, un seul changement est apporté à l'indicateur initial pour la "condition des joints". Comme démontré pour une masse rocheuse schisteuse, l'altération décèle un comportement d'une immense importance perturbant le glissement des plans structuraux (Mercier-Langevin et Turcotte, 2007b) et ce paramètre est estimé de grandeur égale à celui de la rugosité (Kendorski, 1983). Dans la version originale, la rugosité des joints reste un élément subtil avec le plus grand potentiel d'erreur de subjectivité. Ceci est augmenté dans le cas d'un massif présentant plusieurs plans de foliation continue. Lors de la description de carottes de forage, l'évaluation de cette condition des joints est actuellement déjà pratiquée au niveau de l'altération (Golder, 2009a) et un changement nécessiterait un ajustement ou une perte de la base de données géomécaniques recueillie. Selon ce raisonnement, il est ainsi jugé opportun de rapporter la condition des joints sur le degré d'altération des plans de faiblesse.

Basés sur des observations du terrain et la nécessité d'avoir une note de base insensible aux variations du positionnement des excavations évaluées, les cinq paramètres de Bieniawski (1976) se sont montrés adéquats. Pour toutes orientations ψ, ces éléments permettent un ajustement à l'égard de la condition optimale de la masse rocheuse. Étant donné que ceci est déjà partiellement atteint par le RMR_{76}, aucune modification accrue des cotes des variables n'est nécessaire et l'expérience des études de cas répertoriés est conservée. Le $RMR'_{isotrope}$ obtenu désigne entièrement la condition isotrope du massif rocheux schisteux et permet ainsi une comparaison efficace entre les unités géologiques.

6.1.2 Facteur d'anisotropie ($\alpha_{anisotrope}$)

L'évaluation de l'influence de l'anisotropie inhérente produite par l'orientation préférentielle des joints dans la masse rocheuse demande une analyse prudente. Peu d'informations se trouvent disponibles dans la littérature vis-à-vis de ce phénomène, l'usage et l'utilité restent à être validés en tant que paramètre de design relié à un système de classification empirique.

Pour le système RMR, Bieniawski (1989) suggère que la note d'abaissement pour les directions des joints (Tableau 2.7) est adéquate pour les ouvrages civils, mais requiert une meilleure évaluation pour des travaux en profondeur exécutés principalement dans le secteur minier. Plusieurs auteurs ont essayé d'incorporer un facteur d'ajustement dans différentes classifications empiriques afin de tenir compte de cette problématique, comme le paramètre d'ajustement de Laubscher (1977 ; 1984) et le paramètre de réduction (Ao) de Cummings et al. (1982) et Kendorski et al. (1983) pour le RMR, et le facteur B multiplicatif de Mathews et al. (1980) et Potvin (1988) pour l'indice du NGI. Ces transformations s'appuient fortement sur une vaste gamme d'expériences dans le domaine, le plus souvent fondées sur des discussions d'experts considérant que le changement du comportement du massif est basé sur la variation de la sollicitation à l'égard de l'inclinaison des plans de faiblesse. D'une manière semi-empirique, Potvin (1988) est le premier à reconnaitre concrètement l'influence de l'anisotropie sur la stabilité des ouvertures. Contrairement aux autres modifications, le facteur B est développé pour des discontinuités continues défavorables par rapport à l'orientation de l'excavation et de l'angle relatif formé avec les surfaces excavées. Une similitude existe entre cette situation et le comportement des plans de foliation de la masse rocheuse schisteuse.

Le facteur B (Mathews et al, 1980 ; Potvin, 1988) est utilisé comme inspiration pour le design du paramètre $\alpha_{anisotrope}$. D'un point de vue du visuel, l'allure du facteur B se rapproche de la courbe anisotrope de résistance mécanique en compression uniaxiale de type U (Figure 4.4) : une valeur maximale et minimale de la résistance observée à un angle relatif $\beta = 90°$ et 30°, et avec une résistance intermédiaire pour l'orientation $\beta = 0°$. La comparaison entre les extrêmes des résistances anisotropes en compression uniaxiale désigne un paramètre unique permettant de quantifier le degré d'anisotropie (Ramamurthy, 1993). Dans le but d'atténuer l'aspect empirique, chaque zone géologique peut être relevée indépendamment en vue de produire des courbes exclusives. Toutes comme les propriétés mécaniques, la nomenclature de la roche n'est pas nécessairement une indicatrice assurée du degré d'anisotropie. De toute évidence, certains ajustements lors des essais de compression doivent être entrepris, principalement la sensibilisation aux plans de foliation ainsi que de la nécessité de tester pour de différentes orientations (préférablement $\beta \approx 0°$, 30° et 90°). Une fois les courbes anisotropes en compression

uniaxiale déterminées en laboratoire sont normalisées afin d'offrir une comparaison adimensionnelle de l'anisotropie entre les zones (Figure 5.2).

L'intégration effectuée par ces courbes à la périphérie de l'excavation (Figure 5.1) permet d'évaluer l'angle relatif efficacement. Obtenu suivant l'influence du pendage des plans de foliation, ceci peut causer des comportements anisotropes différés causés par les plans structuraux dominants (plan de schiste) pour le toit et le mur, comme démontré numériquement par Bewick et Kaiser (2009b) et par de diverses observations effectuées sur le terrain (section 2.3 ; 3.1). D'un point de vue théorique, les équations 5.6 et 5.7 sont des adaptations arithmétiques tenant compte de la variation du pendage des surfaces de l'excavation sans être réellement vérifiées. Il est toutefois considéré que si la forme (pendage) de l'excavation change, un facteur de correction supplémentaire doit être possiblement rajouté. Pour de grandes dimensions, Potvin (1988) estime l'action de la gravité aux parois étant comparables au niveau de réduction pour l'orientation du système de discontinuité critique. Ceci reste à être validé, néanmoins le système actuel démontre une intégration satisfaisante à l'égard du pendage des plans de faiblesse.

L'apport supplémentaire de l'utilisation des courbes anisotrope permet d'expliquer la chute des résistances en compression uniaxiale de la roche intacte. Surtout pour des roches dures (présentant une résistance mécanique > 100 MPa), il est clairement identifié dans la littérature qu'il se produit une baisse de celle-ci pour une orientation $\psi = 0°$, ce qui contribue au niveau de convergence (Potvin et Hadjigeorgiou, 2008), toutefois le mécanisme n'est pas entièrement compris.

De plus, tel que montré à plusieurs reprises par des observations effectuées dans plusieurs mines caractérisées par un terrain folié (e.g. Mercier Langevin et Turcotte, 2007b ; Potvin et Hadjigeorgiou, 2008), les propriétés anisotropes sont inexistantes lorsque la direction des joints est perpendiculaire à l'axe du tunnel ($\psi = 90°$). Cette hypothèse supporte l'intégration du paramètre consignant l'anisotropie. Établi selon l'équation 5.8, l'amoindrissement de l'influence vers le cas isotrope (incrément ψ dans la Figure 5.2) est considéré comme linéairement progressif. Semblablement au facteur B modifié pour différents ψ (Potvin, 1988), l'état idéal est désigné par une courbe constante ou une absence d'anisotropie. Seule la rétro-analyse de

Mercier-Langevin (2005) évalue le comportement de variation anisotrope à l'égard de l'orientation ψ. Cette étude révèle une diminution non linéaire, mais ce résultat décrit une combinaison de plusieurs variables auxiliaires.

D'après ces raisonnements, la fluctuation mécanique du nouveau facteur d'anisotropie, associé à l'anisotropie est inspirée par les avantages du facteur B jugés tangibles. La variation produite par les résultats de compression uniaxiale établis en laboratoire s'avère justifiable. De la sorte, le paramètre anisotrope développé permet d'expliquer plus concrètement la réduction des propriétés mécaniques autour de l'excavation. Ce qui transmet directement la dépendance de l'angle relatif (β_{paroi}) et de l'orientation (ψ), et fabrique une intégration efficace d'une relation mathématique linéaire interprétant la dissipation d'un comportement anisotrope vers le cas isotrope.

Le paramètre développé désigne un facteur multiplicatif effectué sur la classification $RMR'_{isotrope}$, des résultats de rétro-analyse sont abordés plus en détail plus loin.

6.1.3 Facteur de correction pour l'espacement du schiste ($D_{schiste}$)

Le facteur de correction pour l'espacement de la schistosité est un paramètre complémentaire du facteur d'anisotropie. L'intégration de celui-ci dans la nouvelle classification empirique est principalement pour respecter les éléments énumérés par Potvin et Hadjigeorgiou (2008) qui influencent le niveau de convergence. Pour évaluer l'anisotropie, l'espacement de la schistosité (s) est limité à une certaine grandeur (10% de la dimension de l'excavation) déduite de l'étude de Bewick et Kaiser (2009b). Cette valeur doit ultimement être confirmée pour le Projet Westwood, mais elle constitue pour l'instant une estimation conservatrice admissible. De la sorte, selon la classification de prédiction du niveau de convergence de Mercier-Langevin et Hadjigeorgiou (2011), l'espacement tente de dissiper ce phénomène lorsque le paramètre s est de plus de 20 cm, ce qui représente un ratio espacement/portée d'environ 5%.

Étant donné que le paramètre s est fonction de la portée de l'excavation, l'effet d'échelle peut être assimilé par celui-ci. La classification du paramètre s proposée (Tableau 5.2) est adaptée pour la galerie standard (4 x 4 m) du Projet Westwood. La séparation du coefficient est inspirée par la classification de Mercier-Langevin et Hadjigeorgiou (2011) qui présente des chantiers de grandeur semblable. Ainsi, lorsque les dimensions des excavations sortent du cas typique, un ajustement peut être apporté à celle-ci en respectant l'hypothèse de base comme la limite supérieure et en concevant $s < 1$ mm, selon la recommandation de Mercier-Langevin et Hadjigeorgiou (2011). En créant une seule dépendance au phénomène d'effet d'échelle, ceci permettra de conserver les autres paramètres intacts ainsi que de concorder la réduction finale (dû à l'anisotropie) des excavations futures de diverses formes.

De plus, l'espacement reflète indirectement le degré d'altération de la masse rocheuse : plus le niveau d'altération augmente, plus que l'espacement des plans de faiblesse va diminuer. Cette constatation est similaire à celle déclarée par Mercier-Langevin et Hadjigeorgiou (2011).

Lorsque multiplié, le facteur de correction développé relativement à l'espacement semble adéquat pour la modification de la classification actuelle. Il existe inévitablement une relation entre l'espace du schiste et de la direction de l'excavation. Toutefois, $D_{Schiste}$ est indépendant de l'orientation essentiellement, car celle-ci est déjà évaluée dans le facteur d'anisotropie.

6.2 Méthodologie proposée

À la lumière des résultats, la cote de base du $RMR'_{isotrope}$ présente un comportement semblable à celui du RMR_{76} initial. Comme le RMR_{76} reste insensible à la variation de l'angle ψ (Bieniawski, 1976), ceci soutient que le $RMR'_{isotrope}$ produit lui aussi une valeur représentant un état constant. Modifié pour tenir compte uniquement des fluctuations isotropes, le $RMR'_{isotrope}$ décrit efficacement la masse rocheuse schisteuse comme si l'excavation est orientée de manière favorable ($\psi \approx 90°$). Les divergences entre les deux systèmes (RMR_{76}, Tableau 2.6 ; $RMR'_{isotrope}$ Tableau 5.1) sont raisonnablement fondées. Elles se présentent au niveau de la rugosité et de l'espacement des joints, et par quelques notes supplémentaires afin d'omettre les comportements

susceptibles d'anisotropie. D'après ces ajustements pour le $RMR'_{isotrope}$, seule une différence de 3,4 points distingue les résultantes (Tableau 5.3) entre les deux zones étudiées et ceci pour toutes orientations. Ceci concorde bien avec les conditions observées sur le terrain.

D'après le Tableau 5.4, l'application du facteur d'anisotropie répond parfaitement aux attentes. Pour de faibles orientations dans une même unité géologique, une différence évidente entre les angles relatifs (β_{paroi}) pour les surfaces est ressortie, ce qui découle directement de l'influence du pendage des plans de foliation. Cette relation supporte ainsi la réduction des propriétés mécaniques (compression uniaxiale) atteignant jusqu'à 72,7% (zone 2.30) et 43,2% (Warrenmac). À partir des courbes d'anisotropie normalisées (Figure 5.2), la valeur de la résistance sera minimale uniquement quand le pendage est égal à 53° (zone 2.30) et 49° (Warrenmac). Ceci correspond à un angle relatif de 37° et 41°, respectivement, sur les courbes et ceci révèle comment l'interaction sur le terrain est assujettie aux résultats en laboratoire. Selon les modifications apportées, ce facteur permet potentiellement d'identifier la paroi hasardeuse, correspondant au mur pour les deux cas. Exposant un coefficient de ratios de contraintes comparables (basé sur l'étude de Mercier-Langevin et Hadjigeorgiou, 2011), les deux secteurs se distinguent entre eux par une diminution due à l'anisotropie de plus de 44%. Par la suite, le facteur d'anisotropie répond idéalement à la variation de l'orientation en retournant, suivant la courbe d'anisotropie ressortie en laboratoire, vers la condition isotrope (α = 1,000) comme émise par l'hypothèse.

Le facteur de correction ($D_{schiste}$) provient de l'espacement des plans de faiblesse dont les résultats (Tableau 5.5) reflètent bien l'idéologie ciblée. De la sorte, l'effet d'anisotropie est complètement éliminé lorsque le seuil d'espacement atteint une certaine dimension ou en orientant l'excavation perpendiculairement à la foliation. Cet effet s'amplifie à l'instant où l'espacement se resserre (sauf pour le dernier cas).

Selon la nouvelle classification développée, les résultats de la cote finale ($RMR_{anisotrope}$) des unités géologiques schisteuses (Tableau 5.6) démontrent l'importance dans la sélection de l'espacement des plans de foliation. Celle-ci se présente comme une composante régulatrice du degré d'anisotropie subite par une excavation en roches dures à grande profondeur. Pour une

même unité (Figure 5.3a ; b), la résultante diminue de manière non linéaire, ce qui est en accord avec l'étude de Mercier-Langevin et Turcotte (2007a ; b). La différence majeure entre les deux secteurs découle du pendage et de la forme de la courbe anisotrope exclusive. De plus, la subjectivité envers la variable s expose une limite inévitable dans l'analyse. La réduction maximale enregistrée du $RMR_{anisotrope}$ est évaluée à 64,7% (zone 2.30) et à 35.2% (Warrenmac). D'autre part, la comparaison entre les deux géologies (Figure 5.3c) doit être réalisée sur la proportion réduction par rapport au cas isotrope. Cette différence reflète dorénavant le phénomène problématique de convergence subi par l'excavation qui est affecté par l'influence de l'orientation (ψ), le pendage du schiste ($P_{schistosité}$), le rapport des contraintes, l'espacement de la foliation et indirectement le niveau d'altération. La classification de Mercier-Langevin et Hadjigeorgiou (2011) incorpore directement seulement trois des paramètres clefs.

Selon l'objectif envisagé, le $RMR_{anisotrope}$ résulte du produit effectué par les deux facteurs. Une multiplication est favorisée afin de pouvoir toujours obtenir des valeurs positives de la classification, ce qui n'est pas le cas avec l'ajustement initial (Tableau 2.7). À ce jour, aucune information ne valide cet ajustement pour l'orientation qui est inspirée de l'étude de Wickham et al. (1972). De plus, une diminution dynamique conserve l'analogie entre la caractéristique du massif rocheux isotrope et le degré de convergence, ce qui permet d'évaluer plus efficacement ce dernier. Une réduction de la cote ne reflète pas nécessairement une baisse du classement de la masse rocheuse schisteuse évalué. Par exemple pour le cas examiné de la zone 2.30 ($\psi = 0°$ et $s' = 0$), un abaissement du $RMR_{anisotrope}$ d'un ordre de 55 points ne veut pas forcément dire que le roc est de mauvaise qualité, mais plutôt propose une estimation du niveau de convergence atteignable (e.g. "*Très Sévère*") lorsque comparé au cas idéal (i.e. $RMR'_{isotrope}$). Cette attention particulière doit être retenue lors de la lecture de la différence entre les valeurs obtenues du $RMR_{anisotrope}$. Ceci est discuté plus en détail dans la partie subséquente.

La réussite de séparation de la caractéristique schisteuse inhérente du massif et l'intégration des cinq éléments jugés primordiaux à l'analyse du niveau de convergence font en sorte que cette nouvelle classification présente un potentiel considérable pour l'évaluation du comportement anisotrope induit.

6.3 Calibration du degré de convergence

D'après la convention utilisée, la réduction de la cote de base du $RMR'_{isotrope}$ est attribuable à l'anisotropie qui reflète directement le comportement de convergence. La logique pour valider ce principe est le suivant. Pour les mines souterraines en roches dures foliées, il a été démontré (aux chapitres 3 et 4) que la principale problématique se compose d'une combinaison variante de mécanismes complexes caractérisant typiquement un rétrécissement de la section transversale en périphérie de la galerie. C'est ainsi que plusieurs paramètres responsables ont été identifiés et simplifiés par divers chercheurs dans des mines canadiennes et australiennes (Potvin et Hadjigeorgiou, 2008 ; Mercier-Langevin et Hadjigeorgiou, 2011). L'incorporation de ces éléments dans le $RMR_{anisotrope}$ supporte l'établissement d'une corrélation associant l'interprétation de la réduction du système vers une classification du comportement convergent (CCC). Le Tableau 5.7 présente la CCC et illustre le lien effectué entre le ratio de dépréciation de la cote de base $RMR'_{isotrope}$ en relation avec l'intervalle du type et du niveau de convergence observable en périphérie. Cette association est purement arbitraire, néanmoins elle est calibrée pour répondre à des conditions particulières du terrain schisteux selon les limites apparentes ressorties ci-dessous.

D'après les résultats du Tableau 5.8, la limite apparente du système CCC est le manque de valeurs de convergence afin d'effectuer efficacement la calibration pour l'ensemble des unités géologique. Étant donné que le Projet Westwood n'est qu'en phase de développement, la quantité limitée de données provient de l'insuffisance d'ouvertures de galeries selon des angles ψ faibles. Comme mentionnée auparavant, la grande majorité des gisements suit une direction quasi parallèle aux plans de faiblesse. Effectué pour une série de chantiers tests, seule la zone 2.30 a été excavée parallèle à la foliation et une dizaine de lectures de convergence ont été récolté (Armatys et Berson, 2009). Le terrain s'est vite démontré convergent nécessitant plusieurs réhabilitations. Afin de poursuivre le développement sans retard, l'orientation des galeries développées dans les secteurs schisteux est le plus souvent limitée à $\psi \geq 50°$. Pour ces orientations, la convergence est de type mineur. Lors de cette étude, aucun chantier test n'a été effectué dans les autres unités, ce qui explique le manque de donnée dans la zone Warrenmac. Toutefois, l'importance d'étudier celle-ci s'est présentée suite aux piètres résultats de la zone 2.30. Pour ces raisons, seulement

l'unité U4 est calibrée selon des données observées, en laissant une incertitude vis-à-vis de l'unité U5a.

Pour répondre à cette problématique, une vérification additionnelle de la calibration est effectuée avec le système de Mercier-Langevin et Hadjigeorgiou (2011). Cette comparaison est jugée efficace, car la mine LaRonde exploite dans la même région géologique que le Projet Westwood, partageant également une zone géologique commune avec ce dernier (Mercier-Langevin et al. 2009). De plus, l'apport primaire de l'utilisation du HRSI (*Hard Rock Squeezing Index*) est qu'il est établi d'après une base de données extensive d'une mine en exploitation : plusieurs excavations pour différentes profondeurs ainsi que pour des orientations faibles. L'interprétation à l'égard du niveau de convergence observé (Tableau 5.9) est identique entre le HRSI et la calibration proposée pour un rapport de contrainte intermédiaire ($0,3 < \sigma_1/\sigma_{c\beta} < 0,7$). Correspondant à cet intervalle, la CCC développée semble justifier l'usage de l'évaluation de la convergence (en référence à l'ajustement initial) pour la zone Warrenmac.

Toutefois, cet ajustement pour ratio intermédiaire produit une limite d'application à l'égard de la profondeur de l'excavation. Si le pendage de la foliation reste constant pour les deux zones étudiées, analytiquement le système est valide entre une profondeur de 525 à 1225m pour la zone 2.30 (pendage de 65°) et de 900 à 2110m pour la zone Warrenmac (pendage de 80°). Pour tenir compte d'une plus grande profondeur, un correctif supplémentaire doit être apporté au produit des facteurs réducteurs afin de calibrer la CCC au dernier échelon du rapport des contraintes ($\sigma_1/\sigma_{c\beta} \geq 0,7$). Résultant de la calibration actuelle (Tableau 5.7), le degré de convergence obtenu s'annule pour une direction de $\psi \geq 70°$. Ceci correspond bien avec l'étude de Mercier-Langevin (2005). Pour un terrain hautement contraint, le système HRSI prévoit de la convergence de nature "*Mineure*" pour des orientations favorables. De la sorte, pour l'éventuelle correction, un pourcentage réducteur de l'ensemble de la note du $RMR_{anisotrope}$ serait acceptable. On recommande d'apporter ce correctif lorsque la mine entrera en production (vers 2013), permettant ainsi d'évaluer concrètement le comportement de convergence pour des orientations faibles dans les zones minéralisées. Ceci permettra aussi de vérifier la répartition des ratios utilisés qui est prise comme un postulat fondamental.

Étant donné que la convergence se caractérise comme un mécanisme continu dans le temps (Potvin et Hadjigeorgiou, 2008), la calibration actuelle se limite au déplacement potentiel subit durant une période maximale de 4 mois. Ceci coïncide avec le temps pris pour récolter les données de convergence dans la zone 2.30. Afin de simplifier davantage un comportement complexe, la CCC est indépendante du type de support utilisé. Principalement, la convergence se définit comme un phénomène nouveau (pour les exploitations en roches dures) qui requerra plusieurs innovations dans le domaine du contrôle de terrain. Les études disponibles démontrent l'existence d'une ambiguïté sur la méthode préférentielle de stabilisation et plusieurs mines traitent cette problématique au cas par cas avec divers niveaux de succès (e.g. Capes et al. 2005 ; Milne, 2007 ; Potvin et Hadjigeorgiou, 2008 ; Mercier-Langevin et Turcotte, 2007b).

Établis comme une première estimation, cette nouvelle classification du comportement schisteux propose une bonne alternative pour l'évaluation du degré de convergence. D'un ordre général, le phénomène observé sur le terrain coïncide bien avec les prédictions. Même si la calibration est restrictive à un intervalle de profondeur précise, celle-ci présente néanmoins un potentiel de modification subséquente simple. Avec l'ajout de lecture de convergence pour de différentes caractéristiques du $RMR_{anisotrope}$, la précision sur la calibration actuelle peut être améliorée.

6.4 Limitations additionnelles du système $RMR_{anisotrope}$

Comme dans la plupart des classifications, la subjectivité reste le plus grand facteur limitant la constance dans la lecture entre les différentes zones. Afin de réduire celle-ci, une formation du personnel de la mine peut être effectuée et des étalons pour les paramètres les plus subtils peuvent être produits comme références. L'importance n'est pas d'attribuer la cote authentique, mais plutôt de garder une constance entre les différents coefficients. C'est la différence entre les unités qui prime.

La limite majeure par rapport à la courbe d'anisotropie déterminée en laboratoire pour les unités U4 et U5a se présente par le manque de données expérimentales pour des orientations

faibles. Essentiellement, l'échantillonnage du programme d'essai en laboratoire a été effectué conjointement avec les forages de calcul des réserves minéralisé. Le plus souvent, les foreuses sont placées dans des zones délimitant le gisement, en résultant à des forages quasi perpendiculaires à celui-ci, ce qui réduit la variabilité des angles β testés. Pour effectuer des forages parallèles aux plans de faiblesse nécessiteraient un trop grand investissement (main-d'œuvre et monétaire) pour la mine. Toutefois, la régression effectuée sur un grand nombre d'essais en compression uniaxiale semble acceptable pour $\beta \geq 45°$, résultant à une courbe de type U qui est généralement attribuable pour une anisotropie inhérente du schiste (Ramamurthy, 1993). Plus de résultats à de faibles orientations β de la résistance en compression uniaxiale sont nécessaires afin d'augmenter la précision de la courbe d'anisotropie normalisée.

Étant donné que la mine effectue son développement selon une dimension typique de galerie, l'effet de forme est négligé pour la classification $RMR_{anisotrope}$. Une forme atypique de galerie est utilisée lors de l'excavation pour le chantier test (zone 2.30). Celle-ci présente un pendage des murs parallèle aux plans de foliation pour une orientation $\psi = 0°$. Il a été observé que l'influence de cette inclinaison des murs augmente la dilution considérablement. Ainsi, ceci risque d'être important à évaluer pour les futurs chantiers étant donné que la gravité peut être considérée comme une problématique de niveau égal à celui de l'anisotropie (Potvin, 1988). De plus, la classification est restrictive pour les excavations horizontales, même si les équations 5.6 et 5.7 permettent de s'ajuster à d'autre forme, cet aspect n'a pas été validé sur le terrain.

Par ailleurs, il existe d'autres paramètres inobservables jugés importants à l'évaluation du comportement anisotrope, notamment l'angle de frottement (étudié par Bewick et Kaiser, 2009a) ou l'interaction des forces tangentielles en périphérie de la galerie. Pour efficacement incorporer et appliquer ces paramètres, la modélisation numérique doit être utilisée. Généralement, les problèmes de modélisation complexe exigent plusieurs simplifications qui pourront influencer les résultats. La validité de la modélisation nécessitera plusieurs rétro-analyses sans aucune assurance d'une bonne interprétation des variables intégrées. Dans le cas présent, le but principal consiste à postuler une modification plausible pour une classification existante afin de pouvoir noter des caractéristiques observables de la masse rocheuse schisteuse. Ceci produit une première estimation du niveau de convergence rapide et peu couteuse. D'autres paramètres doivent

nécessairement influencer l'anisotropie, mais l'auteur croit fortement que les éléments clefs proposés (l'orientation, ratio des contraintes, espacement du schiste, et l'altération) sont les plus importants.

D'autres facteurs peuvent contribuer au détriment de la stabilité de l'excavation comme le forage et sautage. Plusieurs chercheurs ont tenté de quantifier ce remaniement (Hoek et Brown, 2002 ; Laubscher 1977, 1984 ; Cummings et al. 1982 ; Kendorski et al. 1983). Toutefois, ceci se présente par l'alourdissement de la classification. Si les pratiques restent similaires, il n'y a aucune nécessité d'intégrer ce paramètre, car celui-ci est déjà indirectement relié au comportement observé sur le terrain et utilisé pour calibrer la CCC.

L'altération peut avoir un effet néfaste supplémentaire sur le comportement anisotrope. Dans l'étude actuelle, celle-ci est administrée de façon directe par rapport au massif isotrope (pointage du RMR de base). Comme mentionnée, l'altération est aussi reliée au niveau de l'espacement des plans de faiblesse. Étant donné que ceci joue un grand rôle dans la classification et démontre une interdépendance, l'influence de l'altération est ressentie indirectement. Cette hypothèse doit être vérifiée davantage sur le terrain.

CHAPITRE 7 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

L'évaluation adéquate de la stabilité d'une excavation dans une masse rocheuse schisteuse, caractérisée par des plans de faiblesse inhérents, est irréfutablement une des plus grandes préoccupations auquel est confronté l'ingénieur minier. De par leur comportement anisotrope, la masse rocheuse exploitée impose un comportement de convergence préférentiel selon l'orientation de l'axe directionnel de l'excavation à l'égard aux plans de foliation. Ceci constitue une problématique de très grande ampleur pour des excavations parallèles à la foliation, résultant en un investissement supplémentaire en support de terrain ou, dans le cas extrême, nécessitant une réhabilitation coûteuse et possiblement dangereuse pour la sécurité des travailleurs et des équipements. En conséquence, plusieurs chercheurs en mécanique des roches visent à trouver des méthodes empiriques pour évaluer la stabilité d'excavation de la masse anisotrope ou, du moins, classifier le potentiel du niveau de convergence pour la pire condition (lorsque l'excavation est parallèle à la foliation).

Le travail actuel propose une modification à la classification RMR_{76} afin de tenir compte de l'influence des plans de faiblesse inhérents à la masse rocheuse schisteuse du Projet Westwood, division IAMGOLD. Trois grandes modifications sont effectuées sur le système, dont : la modification de la valeur de base du RMR_{76} (résultant au $RMR'_{isotrope}$), le développement du paramètre anisotrope ($\alpha_{anisotrope}$) et l'ajout du facteur correctif pour l'espacement des plans de faiblesse ($D_{schiste}$). Cette modification est nécessaire, car la valeur du RMR_{76} de base est assujettie à la condition isotrope de la masse rocheuse schisteuse en modifiant les paramètres initiaux à exclure la caractérisation des plans de faiblesse, notamment pour "l'espacement des diaclases". Dorénavant, la cote du paramètre de "résistance de la roche intacte" est prise vis-à-vis de la résistance en compression uniaxiale maximale (pour $\beta = 90°$). La deuxième étape consiste au développement du facteur d'anisotropie estimant la réduction de la note du système de base dû au comportement mécanique anisotrope. Pour un terrain folié, le comportement en périphérie de l'excavation (murs et toit) est irrégulier et l'influence sur la direction de l'axe d'excavation est critique. Ainsi, une série de formules mathématiques (équations 5.4 à 5.9) est développée, produisant la courbe de résistance anisotrope en

compression uniaxiale unique normalisée à chaque zone géologique (Figure 5.2), afin de tenir compte de ces caractéristiques du terrain (i.e. interaction avec le β_{paroi} et ψ). Troisièmement, un facteur correctif pour l'espacement des plans de schiste est développé afin de diminuer progressivement le niveau de réduction pour l'anisotropie lorsque celles-ci augmentent et d'annuler complètement le phénomène anisotrope à l'instant où l'espacement est supérieur ou égal à 10% de la portée de l'excavation. Les équations 5.8 et 5.9 sont également développées spécifiquement pour l'obtention de ce dernier paramètre. Selon la méthodologie proposée, le $RMR'_{isotrope}$ est multiplié par les deux nouveaux paramètres ce qui résulte en une cote du massif rocheux schisteux sensible aux caractéristiques et orientations des plans de faiblesse à l'égard de la direction de l'excavation.

Intitulée $RMR_{anisotrope}$, la nouvelle classification est fondée sur des essais en laboratoire et des rétro-analyses effectuées dans deux secteurs hautement schisteux du Projet Westwood (unité U4 et U5a).

D'après la campagne d'essais mécaniques pour ces zones géologiques, un ensemble de 96 échantillons a été testé selon au moins trois orientations variables (β) pour les essais en compression uniaxiale, en compression diamétrale, et en traction indirecte (brésilien). Plusieurs conclusions intéressantes peuvent être ressorties, mentionnons : (i) les courbes de résistance en compression uniaxiale sont différentes entre les deux unités géologiques, ce qui ce traduit en de degrés d'anisotropie différents, toutefois restants élevés; (ii) ces courbes sont de types U, ce qui est généralement attribué aux roches schisteuses; (iii) les essais en compression triaxiale ont produit des résistances moyennes plus faibles à de hautes contraintes de confinement et plus faibles que les résistances en compression uniaxiale estimées pour l'orientation β spécifique; et (iv) les essais en compression indirecte ne sont pas recommandés pour une roche de type schisteuse, surtout lorsque les plans de foliation par rapport à l'axe de sollicitation sont proches de $\beta \approx 90°$. Auxiliairement, un correctif envers l'interprétation des résultats des essais brésiliens est proposé (section 4.5.3.2) afin de tenir compte de la rupture observée sur les plans de faiblesses d'après de nouvelles équations spécifiquement développées à la rupture du schiste observé (équations 4.5 – 4.8). Cette correction présente une alternative qui semble adéquate dans la présente étude, toutefois il est fortement suggéré d'utiliser des essais en compression directe pour

des roches foliées. De plus, l'inexactitude de l'application de la courbe enveloppe selon le critère Hoek et Brown (1988) est ressortie (découlant principalement des résultats anormaux). Cette section du mémoire présente incontestablement les limites vis-à-vis des essais en laboratoire standard sur des roches foliées. Aucune norme officielle n'est actuellement proposée pour ce type de roc. Dans la circonstance, soulignons le besoin de bien caractériser l'angle β et d'effectuer des essais supplémentaires selon les angles critiques.

Les rétro-analyses ont été effectuées à partir d'excavation développée en zones géologiques schisteuses présentant diverses orientations respectivement des plans de foliation. L'observation principale a été envers le niveau de convergence subit à la section transversale de l'excavation. La direction de l'axe de l'excavation susceptible du niveau de convergence maximale a été observée pour une condition parallèle aux plans de foliation et, lorsque l'angle est orthogonal, la convergence semble inexistante. En fonction de la caractérisation du massif, plus d'une douzaine de sites de convergence ont été rapportés (Armatys et Berson, 2009) dans l'unité U4 variant de 1cm à plus de 30 cm. Vu du manque d'excavation selon des angles d'interception défavorable ($\psi \leq 45°$), aucune mesure n'est rapportée dans l'unité U5a, seulement des observations visuelles ne démontrant aucune déformation lorsque $\psi \geq 50°$. Basé sur la caractérisation du ε_{tunnel} de Hoek et Marino (2000b), ces données ont été utilisées pour calibre la *Classification du Comportement Convergent* (Tableau 5.7) développé pour la réduction du ratio de la cote géomécanique par rapport à la cote de base du massif en condition isotrope.

Lors de l'application du $RMR_{anisotrope}$ aux zones schisteuses du Projet Westwood, les résultats semblent répondre aux ajustements pour l'anisotropie induite par les plans de faiblesse. Ce système se présente comme un bon outil de première évaluation du niveau de convergence dans un terrain schisteux et remplit les caractéristiques d'une bonne classification énoncées par Gill et Aubertin (1990). Les avantages principaux de la nouvelle classification sont nombreux, celle-ci réussit a : (i) séparé le comportement anisotrope inhérent de la masse rocheuse schisteuse; (ii) défini des paramètres de design afin d'évaluer l'influence de l'anisotropie sur la masse rocheuse, rendant le système sensible à la variation de l'orientation des excavations par rapport à l'orientation des plans de schiste; (iii) conservé la possibilité d'ajuster les paramètres d'anisotropie de design à de différentes dimensions d'excavation, actuellement ces derniers sont

spécifiques pour un design d'excavation du Projet Westwood; (iv) prédire potentiellement la paroi problématique; (v) explique la réduction de la résistance en compression uniaxiale pour une roche dure (l'interprétation du comportement anisotrope); (vi) relier tous les éléments déterminants du comportement convergent en un seul système de classification permettant d'effectuer une meilleure estimation du phénomène; et (vii) conserver potentiellement la possibilité d'utiliser les abaques empiriques du système RMR classique. Le $RMR_{anisotrope}$ n'est cependant pas exempté de défauts ou d'incertitudes, les désavantages apparents du système sont : (i) la subjectivité vis-à-vis de paramètres évalués; (ii) l'existence d'une possible inexactitude de la courbe d'anisotropie pour de faibles orientations β; (iii) l'application est seulement limitée aux unités U4 et U5a, ce qui nécessite le développement d'autre courbe de résistance anisotrope pour les autres zones schisteuses; (iv) l'effet néfaste additionnel est inconnu du haut niveau d'altération sur la stabilité du terrain; (v) impossible de prédire le facteur de sécurité de l'application du $RMR_{anisotrope}$ développé; et (vi) la possibilité d'avoir omis d'autres facteurs fondamentaux (e.g. contrainte tangentielle qui est excessivement difficile à évaluer sur le terrain) influençant le comportement de stabilité du terrain anisotrope du système. Afin de bien utiliser l'outil de design, tous systèmes de classification présentent des limites d'application, les limites du $RMR_{anisotrope}$ sont les suivantes : (i) le système est prescrit pour une masse rocheuse schisteuse présentant des plans de faiblesse inhérente créant une anisotropie induite; (ii) celui-ci est restreint aux galeries; (iii) le $RMR_{anisotrope}$ correspond à un ratio de contraintes intermédiaire ($0,3 < \sigma_1/\sigma_{c\beta} < 0,7$); et (iv) l'espacement de schiste minimal enregistré doit être supérieure à 1 mm. Le nouveau système adapté pour les massifs rocheux schisteux semble plus complexe d'emploi que le RMR ou le système Q, toutefois cette tâche est significativement simplifiée avec l'utilisation de tableur de traitement de données.

Le $RMR_{anisotrope}$ du présent mémoire répond à plusieurs demandes en tant que classification géomécanique pour massif rocheux schisteux, néanmoins quelques interrogations ou améliorations subsistent. L'auteur du présent mémoire propose un certain nombre de recommandations afin de poursuivre les efforts de recherche en ce sujet :

- Étant donné que les techniques de contrôle du terrain convergent sont spécifiques pour un niveau de convergence, il est suggéré d'étudier la possibilité d'associer la cote (ou le ratio de réduction) du $RMR_{anisotrope}$ au patron de support de terrain spécifique, afin de permettre

d'établir une base de donnée empirique de recommandations en soutènement pour ce type de terrain;

- Étudier de nouveaux sites excavés dans le massif rocheux schisteux (U4 et U5a) du Projet Westwood lorsque celui-ci sera en production, afin de valider la cote $RMR_{anisotrope}$ pour des angles relatifs (β_{paroi}) faibles étant donné de l'incertitude des valeurs qui se présente au début des courbes anisotropes de résistance en compression uniaxiale;
- Effectuer plus d'études de cas (rétro-analyses) de galeries lorsque la mine commencera la production et entreprendre d'autres types d'essais en laboratoire (e.g. fluage; cisaillement) qui permettront d'établir des paramètres adéquats pour le développement du modèle numérique de la masse rocheuse schisteuse, ceci permettra de valider davantage la classification proposée;
- Évaluer l'apport d'un paramètre supplémentaire tenant compte des forces de gravité (similaire au Facteur C de Mathews et al. (1980) et Potvin (1988)) pour tenir compte de l'effet de forme d'excavations obliques;
- Appliquer le $RMR_{anisotrope}$ à d'autre massif rocheux schisteux présentant une anisotropie induite en substituant la courbe anisotrope de résistance en compression uniaxiale normalisée pour celui-ci; et
- Examiner davantage l'influence du paramètre de la venue d'eau sur les plans de faiblesse, principalement due au grand nombre de discontinuités présent dans la masse rocheuse créant ainsi un potentiel d'écoulement d'eau dans la matrice rocheuse additionnelle.

RÉFÉRENCES

Ajalloeian, R. and R. G. Lashkaripour (2000). "Strength anisotropies in mudrocks." Bull. Int. Assoc. Eng. Geol. **59**: 195-199.

Aksoy, C. O. (2008). "Review of rock mass rating classification: Historical developments, applications, and restrictions." J. Min. Sci. **44**(1): 51-63.

Amadei, B. (1996). "Importance of anisotropy when estimating and measuring in situ stresses in rock." Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr. **33**(3): 293-325.

Armatys, M. and B. Berson (2009). Rétro-analyse du niveau 084 zone 2.30, IAMGOLD - Westwood**:** 113.

Ashton, K. E. and A. D. Leclair (1990). "Foliate : a useful term to complement the textural classification of foliated metamorphic rocks." Can. J. Earth Sci. **27**: 1095-1097.

Attewell, P. B. and M. R. Sandford (1974). "Intrinisic shear strength of a brittle anisotropic rock - I; Experimental and mechanical interpretation." Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr. **11**(11): 423–430.

Aydan, O., T. Akagi, et al. (1993). "The Squeezing Potential of Rocks around Tunnels - Theory and Prediction." Rock Mechanics and Rock Engineering **26**(2): 137-163.

Bandis, S. C., A. C. Lumsden, et al. (1983). "Fundamentals of rock joint deformation." Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr. **20**(6): 249-268.

Barla, G. (1974). Rock anisotropy: Theory and laboratory testing. Rock Mechanics. L. Muller. New York, Springer-Verlag**:** 132-169.

Barla, G. (1995). Squeezing rocks in tunnels. ISRM News Journal. **3/4:** 44-49.
Barla, G. (2002). Tunnelling under squeezing rock conditions. Eurosummer-School in Tunnel Mechanics. D. Kolymbas. Innsbruck 2001, State of the art paper, Logos Verlag (Berlin)**:** 169-268.

Barton, N. (2002). "Some new Q-value correlations to assist in site characterisation and tunnel design." Int. J. Rock Mech. Min. Sci. **39**(2): 185-216.

Barton, N., R. Lien, et al. (1974). "Engineering classification of rock masses for the design of rock support." Rock Mechanics **6**(189-236).

Barton, N., R. Lien, et al. (1975). Estimation Of Support Requirements For Underground Excavations. Proc. the 16th U.S Symposium on Rock Mechanics (USRMS). Minneapolis, Minnesota**:** 163-177.

Behrestaghi, M. H. N., K. S. Rao, et al. (1996). "Engineering geological and geotechnical responses of schistose rocks from dam project areas in India." Engineering Geology **44**(1-4): 183-201.

Berson, B. and M. Armatys (2009). Limites apparentent du RMR76 inféré pour le Projet Westwood, IAMGOLD - Westwood**:** 4.

Bewick, R. P. and P. K. Kaiser (2009a). Numerical assessment of Factor B in Mathews' method for open stope design. Proc. 3rd Can/US Rock Symposium and 20th Canadian Rock Mechanics Conference, Toronto.

Bewick, R. P. and P. K. Kaiser (2009b). Influence of rock mass anisotropy on tunnel stability. Proc. 3rd Can/US Rock Symposium and 20th Canadian Rock Mechanics Conference, Toronto.

Bhasin, R., N. Barton, et al. (1995). "Engineering geological characterization of low strength anisotropic rocks in the Himalayan region for assessment of tunnel support." Engineering Geology **40**(3-4): 169-193.

Bieniawski, Z. T. (1973). "Engineering classification of jointed rock masses." Trans. S. Afr. Instn. Civil Engrs. **15**(12): 335-344.

Bieniawski, Z. T. (1974). Geomechanics classification of rock masses and its application in tunneling. Proc. of the 3rd Int. Congress on Rock Mechanics. Denver**:** 27-32.

Bieniawski, Z. T. (1976). Rock mass classification in rock engineering. Proc. of the Symposium on Exploration for Rock Engineering. Johannesburg, Balkema AA.**:** 97-106.

Bieniawski, Z. T. (1979). The geomechanics classifications in rock engineering applications. Proc. of the 4th Congress on Rock Mechanics (ISRM). Montreux, Balkema A.A. and Swiss Society for Soil and Rock Mechanics.**:** 41-48.

Bieniawski, Z. T. (1984). Rock mechanics design in mining and tunneling, A.A. Balkema,Boston, MA.

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

Bieniawski, Z. T. (1993). Classification of Rock Mass for engineering : the RMR system and future trands. Comprehensive Rock Engineering. J. A. Hudson. **3; Rock Testing and Site Characterization**.

Brook, N. and P. G. R. Dharmaratne (1985). "Simplified Rock Mass Rating System for Mine Tunnel Support." Trans. Inst. Min. Metall. **94**: A148-A154.

Cai, M., P. K. Kaiser, et al. (2004). "Estimation of rock mass deformation modulus and strength of jointed hard rock masses using the GSI system." Int. J. Rock Mech. Min. Sci. **41**(1): 3-19.

Capes, G. W., D. M. Milne, et al. (2005). Stope hangingwall design approaches at the Xstrata Zinc, George Fisher Mine, North Queensland, Australia. The 40th U.S. Symposium on Rock Mechanics (USRMS): Rock Mechanics for Energy. Anchorage, Alaska, ARMA.

Cecil, O. S. (1970). Correlations of rock bolt - shotcrete support and rock quality paramerers in Scandinavian tunnels. 414. Urbana, University of Illinois. **Ph.D. Thesis**.

Chen, C. S., E. Pan, et al. (1996). "Evaluation of properties of anisotropic rocks using Brazilian tests." Rock Mechanics Tools and Techniques, Vols 1 and 2: 1651-1658.

Chen, C. S., E. Pan, et al. (1998). "Determination of deformability and tensile strength of anisotropic rock using Brazilian tests." Int. J. Rock Mech. Min. Sci. **35**(1): 43-61.

Chenevert, M. E. and C. Gatlin (1965). "Mechanical anisostropies of laminated sedimentary rocks." Soc. Petrol. Eng. J. **5**(67-77).

Cho, J.-W., H. Kim, et al. (2012). "Deformation and strength anisotropy of Asan gneiss, Boryeong shale, and Yeoncheon schist." Int. J. Rock Mech. Min. Sci. **50**: 158-169.

Choquet, P. and J. Hadjigeorgiou (1993). Design of support for underground excavations. Comprehensive Rock Engineering. J. A. Hudson. **4:** 313-348.

Clark, L. M. (1998). Minimizing dilution in open stope mining with focus on stope design and narrow vein longhole blasting. Mining & Mineral process engineering, University of British Columbia. **M.Sc. Dissertation:** 336.

Coates, D. F. (1964). "Classification of rocks for rock mechanics." Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr. **1**(3): 421-429.

Corthésy, R. and M. H. Leite (2008). Mesure des contraintes in-situ à la mine Doyon - Projet Westwood, IAMGOLD - Westwood**:** 88.

Cummings, R. A., F. S. Kendorski, et al. (1982). Caving rock mass classification and support estimation. U.S. Bureau of Mines Contract. Chicago, Engineers International, Inc. **Report #J0100103:** 195pp.

Deere, D. U. (1964). "Technical description of rock cores for engineering purpose." Rock Mechanics and Engineering Geology **1**(1): 17-22.

Deere, D. U. (1968). Geological considerations. Rock Mechanics in Engineering Practice. R. G. Stagg and D. C. Zienkiewicz. Wiley, New York**:** 1-20.

Deere, D. U. and D. W. Deere (1988). The Rock Quality Designation (RQD) index in practice. Proc. Symp. Rock Class. Engineering Purposes. ASTM Special Technical Publications 984**:** 91-101.

Deere, D. U., A. J. Hendron, et al. (1967). Design of surface and near surface constructions in rock. Proc. 8th U.S. Symp. Rock Mechanics. C. Fairhurst, New York: AIME**:** 237-302.

Deklotz, E. J., J. W. Brown, et al. (1966). Anisotropy of a schistose gniess. Proc. 1st Congress of Internatial Society of Rock Mechanics, Lisbon.

Donath, F. A. (1964). Strength variaton and deformational behaviour of anisotropic rocks. Strength variaton and deformational behaviour of anisotropic rocks. W. R. Judd. New York, Elsevier**:** 281-298.

Douglas, K. J. and G. Mostyn (1999). "Strength of large rock masses - Field verification." Rock Mechanics for Industry, Vols 1 and 2: 271-276.

Edelbro, C. (2003). Rock mass strength - a review. Technical Report, Lulea University of Technology**:** 130.

Everitt, R. A. and E. Z. Lajtai (2004). "The influence of rock fabric on excavation damage in the Lac du Bonnett granite." Int. J. Rock Mech. Min. Sci. **41**(8): 1277-1303.

Exadaktylos, G. E. (2001). "On the constraints and relations of elastic constants of transversely isotropic geomaterials." Int. J. Rock Mech. Min. Sci. **38**(7): 941-956.

Falaknaz, N. (2009). Anisotropic Strength behavior of Schistose Rocks. Proc. 2nd Int. Conf. Long Term Behaviour Of Dams, Graz, Austria.

Foucault, A. and J.-F. Raoult (2005). Dictionnaire de géologie, Dunod.

Franklin, J. A. (1975). Safety and economy in tunneling. Proc. 10th Can. Rock Mech. Symp., Queens University, Kingston, Canada.

Ghose, A. K. and N. M. Raju (1981). Characterization of rock mass vis-à-vis application of rock bolting in Indian coal measures. Proc. 22nd U.S. Symp. Rock Mech., MIT, Cambridge, MA.

Gill, D. E. and M. Aubertin (1990). Mécanique des roches I : Notes de cours de grades supérieurs GML6001, École Polytechnique de Montréal, Dépt. Génie Minéral.

Gill, D. E., R. Corthesy, et al. (2005). "Determining the minimal number of specimens for laboratory testing of rock properties." Engineering Geology **78**(1-2): 29-51.

Goel, R. K., J. L. Jethwa, et al. (1995a). "An empirical approach for predicting ground condition for tunnelling and its practical benefits." Rock Mechanics - Proceedings of the 35th U.S. Symposium: 431-435.

Goel, R. K., J. L. Jethwa, et al. (1995b). "Tunneling through the Young Himalayas - a Case-History of the Maneri-Uttarkashi Power Tunnel." Engineering Geology **39**(1-2): 31-44.

Goel, R. K., J. L. Jethwa, et al. (1996). "Correlation between Barton's Q and Bieniawski's RMR - A new approach." Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr. **33**(2): 179-181.

Golder (2009a). Recommandations suite à la proposition pour l'information géologique pertinente à l'ingénierie. 28 avril 2009, IAMGOLD - Westwood.

Golder (2009b). Bousquet Fault rock mass quality assessment and ground support recommendations. July 6, 2009, IAMGOLD - Westwood.

Golder (2011a). Classification géomécanique du massif rocheux, Projet Westwood. 9 février 2011, IAMGOLD - Westwood.

Golder (2011b). Revue des systèmes de soutènement au Projet Westwood. février 2011, IAMGOLD - Westwood.

Gonzalaz de Vallejo, L. I. (1983). A new rock classification system for assessment using surface data. Proc. Int. Symp. Eng. Geol. Undergound Constr., Lisbon, LNEC.

Goodman, R. E. (1993). Engineering geology-rock in engineering construction. New York, John Wiley and Sons Inc.

Goricki, A., W. Schubert, et al. (2004). "New developments for the design and construction of tunnels in complex rock masses." Int. J. Rock Mech. Min. Sci. **41**(3): 497-498.

Grimstand, E. and N. Barton (1993). Updating of the Q-system for NMT. Proc. of the Int. Symposium on Sprayed Concrete—Modern Use of Wet Mix Sprayed Concrete for Underground Support, Fagernes. Oslo: Norwegian Concrete Association.

Hadjigeorgiou, J., J. Leclaire, et al. (1995). An update of the stability graph method of open stope design. Proceedings of 97th Annual General Meeting, CIM, Halifax, Nova Scotia.
Henning, J. G. and H. S. Mitri (2007). "Numerical modelling of ore dilution in blasthole stoping." Int. J. Rock Mech. Min. Sci. **44**(5): 692-703.

Hoek, E. (1968). Brittle failure of rock. Rock Mechanics in Engineering Practice. K. G. Stagg and O. C. Zienkiewicz. London, Wiley**:** 99-124.

Hoek, E. and E. T. Brown (1980). Underground Excavations in Rock, London: Instn. Min. Metall.

Hoek, E. and E. T. Brown (1988). The Hoek-Brown failure criterion - a 1988 update. Proc. 15th Canadian Rock Mech. Symp., Toronto, Dept. Civil Engineering, University of Toronto.

Hoek, E., C. Carraza-Torres, et al. (2002). Hoek-Brown failure criterion - 2002 Edition. Proc. NARMS-TAC Conference, Toronto.

Hoek, E., P. K. Kaiser, et al. (1995). Support of underground excavations in hard rock. Rotterdam.

Hoek, E., P. K. Kaiser, et al. (2000). Support of Underground Excavations in Hard Rock, Rotterdam, Netherlands : A.A. Balkema.

Hoek, E. and P. Marinos (2000a). "Predicting squeeze : Part 1." Tunnels and Tunnelling International **32**(11): 45-51.

Hoek, E. and P. Marinos (2000b). "Predicting squeeze : Part 2." Tunnels and Tunnelling International **32**(12): 33-36.

Houghton, D. A. (1976). The role of rock quality indices in the assessment of rock masses. Proc. of the Symposium on Exploration for Rock Engineering. Johannesburg, Balkema AA.**:** 129-135.

Hudson, J. A. and J. P. Harrison (1999). Engineering rock mechanics : an introduction to the principles. Imperial College of Science, University of London.

Hutchinson, D. J. and M. S. Diederichs (1996). Cablebolting in underground mines, BiTech Publishers Ltd.

ISRM (1981a). "Basic geotechnical description of rock masses : Commission on classification of rocks and rock masses." Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr. **18**(1): 85-110.

ISRM (1981b). Rock charaterization, testing and monitoring. ISRM suggested methods, Oxford Pergamon Press.

Jonsson, T. (1983). Measurements of the deformability and tensile strength of anisotropic rock by diametral compression tests. Dept. of Civil Eng. Boulder, University of Colorado. **M.Sc. Dissertation**.

Kaiser, P. K., C. Mackay, et al. (1986). "Evaluation of rock classification at B.C. Rail Tumbler Ridge tunnels." Rock Mech. & Rock Eng. **19**: 205-234.

Kazakidis, V. N. (2002). "Confinement effects and energy balance analyses for buckling failure under eccentric loading conditions." Rock Mechanics and Rock Engineering **35**(2): 115-126.

Kendorski, F. S., R. A. Cummings, et al. (1983). Rock mass classification for block caving mine drift support. Proc. 5th Int. Cong. on Rock Mech. **1:** B.51-B.63.

Klein, S. (2001). An approach to the classification of weak rock for tunnel projects. Proc. Rapid Excavation and Tunn. Conf., San Diego, SME.

Landry, B. and M. Mercier (1992). Notions de géologie. Montréal, Modulo.

Laubscher, D. H. (1977). "Geomechanics Classification of jointed rock masses-mining applications." Trans. Inst. Min. Metall. **86**: A1-A7.

Laubscher, D. H. (1984). "Design aspects and effectiveness of support systems in different mining situations." Trans. Inst. Min. Metall. **93**: A70-A81.

Laubscher, D. H. (1990). "A Geomechanics Classification-System for the Rating of Rock Mass in Mine Design." Journal of the South African Institute of Mining and Metallurgy **90**(10): 257-273.

Laubscher, D. H. and H. W. Taylor (1976). The importance of geomechanics classification of jointed rock masses in mining operations. Proc. Symp. on Exploration for Rock Engineering, Balkema, A.A.**:** 119-128.

Lauffer, H. (1958). "*Gebirgsklassifizierung für den Stollenbau*." *Geol. Bauwesen* **24**(1): 46-51.

Lekhnitskii, S. G. (1963). Theory of Elasticity of an Anisotropic Body. San Fransico, Holden-Day Inc.

Lekhnitskii, S. G. (1977). Anisotropic Elasticity Theory. Moscow, Nauka.

Li, L., S. Ouellet, et al. (2009). An improved definition of rock quality designation, RQDc. Proc. of the 3rd CANUS Rock Mechanics Symposium, Toronto.

Marinos, P., V. Marinos, et al. (2007). "Geological Strength Index (GSI). A characterization tool for assessing engineering properties for rock masses." Underground Works under Special Conditions: 13-21.

Mathews, K. E., E. Hoek, et al. (1980). Prediction of stable excavations for mining at depths below 1000 meters in hard rock, CANMET. **Report 802-1571**.
Matsukura, Y., K. Hashizume, et al. (2002). "Effect of microstructure and weathering on the strength anisotropy of porous rhyolite." Engineering Geology **63**(1-2): 39-47.

McCabe, W. M. and R. M. Koerner (1975). "High-pressure shear-strength investigation of an anisotropic mica schist rock." Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr. **12**(8): 219-228.

McLamore, R. and K. E. Gray (1967). "The mechanical behaviour of anisotropic sedimentary rocks." Trans, Am. Soc. Mech. Eng. **Series B**(89): 62-76.

Mercier-Langevin, F. (2005). Projet de convergence des galeries – Phase 1: consolidation de l'information disponible à la mine. Agnico-Eagle Mines Ltd – LaRonde Division. Cadillac, Canada**:** 13.

Mercier-Langevin, F. and J. Hadjigeorgiou (2011). Towards a better understanding of squeezing potential in hard rock mines. The 5th International Seminar on Deep and High Stress Mining proceedings, Santiago, Maney.

Mercier-Langevin, F. and M. Hudyma (2007). The development and implementation of a comprehensive seismic risk management plan at Agnico-Eagle's LaRonde Mine. Proc. 4th Int. Semin. on Challenges in Deep and High Stress Mining, Perth, Australian Centre for Geomechanics.

Mercier-Langevin, F. and P. Turcoffe (2007a). Expansion at depth at Agnico-Eagle's LaRonde Division – meeting geotechnical challenges without compromising production objectives. Proc. 4th Int. Semin. on Challenges in Deep and High Stress Mining, Perth, Australian Centre for Geomechanics.

Mercier-Langevin, F. and P. Turcoffe (2007b). Evolution of ground support practices at Agnico-Eagle's LaRonde Division - Innovative solutions to high-stress yielding ground. Proc. 1st Canada-US Rock Mech. Symp.: Rock Mechanics - meeting society's challenges and demands, Vancouver, Taylor & Francis.

Mercier-Langevin, P., A. Wright-Holfeld, et al. (2009). Stratigraphic Setting of the Westwood-Warrenmac Ore Zones, Westwood Project, Doyon-Bousquet-LaRonde Mining Camp, Abitibi, Quebecv. G. S. o. Canada, Natural Resources Canada**:** 23.

Merritt, A. H. (1972). Geological predictions for underground excavations. Proc. of the North American Rapid Excav. and Tunneling Conf. **1:** 115-132.

Milne, D. (1988). Suggestions for standardization of rock mass classification. Imperial College, University of London. **M.Sc. Dissertation:** 123.

Milne, D. (2007). "Rock mass classification challenges." Rock Mechanics: Meeting Society's Challenges and Demands, Vols 1 and 2: 191-197.

Milne, D., P. Germain, et al. (1991). "Systematic Rock Mass Characterization for Underground Mine Design." Proceedings - Seventh International Congress on Rock Mechanics, Vol 1: 293-298.

Milne, D., P. Germain, et al. (1992). "Measurement of Rock Mass Properties for Mine Design." Isrm Symposium : Eurock 92 - Rock Characterization: 245-250.

Milne, D. and J. Hadjigeorgiou (2000). Practical considerations in the use of rock mass classification in mining. GeoEng 2000, Melbourne.

Milne, D., J. Hadjigeorgiou, et al. (1998). "Rock mass characterization for underground hard rock mines (Reprinted from Canadian Tunnelling, 1998)." Tunnelling and Underground Space Technology **13**(4): 383-391.

Nasseri, M. H., K. S. Rao, et al. (1997). "Failure mechanism in schistose rocks." Int. J. Rock Mech. Min. Sci. **34**(3-4): 219.e211–219.e215.

Nasseri, M. H. B., K. S. Rao, et al. (2003). "Anisotropic strength and deformational behavior of Himalayan schists." Int. J. Rock Mech. Min. Sci. **40**(1): 3-23.

Newman, D. A. and Z. T. Bieniawski (1986). "Modified version of the Geomechanics Classification for entry design in underground coal mines." Trans. Soc. Ming. Eng. **280**: 2143-2138.

Nickson, S. D. (1992). Cable support guidelines for underground hard rock mine operations. Dept. Mining and Mineral Processing, University of British Columbia. **M.Sc. Dissertation**.

Nova, R. and A. Zaninetti (1990). "An Investigation into the Tensile Behavior of a Schistose Rock." Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr. **27**(4): 231-242.

Palmstrom, A. (1982). The volumetric joint count - A useful and simple measure of the degree of jointing. Proceedings of the 4th International Congress IAEG. New Delhi, India. **5:** 221-228.

Palmstrom, A. (1995). Rmi - A rock mass characterisation system for rock engineering purposes, University of Oslo. **Ph.D. Thesis:** 400.

Palmstrom, A. (2005). "Measurements of and correlations between block size and rock quality designation (RQD)." Tunnelling and Underground Space Technology **20**(4): 362-377.

Palmstrom, A. and E. Broch (2006). "Use and misuse of rock mass classification systems with particular reference to the Q-system." Tunnelling and Underground Space Technology **21**(6): 575-593.

Palmstrom, A., D. Milne, et al. (2001). The reliability of rock mass classification used in underground excavation and support design. GeoEng2000, University of Melbourne.

Palmstrom, A. and H. Stille (2007). "Ground behaviour and rock engineering tools for underground excavations." Tunnelling and Underground Space Technology **22**(4): 363-376.
Pells, P. J. N. (1975). "Discussion on article titled "Engineering classifications of jointed rock masses" by Bieniawski, Z.T. (1973) [Trans. S. Afr. Instn. Civ. Engrs, **15**(2), 335-344]
" Rock Mechanics **7**(4): 246-248.

Pells, P. J. N. and R. Bertuzzi (2007). "Limitations of rock mass classification systems." Tunnels & tunnelling **April**: 33-37.

Piper, P. S. (1985). The application and evaluation of rock mass classification methods for the design and support of underground excavations at depth. Proc. Symp. of Rock Mass Characterization. SANGORM**:** 45-54.

Pomeroy, C. D., D. W. Hobbs, et al. (1971). "The effect of weakness plane orientation on the fracture of Barnsley hard by triaxial compression." Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr. **8**(3): 227-238.

Potvin, V. and J. Hadjigeorgiou (2008). "Ground support strategies to control large deformations in mining excavations." Journal of the South African Institute of Mining and Metallurgy **108**(7): 397-404.

Potvin, Y. (1988). Empirical open stope design in Canada. Dept. Mining and Mineral Processing, University of British Columbia. **Ph.D. Thesis**.

Priest, S. D. and J. A. Hudson (1976). "Discontinuity spacings in rock." Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr. **13**(5): 135-148.

Rabcewicz, L. V. (1964/1965). "The new Austrian tunnelling method." Water Power **Part 1, November 1964, 511-515; Part 2, January 1965, 19-24**.

Rabcewicz, L. V. (1975). "Tunnel under Alps uses new, cost-saving lining method." Civil Engineering: 66-68.

Ramamurthy, T. (1993). Strength and modulus responses of anisotropic rocks. Comprehensive Rock Engineering-Principles, Practice & Projects. Oxford, Pergamon Press. **1:** 313-325.

Ramamurthy, T. and V. K. Arora (1993). A classification for intact and jointer rocks. Geotechnical Engineering of Hard Soils - Soft Rocks. Anagnostopoulos and al. Rotterdam, Balkema.

Rao, K. S. (1984). Strength and deformation behaviour of sandstones. Delhi, Indian Institute of Technology. **Ph.D. Thesis**.

Ritter, W. (1879). *Die Statik der Tunnelgewölbe*, Berlin: Spinger.

Riedmuller, G. and W. Schubert (1999). "Critical comments on quantitative rock mass classifications." Felsbau **17**(3): 164-167.

Romana, M. (1985). New adjustment ratings for application of Bieniawski classification to slopes. Proc. Int. Symp. Rock Mechanics in Excavations for Mining and Civil Works, Mexico City, ISRM.

Saroglou, H., P. Marinos, et al. (2003). The anisotropic nature of selected metamorphic rocks from Greece. ISRM 2003–Technology roadmap for rock mechanics, South African Institute of Mining and Metallurgy.

Saroglou, H. and G. Tsiambaos (2008). "A modified Hoek-Brown failure criterion for anisotropic intact rock." Int. J. Rock Mech. Min. Sci. **45**(2): 223-234.

Serafim, J. L. (1966). Geology exploration for a dam site. Proc. 1st Cong. ISRM, Lisbon.

Serafim, J. L. and J. P. Pereira (1983). Considerations of the Geomechanics Classification of Bieniawski. Proc. Int. symp. Engineering Geology and Underground Construction, Lisbon, LNEC.

Simon, R. (2009). Essais de laboratoire : Projet Westwood, IAMGOLD - Westwood**:** 98.

Singh, B. and R. K. Goel (1999). Rock mass classification: a practical approach in Civil Engineering. Oxford, Elsivier Science Ltd.

Singh, B., J. L. Jethwa, et al. (1992). "Correlation between Observed Support Pressure and Rock Mass Quality." Tunnelling and Underground Space Technology **7**(1): 59-74.

Singh, J. (1988). Strength prediction of anisotropic rocks. Delhi, Indian Institute of technology. **Ph.D. Thesis**.

Sirois, R., D. Vallières, et al. (2009). National Instrument 43-101 Technical Report for Westwood Project. Quebec, Canada.

Stille, H. and A. Palmstrom (2003). "Classification as a tool in rock engineering." Tunnelling and Underground Space Technology **18**(4): 331-345.

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.

Terzaghi, K. (1946). Rock defects and loads on tunnel supports. Rock tunneling with steel supports. R. V. Proctor and T. L. White. Youngstown, Ohio, The Commercial Shearing and Stamping Co. **1:** 17-99.

Ulusay, R., C. Gokceoglu, et al. (2001). "Draft ISRM suggested method for determining block punch strength index (BPI)." Int. J. Rock Mech. Min. Sci. **38**(8): 1113-1119.

Unal, E. (1983). Design guidelines and roof control standards for coal mine roofs, Pennsylvania State University. **Ph.D. Thesis:** 355.

Wickham, G. E., H. R. Tiedemann, et al. (1972). Support determination based on geologic predictions. Proc. North American rapid excav. tunneling conf. K. S. Lane and L. A. Garfield. Chicago, New York: Soc. Min. Engrs, Am. Inst. Min. Metall. Petrolm Engrs.**:** 43-64.

Worotnicki, G. (1993). CSIRO triaxial stress measurement cell. Comprehensive rock engineering. J. A. Houdson. Oxford, Pergamon. **3:** 329-394.

Zhang, X. P., L. N. Y. Wong, et al. (2011). "Engineering properties of quartz mica schist." Engineering Geology **121**(3-4): 135-149.

ANNEXE A – ASPECTS STATISTIQUES

L'analyse statistique est selon la théorie des petits échantillons (Nb < 30) et que les propriétés des roches sont des variables aléatoires suivent une description de type Normale, tel que proposé par Gill et al. (2005). La moyenne, l'écart-type, le coefficient de variation et l'indice de précision associés sont calculés sur l'ensemble des résultats de résistance (d'une même série d'essais en laboratoire). Toutefois, la moyenne vraie et l'écart-type vrai restent inconnus. Tous les calculs sont effectués selon les formules de base en statistique.

Moyenne arithmétique ($\bar{X}$) :

$$\bar{X} = \sum_{i=1}^{Nb} \frac{X_i}{Nb}$$

où X_i est une valeur (e.g. résultat de résistance d'essai mécanique) et Nb est le nombre d'échantillons (essais réalisés pour la série).

Écart-type (s) :

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{Nb}(X_i - \bar{X})^2}{Nb - 1}}$$

Coefficient de variation (CV) :

$$CV = s/X$$

Indice de précision (p), basé sur la loi de Student-t avec un intervalle de confiance de α :

$$p = \frac{\bar{X} + t_\beta \frac{s}{\sqrt{Nb - 1}}}{\bar{X} - t_\beta \frac{s}{\sqrt{Nb - 1}}}$$

où μ est la population arithmétique moyenne (moyenne vraie) et tβ est le coefficient de confiance obtenu par la loi de Student-t dépendant de la probabilité α.

Loi de Student-t :

$$t_\beta = t_{\alpha,\ Nb-1}$$

Tableau de distribution de t_β selon le degré de liberté (Nb-1), pour une probabilité α :

Nbr. du degré de liberté	Probabilité (α)		
	0,025	0,050	0,100
2	25,452	12,706	6,314
3	4,303	4,303	2,920
4	3,182	3,182	2,353
5	2,776	2,776	2,132
6	2,571	2,571	2,015
7	2,447	2,447	1,943
8	2,365	2,365	1,895
9	2,306	2,306	1,860
10	2,262	2,262	1,833
20	2,093	2,093	1,729
30	2,045	2,045	1,699

Intervalle de la moyenne arithmétique vraie (μ) :

$$\bar{X} - t_\beta \frac{s}{\sqrt{Nb-1}} \leq \mu \leq \bar{X} + t_\beta \frac{s}{\sqrt{Nb-1}}$$

Ou,

$$\frac{2}{\mathrm{p}+1}\bar{X} \leq \mu \leq \frac{2\mathrm{p}}{\mathrm{p}+1}\bar{X}$$

L'erreur sur la moyenne (f) :

$$f = \frac{p-1}{p+1}$$

Pour les essais mécaniques de cette étude, un intervalle de confiance à 95 % a été utilisé.

ANNEXE B – ANALYSE CRITIQUE DU RMR_{76} INFÉRÉ PROPOSÉ PAR GOLDER

Rapport critique du nouveau RMR ajusté pour une masse rocheuse schisteuse, produit par Berson et Armatys (2009).

RMR = A + B + C + D + E

Selon les barèmes établis par Golder les valeurs de RMR varient de 10 à 78.
Le barème devrait être fait pour englober les côtes maximales et minimales du RMR.
Le barème proposé diminue beaucoup nos options de définition du bon terrain.

A = *Résistance à la compression uniaxiale*

σ_c varie de 104 à 176 pour 5/6 unités de la mine. La valeur va être fixée à 12 dans le calcul du RMR. Les facteurs de fissibilité et de dureté se partagent 6 points chaque. Poids beaucoup trop faible sur l'ensemble de la côte du RMR.

Poids pondéré de la fissibilité : 6 /78.
Poids pondéré de la dureté : 6 /78.

B = *Drill core quality* – RQD

Valeur du RQD selon la formule de Golder, aucun problème.

Poids pondéré du RQD : 20 /78.

C = *Spacing discontinuities*

Défini dans le RMR_{76} par le tableau :

Espacement des joints en mm	Facteur C
> 2000	20
600-2000	15
200-600	10

60-200	8
< 60	5

Notre paramètre de schistosité défini à :

Schistosité	Valeur
pas de schistosité	4
> 10 mm	3
1-10 mm	2
< 1 mm	1

Corrélation à revoir.

Selon nos critères la valeur du Facteur C devrait être tout le temps 5. Problème conceptuel, car le Facteur C a été défini pour une échelle beaucoup plus grande que l'échelle utilisée pour le projet Westwood. L'espacement de 2 m des joints alors qu'on log les carottes dans un intervalle de 1 m. De plus, l'espacement des joints ne devrait pas dépendre du RQD, puisque le problème observé est que le RQD surévalue la qualité du terrain pourquoi donner plus d'importance a un facteur qui peut être trompeur.

Poids de la schistosité : 20/78

D = *Condition of discontinuities*

Altération est un facteur qui se rapproche beaucoup du Facteur D sur la nature des joints.

L'échelle devrait être modifiée pour donner une plage de valeur plus grande, le Facteur D est défini de 0 à 30, par contre l'échelle proposée varie de 0 à 16. La caractérisation du bon terrain sans altération n'est pas dans l'échelle proposée. De plus, la sous-section de la persistance proposée par le RMR est définie sur une échelle supérieure à 1 m (1 à 20 m), elle n'a donc pas d'intérêt vu qu'on a de l'information au mètre.

Poids de l'altération : 16/78

E = *Groundwater*

Pas dans nos paramètres géotechniques, mais paramètre reconnu attention à la globalisation aucun intérêt d'ôter 5 points de façon sporadique parce qu'il n'y a de l'humidité versus pas d'eau alors que la fissibilité est définie sur 6 points seulement.

Poids de l'eau interstitielle : 10/78

Aucune mention n'est faite sur les pénalités appliquées à la direction des joints par rapport à l'axe de l'excavation. Valider avec la géologie si l'on veut la direction des joints. Les pondérations des différents facteurs RMR ne tiennent pas en compte des paramètres géotechniques proposé pour le projet Westwood. Le poids de chacun des facteurs est modifié pour rentrer dans la définition du RMR. Le RMR_{76} est utilisé depuis 30 ans et a été corrigé par l'auteur de multiple fois pour régler les problèmes conceptuels de ce système. Le rapport de Golder conseille l'utilisation du RMR_{76} parce qu'il facilite les conversions du système RMR au système du NGI. Par contre, les conversions entre le RMR et le NGI doivent être réalisées de façon prudente (tel qu'écrit dans le guide pratique du soutènement minier) et ne devraient pas être un facteur déterminant pour l'utilisation du RMR_{76}. Le rayon hydraulique nous a joué des tours avec une caractérisation du NGI si l'on commence à convertir nos caractérisations on augmente le niveau d'erreur au niveau de la caractérisation. On devrait déterminer quel système convient le mieux à nos paramètres géotechniques.

Forme de l'excavation

La forme planifiée de l'excavation de la galerie n'est pas celle qui a été utilisée à la page 32 pour la modélisation Unwedge. La modélisation a été effectuée avec le système GSI, alors que le système RMR_{76} a été présenté, de plus les valeurs de σ_1, σ_2 et σ_3 présentées ne sont pas les valeurs ressorties dans le rapport de Robert Corthésy. Revalider avec Golder l'utilisation des données des tests effectués par R. Corthésy.

Position de la faille Bousquet

La géométrie de la zone de mauvais terrain n'a pas été clarifiée. Aucune réinterprétation de la faille Bousquet n'a été présentée.

ANNEXE C – VALIDATION DU PARAMÈTRE DE DESIGN POUR LE RMR_{76} INFÉRÉ

Cet exercice a pour but d'essayer de corriger l'un des deux paramètres de design afin d'éliminer la confusion que les deux valeurs de différentes classifications géomécanique peuvent produire.

Une réduction de -10 points est appliquée à la cote du RMR_{76} inféré afin de déterminer le temps de soutien sans soutènement immédiat et un paramètre multiplicatif de 0,091 est utilisé pour l'ajustement de la cote Q' (corrélé de la valeur du RMR_{76} inféré d'après l'équation classique 2.14) pour déterminer le soutènement. Pour une même orientation d'excavation (quasi perpendiculaire à la foliation) et pour une profondeur de 840 m sous terre, deux paramètres de design différent sont définis.

Une comparaison est effectuée entre la différence de la cote de classification réduite selon les deux paramètres de design. Le tableau ci-dessous présente les valeurs reprises du rapport émis par Golder (2009b). Au Tableau A.1, la première colonne représente les trous de forage géotechnique, la deuxième colonne représente la cote RMR_{76} inféré originale obtenue pour la section du trou géotechnique et la cinquième représente la cote Q' obtint de la corrélation de la deuxième colonne. Par la suite, la troisième et sixième colonne présente la dégradation spécifique appliquée respectivement au type de système de classification. Par la suite, la corrélation sur les nouvelles valeurs dégradées est reprise à la quatrième et septième colonne. Finalement, les deux dernières colonnes représentent la différence entre la cote dégradée et la note corrélée du système de classification équivalent.

Tableau A.1 : Comparaison entre conversion RMR_{76} et l'indice Q

Colonne 1	Colonne 2	Colonne 3	Colonne 4	Colonne 5	Colonne6	Colonne 7	Colonne 8	Colonne 9
Forage Géotechnique	Selon première conversion			Selon deuxième conversion			Différence	
	RMR_{76} inféré	RMR_{76} dégradé (-10 points)	Q' corrélé	Q'	Q dégradé (x 0,091)	RMR_{76} corrélé	RMR (Col.3 – Col.7)	Q (Col.4 – Col.6)
R14612-09 & R14613-09	63	53	2,7	7,9	0,7	41	12	2
	54	44	1,0	3,0	0,3	33	11	0,7
	71	61	6,6	21,0	1,9	50	11	4,7
	67	57	4,2	12,9	1,2	46	11	3
	59	49	1,7	5,5	0,5	38	11	1,2

Tableau A.1 : Comparaison entre conversion RMR_{76} et l'indice Q (suite)

R**14612**-09 & R**14613**-09	75	65	10,3	30,6	2,8	53	12	7,5
	63	53	2,7	7,9	0,7	41	12	2
	55	45	1,1	3,3	0,3	33	12	0,8
	70	60	5,9	19,0	1,7	49	11	4,2
	48	38	0,5	1,6	0,1	23	15	0,4
	40	30	0,2	0,6	0,1	23	7	0,1
	56	46	1,2	4,0	0,4	36	10	0,8
	28	18	0,1	0,2	0,02	9	9	0,08
	25	15	0,0	0,1	0,01	3	12	0,01
	37	27	0,2	0,4	0,04	15	12	0,16
	38	28	0,2	0,5	0,05	17	11	0,15
	29	19	0,1	0,2	0,02	9	10	0,08
	46	36	0,4	1,2	0,1	23	13	0,3
	65	55	3,4	10,3	0,9	43	12	2,5
	55	45	1,1	3,5	0,3	33	12	0,8
	75	65	10,3	30,3	2,8	53	12	7,5
R**14614**-09	64	54	3,0	9,4	0,9	43	11	2,1
	62	52	2,4	7,2	0,7	41	11	1,7
	67	57	4,2	12,2	1,1	45	12	3,1
	67	57	4,2	12,3	1,1	45	12	3,1
	65	55	3,4	10,7	1,0	44	11	2,4
	68	58	4,7	14,1	1,3	46	12	3,4
	57	47	1,4	4,4	0,4	36	11	1
	49	39	0,6	1,7	0,2	30	9	0,4
	66	56	3,8	11,6	1,1	45	11	2,7
	52	42	0,8	2,5	0,2	30	12	0,6
	46	36	0,4	1,2	0,1	23	13	0,3
	59	49	1,7	5,4	0,5	38	11	1,2
	38	28	0,2	0,5	0,1	23	5	0,1
	25	15	0,0	0,1	0,01	3	12	0,01
	54	44	1,0	3,1	0,3	33	11	0,7
	63	53	2,7	8,2	0,7	41	12	2
	52	42	0,8	2,5	0,2	30	12	0,6
	74	64	9,2	26,9	2,4	52	12	6,8
R**14615**-09	57	47	1,4	4,0	0,4	36	11	1
	50	40	0,6	2,0	0,2	30	10	0,4
	63	53	2,7	8,3	0,8	42	11	1,9
	63	53	2,7	8,7	0,8	42	11	1,9
	56	46	1,2	3,6	0,3	33	13	0,9
	71	61	6,6	20,8	1,9	50	11	4,7
	56	46	1,2	3,9	0,4	36	10	0,8
	48	38	0,5	1,6	0,1	23	15	0,4
	65	55	3,4	10,0	0,9	43	12	2,5

Tableau A.1 : Comparaison entre conversion RMR_{76} et l'indice Q (suite)

R14615-09	43	33	0,3	0,9	0,1	23	10	0,2
	34	24	0,1	0,3	0,01	3	21	0,09
	53	43	0,9	2,6	0,2	30	13	0,7
	63	53	2,7	8,1	0,7	41	12	2
	54	44	1,0	3,1	0,3	33	11	0,7
	71	61	6,6	20,9	1,9	50	11	4,7
La valeur minimale des différences =							5	0,01
La moyenne des différences =							11	2
La valeur maximale des différences =							21	7,5

Ainsi, il semble logique d'affirmer que pour un ajustement commun (pour le cas le plus critique), la réduction du RMR_{76} inféré doit être réduite d'environ -10 points additionnels, pour un paramètre de design final de -20 points.

ANNEXE D – RÉSULTATS D'ESSAIS EN LABORATOIRE

Tableau A.2 : Résultats d'essais en laboratoire — Unité géologique U4 : compression uniaxiale et triaxiale

	Nom éprouvette	β (°)	Essai Type	Contrainte (MPa)	Poids (g)	H (mm)	Do (mm)	Aire (mm^2)	Volume (mm^3)	P.V. (gr/mm^3)	Rupture (kN)	Rupture (MPa)
Projet Westwood - Seau 3 & 4 : Zone U4 - niveau 084	U4-907-3	60	$\sigma_{c\beta}$	0	505,8	101,8	47,58	1778	180932	0,00280	278,4	156,6
	U4-955-2	60	$\sigma_{c\beta}$	0	535,1	101,2	47,38	1763	178427	0,00300	176,9	100,3
	U4-955-1	60	$\sigma_{c\beta}$	0	520,7	99,4	47,39	1764	175345	0,00297	138,6	78,6
	U4-907-6	60	$\sigma_{c\beta}$	0	506,4	99,0	47,50	1772	175398	0,00289	172,8	97,5
	U4-955-8	60	$\sigma_{c\beta}$	0	540,4	102,6	47,44	1768	181389	0,00298	184,5	104,4
	U4-955-7	65	TRI	5	537,8	101,8	47,56	1777	180851	0,00297	123,8	69,7
	U4-955-6	65	TRI	10	496,8	99,2	47,37	1762	174845	0,00284	246,0	139,6
	U4-955-3	65	TRI	10	520,7	100,4	47,40	1765	177184	0,00294	196,5	111,3
	U4-955-5	65	TRI	5	502,8	98,7	47,48	1771	174755	0,00288	276,3	156,0
	U4-963-1	65	TRI	5	506,9	97,9	47,47	1770	173336	0,00292	194,3	109,8
	U4-907-9	70	$\sigma_{c\beta}$	0	495,3	100,6	47,08	1741	175182	0,00283	218,7	125,6
	U4-963-2	70	$\sigma_{c\beta}$	0	499,6	97,9	47,35	1761	172443	0,00290	267,2	151,8
	U4-963-4	70	$\sigma_{c\beta}$	0	513,7	98,6	47,43	1767	174263	0,00295	129,1	73,1
	U4-963-7	70	$\sigma_{c\beta}$	0	474,8	96,5	47,42	1766	170357	0,00279	112,2	63,5
	U4-963-6	70	$\sigma_{c\beta}$	0	519,7	102,2	47,41	1765	180365	0,00288	232,1	131,5
	U4-963-8	70	$\sigma_{c\beta}$	0	500,6	102,1	47,48	1771	180845	0,00277	214,1	120,9
	U4-964-1	70	$\sigma_{c\beta}$	0	535,3	100,3	47,51	1773	177812	0,00301	228,9	129,1
	U4-964-7	80	TRI	5	487,0	99,8	47,50	1772	176851	0,00275	357,6	201,8
	U4-964-6	80	TRI	5	502,2	101,2	47,52	1774	179501	0,00280	269,6	152,0
	U4-964-8	80	TRI	5	500,0	98,4	47,59	1779	174943	0,00286	352,7	198,3
	U4-964-9	80	TRI	5	498,4	101,4	47,49	1771	179522	0,00278	279,2	157,6
	U4-964-3	80	TRI	10	504,7	98,5	47,56	1777	174935	0,00289	255,2	143,7
	U4-964-4	80	TRI	10	532,1	100,9	47,55	1776	179159	0,00297	216,8	122,1
	U4-964-5	80	TRI	10	499,0	96,1	47,61	1780	171031	0,00292	342,4	192,3

Tableau A.3 : Résultats d'essais en laboratoire — Unité géologique U5a : compression uniaxiale et triaxiale

	Nom éprouvette	β (°)	Essai Type	Contrainte (MPa)	Poids (g)	H (mm)	Do (mm)	Aire (mm^2)	Volume (mm^3)	P.V. (gr/mm^3)	Rupture (kN)	Rupture (MPa)
Projet Westwood — Seau 1,2, 5 & 6 : Zone U5a — niveau 036 & 084	U5a-982-4	40	$\sigma_{c\beta}$	0	496,6	100,0	47,62	1781	178084	0,00279	69,9	39,2
	U5a-982-2	40	$\sigma_{c\beta}$	0	500,3	100,6	47,60	1780	179056	0,00279	61,8	34,7
	U5a-982-3	40	$\sigma_{c\beta}$	0	495,8	99,4	47,63	1782	177126	0,00280	98,1	55,1
	U5a-927-9	40	$\sigma_{c\beta}$	0	505,1	97,3	47,66	1784	173549	0,00291	90,5	50,7
	U5a-927-5	40	$\sigma_{c\beta}$	0	552,0	98,3	47,60	1780	174874	0,00316	161,4	90,7
	U5a-982-8	40	$\sigma_{c\beta}$	0	509,8	100,6	47,60	1780	179038	0,00285	152,4	85,6
	U5a-968-7	40	$\sigma_{c\beta}$	0	488,0	99,5	47,55	1776	176744	0,00276	228,3	128,6
	U5a-943-6	50	TRI	5	504,3	97,8	47,43	1767	172797	0,00292	232,6	131,6
	U5a-971-9	50	TRI	5	457,4	96,1	47,29	1756	168862	0,00271	164,2	93,5
	U5a-968-3	50	TRI	5	496,1	97,7	47,55	1776	173494	0,00286	55,0	30,9
	U5a-968-6	50	TRI	10	500,8	101,2	47,58	1778	179972	0,00278	295,5	166,2
	U5a-982-7	50	TRI	10	493,9	98,6	47,60	1780	175443	0,00282	151,3	85,0
	U5a-971-1	55	$\sigma_{c\beta}$	0	488,3	101,0	47,27	1755	177213	0,00276	144,8	82,5
	U5a-971-2	55	$\sigma_{c\beta}$	0	494,9	101,5	47,29	1756	178277	0,00278	89,5	51,0
	U5a-971-5	55	$\sigma_{c\beta}$	0	484,1	99,4	47,17	1748	173721	0,00279	103,6	59,3
	U5a-971-6	55	$\sigma_{c\beta}$	0	472,2	96,6	47,33	1759	169957	0,00278	152,8	86,8
	U5a-974-1	55	$\sigma_{c\beta}$	0	471,0	97,2	47,33	1759	170978	0,00275	57,3	32,6
	U5a-927-6	60	TRI	5	519,5	100,3	47,71	1788	179366	0,00290	176,8	98,9
	U5a-921-6	60	TRI	5	492,0	100,0	47,59	1779	177949	0,00276	132,3	74,4
	U5a-943-13	60	TRI	5	518,8	101,8	47,51	1773	180453	0,00288	106,4	60,0
	U5a-943-16	60	TRI	5	512,2	100,6	47,53	1774	178405	0,00287	167,4	94,4
	U5a-971-3	60	TRI	5	493,2	101,3	47,26	1754	177647	0,00278	116,5	66,4
	U5a-968-2	60	TRI	5	511,2	101,5	47,53	1774	180144	0,00284	158,4	89,2
	U5a-974-3	60	TRI	5	486,1	97,7	47,31	1758	171747	0,00283	79,0	45,0
	U5a-921-3	60	TRI	10	481,2	96,5	47,61	1780	171867	0,00280	175,1	98,4
	U5a-921-7	60	TRI	10	496,0	96,7	47,55	1776	171790	0,00289	196,0	110,4
	U5a-921-8	60	TRI	10	514,6	99,6	47,60	1780	177187	0,00290	193,1	108,5
	U5a-921-9	60	TRI	10	523,8	101,2	47,61	1780	180110	0,00291	183,3	103,0
	U5a-943-5A	60	TRI	10	516,2	98,5	47,48	1771	174400	0,00296	151,2	85,4
	U5a-943-5B	60	TRI	10	518,0	99,8	47,41	1765	176252	0,00294	159,8	90,5
	U5a-943-14	65	$\sigma_{c\beta}$	0	534,3	102,1	47,51	1773	180968	0,00295	142,7	80,5

Tableau A.3 : Résultats d'essais en laboratoire — Unité géologique U5a : compression uniaxiale et triaxiale (suite)

Seau 1,2, 5 & 6 : Zone U5a — niveau 036 & 084	U5a-943-15	65	$\sigma_{c\beta}$	0	530,4	101,5	47,47	1770	179672	0,00295	110,2	62,3
	U5a-921-1	65	$\sigma_{c\beta}$	0	482,9	99,2	47,50	1772	175717	0,00275	268,1	151,3
	U5a-943-8	65	$\sigma_{c\beta}$	0	943,8	101,3	47,57	1777	180092	0,00524	264,6	148,9
	U5a-943-19	65	$\sigma_{c\beta}$	0	507,8	102,6	47,55	1776	182125	0,00279	133,5	75,2
	U5a-971-7	65	$\sigma_{c\beta}$	0	508,6	101,9	47,36	1762	179421	0,00283	143,1	81,2
	U5a-968-5	65	$\sigma_{c\beta}$	0	499,8	100,5	47,47	1770	177902	0,00281	165,5	93,5
	U5a-921-5	68	Tri	5	495,6	100,3	47,44	1768	177218	0,00280	121,9	69,0
	U5a-943-1	68	Tri	5	523,1	99,2	47,26	1754	174033	0,00301	183,7	104,7
	U5a-971-4	68	Tri	5	496,7	97,6	47,29	1756	171497	0,00290	84,0	47,8
	U5a-974-2	68	Tri	5	477,4	100,5	47,55	1776	178378	0,00268	77,8	43,8
	U5a-968-4	68	Tri	10	499,3	99,2	47,57	1777	176271	0,00283	140,8	79,2
	U5a-968-9	68	Tri	10	478,1	98,8	47,62	1781	175876	0,00272	368,4	206,8
	U5a-943-4	68	Tri	10	514,0	96,8	47,46	1769	171158	0,00300	178,2	100,8

Tableau A.4 : Résultats d'essais en laboratoire — Unité géologique U4 : compression diamétrale (brésilien)

	Nom éprouvette	β (°)	α (°)	Poids (g)	Longueur (mm)	Long. rupture (mm)	Do (mm)	L/D	Rupture (kN)	To (MPa)	To* (MPa)
Projet Westwood — Seau 3 & 4 : Zone U4 — niveau 084	U4-907-2	65	0	129,05	25,22	52,48	47,56	0,53	33,76	-17,92	-8,61
	U4-955-2	65	0	127,79	24,44	52,29	47,39	0,52	17,80	-9,78	-4,57
	U4-907-1	65	0	121,27	25,06	52,58	47,65	0,53	20,39	-10,87	-5,18
	U4-907-8	65	0	110,06	22,19	52,16	47,27	0,47	16,16	-9,81	-4,17
	U4-907-4	65	0	114,44	23,31	52,75	47,81	0,49	25,19	-14,39	-6,36
	U4-955-3	65	0	118,78	22,31	52,41	47,50	0,47	23,18	-13,93	-5,93
	U4-907-2	65	45	120,55	23,74	38,10	47,54	0,50	33,83	-19,08	-11,89
	U4-955-1	65	45	132,06	25,53	38,88	47,34	0,54	5,07	-2,67	-1,75
	U4-907-1	65	45	112,55	21,70	37,12	47,62	0,46	9,95	-6,13	-3,58
	U4-955-6	65	45	113,83	22,79	37,51	47,34	0,48	29,98	-17,69	-10,75
	U4-907-8	65	45	108,18	22,08	36,94	46,94	0,47	20,39	-12,52	-7,49
	U4-955-5	65	45	129,87	25,89	39,07	47,36	0,55	43,19	-22,42	-14,86
	U4-907-2	65	90	127,89	25,24	25,24	47,50	0,53	33,88	-17,99	-17,99
	U4-955-7	65	90	123,08	24,07	24,07	47,70	0,50	22,43	-12,44	-12,44
	U4-907-4	65	90	120,10	24,32	24,32	47,74	0,51	24,70	-13,54	-13,54
	U4-955-5	65	90	125,86	25,35	25,35	47,44	0,53	27,84	-14,73	-14,73
	U4-963-3	80	0	123,77	24,31	52,48	47,53	0,51	41,79	-23,02	-10,67
	U4-964-7	80	0	117,59	24,08	52,29	47,62	0,51	36,70	-20,37	-9,38
	U4-964-8	80	0	111,71	21,90	52,58	47,59	0,46	36,42	-22,25	-9,27
	U4-963-6	80	45	123,83	23,95	36,12	47,56	0,50	22,80	-12,74	-8,45
	U4-964-6	80	45	118,85	24,04	36,27	47,77	0,50	36,37	-20,16	-13,36
	U4-964-9	80	45	126,16	25,72	37,01	47,57	0,54	32,81	-17,07	-11,86
	U4-963-3	80	90	111,89	21,81	21,81	47,44	0,46	27,67	-17,02	-17,02
	U4-964-1	80	90	109,11	20,86	20,86	47,51	0,44	25,47	-16,36	-16,36
	U4-964-6	80	90	117,20	24,14	24,14	47,68	0,51	29,88	-16,53	-16,53
	U4-964-9	80	90	111,68	23,25	23,25	47,60	0,49	26,42	-15,20	-15,20

Tableau A.5 : Résultats des résistances en compression uniaxiale additionnelles utilisés dans le développement des courbes anisotropes de résistance en compression uniaxiale (tirés de Simon, 2009) (suite)

	Nom	β (°)	Essai Type	Poids (g)	H (mm)	Do (mm)	L/D	Aire (mm^2)	Volume (mm^3)	P.V. (gr/mm^3)	Rupture (kN)	Rupture (MPa)
Zone U4	94	25	σ_c	216,03	75,30	36,38	2,07	1039,48	78272,70	0,00276	78,90	75,90
	172	25	σ_c	203,32	71,12	36,12	1,97	1024,67	72874,80	0,00279	67,00	65,39
	121	35	σ_c	218,11	73,50	36,22	2,03	1030,36	75731,10	0,00288	82,20	79,78
	49	40	σ_c	497,00	100,02	47,45	2,11	1768,33	176868,00	0,00281	44,70	25,28
	187	45	σ_c	478,15	97,41	47,50	2,05	1772,06	172615,80	0,00277	103,40	58,35
	76	50	σ_c	215,33	73,32	36,35	2,02	1037,76	76088,90	0,00283	101,20	97,52
	154	70	σ_c	207,55	70,98	36,08	1,97	1022,41	72570,30	0,00286	172,90	169,11
	7	90	σ_c	494,79	99,26	47,61	2,08	1780,27	176709,80	0,00280	468,30	263,05
Zone U5a	130	20	σ_c	208,33	73,82	36,28	2,03	1033,77	76312,99	0,00273	88,20	85,32
	193	35	σ_c	476,45	97,17	47,56	2,04	1776,53	172625,80	0,00276	90,50	50,94
	103	40	σ_c	207,72	75,17	35,90	2,09	1012,23	76089,25	0,00273	87,10	86,05
	31	40	σ_c	487,29	99,86	47,36	2,11	1761,62	175915,80	0,00277	139,50	79,19
	13	82	σ_c	514,27	99,36	47,67	2,08	1784,76	177333,90	0,00290	271,40	152,07
	82	90	σ_c	214,94	75,69	36,26	2,09	1032,63	78159,90	0,00275	232,90	225,54
	127	90	σ_c	216,69	73,67	36,25	2,03	1032,06	76032,03	0,00285	228,10	221,01

ANNEXE E – EXEMPLE DE CALCUL DU $RMR_{ANISOTROPE}$

L'évaluation de la masse rocheuse schisteuse est séparée en deux grandes parties : l'attribution de la cote géotechnique pour une masse rocheuse schisteuse et l'évaluation du niveau de convergence subit en périphérie d'une excavation.

PARTIE 1 : LA CLASSIFICATION DE LA MASSE ROCHEUSE SCHISTEUSE SELON LE $RMR_{ANISOTROPE}$

Trois paramètres doivent être d'abord déterminés afin d'évaluer la cote géotechnique du $RMR_{anisotrope}$:

1. $RMR'_{isotrope}$

La première étape consiste à déterminer le $RMR'_{isotrope}$ de base, selon la modification proposée au tableau 7.1. Les résultats du Tableau A.6 sont basés sur l'évaluation du massif rocheux pour la zone 2.30 :

Tableau A.6 : Résultats évaluations du massif rocheux schisteux

Paramètres	(cote maximale)	Zone 2.30
A1 : σ_c	(15)	15,00
A2 : RDQ	(20)	17,95
A3 : E.D.	(30)	30,00
A4 : C.J.	(25)	11,78
A5 : EAU	(10)	10,00
	$RMR'_{isotrope}$ =	84,73

Ces valeurs sont obtenues d'après l'évaluation de la masse rocheuse de la zone 2.30, caractérisant le comportement isotrope. Ainsi, la masse rocheuse présente une cote de 84,73 comme valeur de base pour toute orientation. Cette valeur est néanmoins suggérée d'être effectuée sur la surface rocheuse exposée lorsque l'orientation de l'excavation est la plus favorable.

2. Facteur d'anisotropie ($\alpha_{anisotrope}$)

La deuxième partie nécessite l'évaluation du comportement anisotropie induite l'influence des plans de faiblesse à l'égard de l'orientation de l'axe directionnel de la galerie. Trois paramètres doivent ainsi être déterminés :

L'angle relatif (β_{paroi}) est calculé pour le mur et toit selon le pendage du schiste ($P_{schistosité}$), la forme d'excavation (P_{paroi}) et l'angle d'interception (ψ). Les angles sont pris par rapport à l'horizontale et le β_{paroi} produit est l'angle relatif entre les plans de foliation et la périphérie de l'excavation. L'angle relatif de la paroi est calculé selon les équations 5.6 et 5.7 pour un pendage du schiste ($P_{schistosité}$ = 65°), un parement vertical ($P_{parement}$ = 90°), un toit horizontal (P_{toit} = 0°) et pour une excavation étant parallèle à la direction des plans de schiste (ψ = 0°).

Parement :

$$\beta_{parement} = f(\psi, P_{schistosité}°, P_{parement}°) = \frac{\psi[90 - (P_{parement}° - P_{schistosité}°)]}{90} + (P_{parement}° - P_{schistosité}°)$$

$$\beta_{parement} = \frac{0[90 - (90° - 65°)]}{90} + (90° - 65°)$$

$$\boldsymbol{\beta_{parement} = 25°}$$

Toit :

$$\beta_{toit} = f(\psi, P_{schistosité}°, P_{toit}°) = \frac{\psi[90 - (P_{schistosité}° - P_{toit}°)]}{90} + (P_{schistosité}° - P_{toit}°)$$

$$\beta_{toit} = \frac{0[90 - (65° - 0°)]}{90} + (65° - 0°)$$

$$\boldsymbol{\beta_{toit} = 65°}$$

Par la suite, il faut déterminer le degré d'anisotropie relative (R_β) de la paroi correspondant à l'unité géologique de la zone étudié. Étant donné que la zone 2.30 est située dans l'unité U4, l'équation 5.4 est utilisée :

$$R_{\beta,\ U4} = \frac{0{,}0717\beta_{paroi}^2 - 5{,}3431\beta_{paroi} + 159{,}63}{259{,}52}$$

Parement :

$$R_{\beta,\ parament} = \frac{0{,}0717\beta_{parement}^2 - 5{,}3431\beta_{parement} + 159{,}63}{259{,}52}$$

$$R_{\beta,\ parament} = \frac{0{,}0717 \cdot 25^2 - 5{,}3431 \cdot 25 + 159{,}63}{259{,}52}$$

$$\boldsymbol{R_{\beta,\ parament} = 0{,}273}$$

Toit :

$$R_{\beta,\ toit} = \frac{0{,}0717\beta_{toit}^2 - 5{,}3431\beta_{toit} + 159{,}63}{259{,}52}$$

$$R_{\beta,\ toit} = \frac{0{,}0717 \cdot 65^2 - 5{,}3431 \cdot 65 + 159{,}63}{259{,}52}$$

$$\boldsymbol{R_{\beta,\ toit} = 0{,}444}$$

Finalement, il suffit de calculer le facteur d'anisotropie ($\alpha_{anisotrope}$) pour la paroi selon l'équation 5.8 et en faire une moyenne (équation 5.9) :

$$\alpha_{anisotrope;\boldsymbol{paroi}} = f(\psi, R_\beta) = \left[(1 - R_\beta)\frac{\psi}{90}\right] + R_\beta$$

Parement :

$$\alpha_{anisotrope;\boldsymbol{parement}} = \left[(1 - 0{,}273)\frac{0}{90}\right] + 0{,}273$$

$$\alpha_{anisotrope;\boldsymbol{parement}} = 0{,}273$$

Toit :

$$\alpha_{anisotrope;\boldsymbol{toit}} = \left[(1 - 0{,}444)\frac{0}{90}\right] + 0{,}444$$

$$\alpha_{anisotrope;\boldsymbol{toit}} = 0{,}444$$

Périphérie :

$$\alpha_{anisotrope} = \frac{\alpha_{anisotrope;\boldsymbol{parement}} + \alpha_{anisotrope\,;\boldsymbol{toit}}}{2}$$

$$\alpha_{anisotrope} = \frac{0{,}273 + 0{,}444}{2}$$

$$\boldsymbol{\alpha_{anisotrope} = 0{,}359}$$

3. Facteur de correction pour l'espacement des plans de schiste ($D_{schiste}$)

Afin de déterminer le facteur $D_{schiste}$, il faut premièrement interpréter l'espacement des plans de schiste (paramètre s) selon la classification du Tableau 5.2. Cette classification représente la relation entre divers intervalles d'espacement des plans de schiste et leurs cotes correspondantes.

Pour un espacement mécanique où les plans de foliation sont évalués à 5 cm, le paramètre s correspond à la cote s' dont la valeur est 1.

Par la suite, l'équation 5.11 permet de relier la cote obtenue vers le paramètre $S_{schiste}$ représentant la relation de l'espacement de la foliation observable sur le terrain, en conservant la valeur déterminée de la réduction pour l'anisotropie ($\alpha_{anisotrope}$) :

$$S_{schiste} = \alpha_{anisotrope} + \left(1 - \alpha_{anisotrope}\right)\frac{s}{4}$$

$$S_{schiste} = 0{,}359 + (1 - 0{,}359)\frac{1}{4}$$

$$S_{schiste} = 0{,}519$$

Finalement, l'équation 5.10 permet d'évaluer la valeur du paramètre correctif ($D_{schiste}$) tenant compte de l'influence de l'espacement relatif des plans de schiste.

$$D_{schiste} = \frac{1}{\alpha_{anisotrope}} \cdot (S_{schiste})$$

$$D_{schiste} = \frac{1}{0{,}359} \cdot (0{,}519)$$

$$\boldsymbol{D_{schiste} = 1{,}447}$$

Une fois ces paramètres déterminés, il suffit de multiplier ceux-ci afin d'obtenir la cote $RMR_{anisotrope}$, selon l'équation 5.1 :

$$\mathrm{RMR_{anisotropie}} = \mathrm{RMR'_{isotrope}} \cdot \alpha_{\mathrm{anisotrope}} \cdot D_{schiste}$$

$$\mathrm{RMR_{anisotrope}} = 84{,}73 \cdot 0{,}359 \cdot 1{,}447$$

$$\mathrm{RMR_{anisotrope}} = 43{,}97$$

PARTIE 2 : ÉVALUATION DU NIVEAU DE CONVERGENCE BASÉ SUR LA CLASSIFICATION ADAPTÉE AU MASSIF ROCHEUX

Une fois la cote de design évalué, il est possible d'estimer le niveau de convergence qui va être ressentie dans la périphérie de l'excavation.

Ainsi, la cote finale est évaluée à 44 pour une excavation de forme typique, dans un massif schisteux dont le pendage des plans de faiblesse est jugé à 65°, l'angle d'interception est de 0°, et dont l'espacement mécanique des plans du schiste est en moyenne de 5 cm.

Une comparaison entre la cote de design et de base permet d'évaluer l'impact de la foliation sur la stabilité de l'excavation pour un angle d'interception précise.

$$\frac{RMR_{anisotrope}}{RMR'_{isotrope}} = \frac{43{,}97}{84{,}73} = 0{,}5189 \cdot 100 = 51{,}89\%$$

Selon ce rapport, il est possible d'estimer le type et le niveau de convergence selon la classification du comportement convergent (CCC) établi au Tableau 5.7.

Pour cette mise en situation, le type de convergence est établi à un type sévère, ce qui est relié à un niveau de fermeture par rapport au rayon de la galerie de 2,5 à 5 %. Cette estimation n'est valable que pour un intervalle de ratio de contrainte précis ($\sigma_1/\sigma_{c\beta}$ = 0,3 à 0,7).

D'après l'exemple employé, le ratio de contrainte peut être calculé séparément aux parements et toits. Le ratio de contrainte maximale est de $\sigma_1/\sigma_{c\beta}$ = 0,48 pour le parement, ce qui correspond à un ratio de contrainte admissible d'après l'intervalle défini. Il semble adéquat d'utiliser que le pire ratio entre le parement ou le toit. La valeur du ratio calculé est simplement la contrainte in situ principale majeure (celle-ci est définie au Tableau 3.4 pour le Projet Westwood) sur la résistance en compression uniaxiale selon l'angle relatif (β_{paroi}). Le dernier paramètre est dépendant de la courbe de résistance en compression uniaxiale ressortie en laboratoire pour une unité géologique précise, Figure 4.4 ou l'équation 4.3 pour l'unité U4.