

**Soutènement
des excavations minières
souterraines**

ÉTUDES ET RECHERCHES

John Hadjigeorgiou
Jean-François Lessard
Martin Grenon

Mai 2001

R-268

RAPPORT



La recherche, pour mieux comprendre

L'Institut de recherche en santé et en sécurité du travail du Québec (IRSST) est un organisme de recherche scientifique voué à l'identification et à l'élimination à la source des dangers professionnels, et à la réadaptation des travailleurs qui en sont victimes. Financé par la CSST, l'Institut réalise et finance, par subvention ou contrats, des recherches qui visent à réduire les coûts humains et financiers occasionnés par les accidents de travail et les maladies professionnelles.

Pour tout connaître de l'actualité de la recherche menée ou financée par l'IRSST, abonnez-vous gratuitement au magazine *Prévention au travail*, publié conjointement par la CSST et l'Institut.

Les résultats des travaux de l'Institut sont présentés dans une série de publications, disponibles sur demande à la Direction des communications.

Il est possible de se procurer le catalogue des publications de l'Institut et de s'abonner à *Prévention au travail* en écrivant à l'adresse au bas de cette page.

ATTENTION

Cette version numérique vous est offerte à titre d'information seulement. Bien que tout ait été mis en œuvre pour préserver la qualité des documents lors du transfert numérique, il se peut que certains caractères aient été omis, altérés ou effacés. Les données contenues dans les tableaux et graphiques doivent être vérifiées à l'aide de la version papier avant utilisation.

Dépôt légal
Bibliothèque nationale du Québec

IRSST - Direction des communications
505, boul. de Maisonneuve Ouest
Montréal (Québec)
H3A 3C2
Téléphone : (514) 288-1 551
Télécopieur: (514) 288-7636
Site internet : www.irsst.qc.ca
© Institut de recherche en santé
et en sécurité du travail du Québec,

Soutènement des excavations minières souterraines

ÉTUDES ET RECHERCHES

John Hadjigeorgiou, Jean-François Lessard et Martin Grenon
Université Laval

RAPPORT

Cliquez recherche
www.irsst.qc.ca



Cette publication est disponible
en version PDF
sur le site internet de l'IRSST.

Cette étude a été financée par l'IRSST. Les conclusions et recommandations sont celles des auteurs.

Sommaire

Une caractérisation adéquate de la nature tridimensionnelle de la fracturation de la masse rocheuse est un pré-requis essentiel à la prévision du comportement de la masse rocheuse et au design du soutènement.

Les méthodes de design du soutènement minier actuelles ne considèrent pas adéquatement la nature tridimensionnelle de la masse rocheuse. Il est donc impératif d'élaborer des méthodes de caractérisation qui reflète mieux les propriétés structurales de la masse rocheuse.

Au cours de ce projet, six sites miniers furent visités : les mines Louvicourt, Heath Steele Mines, Brunswick Mining and Smelting, Kiena, Bell-Allard et Bousquet. Lors de ces visites, des campagnes d'acquisition de données géomécaniques furent réalisées. Ces campagnes auront permis de caractériser adéquatement la fracturation de 46 sites d'études.

Les travaux de terrains effectués lors de ce projet ont permis d'évaluer la blocométrie des différents sites à l'étude à l'aide d'un modèle numérique permettant de simuler un massif rocheux fracturé. Un processus de validation a été développé dans le modèle afin de s'assurer de l'exactitude de la génération. La blocométrie s'est avérée un outil adéquat afin de caractériser les propriétés structurales de la masse rocheuse. La blocométrie des sites à l'étude a été comparée aux différents indices standards de classification géomécanique. Ces indices standards se sont révélés inaptes à évaluer adéquatement la fracturation du massif rocheux.

La base de données constituée a aussi permis l'évaluation des principales méthodes actuelles de conception du soutènement minier. L'applicabilité des méthodes déterministes a été évaluée en utilisant Unwedge, un logiciel de conception du soutènement minier basé sur ces méthodes. Les faiblesses de ces méthodes ont été démontrées.

Une méthodologie de conception du soutènement basée sur les modèles de réseau de joints a été élaborée dans le cadre de ce projet et est proposée ici. Cette méthodologie permet d'évaluer les blocs formés aux parois des excavations à l'aide du massif fracturé simulé. Cette procédure d'analyse des blocs formés aux parois des excavations est plus réaliste que la méthode traditionnelle déterministe qui évalue le volume du bloc de grandeur maximale qui puisse se former dans une excavation. Un outil, plus efficace que les méthodes traditionnelles, permettant d'étudier l'influence du soutènement sur la stabilité des blocs formés est désormais disponible pour les ingénieurs miniers.

TABLE DES MATIÈRES

1	INTRODUCTION.....	1
1.1	DÉFINITION DU PROBLÈME	1
1.2	OBJECTIFS DU PROJET.....	1
2	MÉTHODOLOGIE.....	2
2.1	ACQUISITION DES DONNÉES GÉOMÉCANIQUES.....	2
2.2	MÉTHODES USUELLES DE CARACTÉRISATION DE LA FRACTURATION DE LA MASSE ROCHEUSE	3
2.2.1	Espacement et fréquence linéaire des discontinuités	3
2.2.2	Compte volumétrique des discontinuités	5
2.2.3	Rock Quality Designation	5
2.3	REVUE DES PRINCIPALES MÉTHODES DE CLASSIFICATION GÉOMÉCANIQUE	6
2.4	MODÈLES DE RÉSEAU DE DISCONTINUITÉS	6
2.5	REVUE DES MÉTHODES TRADITIONNELLES DE CONCEPTION DE SOUTÈNEMENT	10
2.5.1	Méthodes empiriques	11
2.5.2	Méthodes déterministes en deux et trois dimensions	12
3	RÉSULTATS	14
3.1	ACQUISITION DES DONNÉES GÉOMÉCANIQUES.....	14
3.2	ANALYSE STATISTIQUE DE LA BASE DE DONNÉES	14
3.2.1	Orientation.....	16
3.2.2	Longueurs-trace.....	16
3.2.3	Fréquence linéaire et espacement des discontinuités	16
3.3	ÉVALUATION DES INDICES CLASSIQUES DE CARACTÉRISATION DU MASSIF ROCHEUX.....	16
3.4	COMPARAISON DES DIVERSES APPROCHES DE CARACTÉRISATION	18
3.5	CARACTÉRISATION DU MASSIF ROCHEUX FRACTURÉ À L'AIDE DE LA BLOCOMÉTRIE.....	19
3.6	CONCEPTION DU SUPPORT DE TERRAIN SELON LES MÉTHODES DÉTERMINISTES.....	21
3.6.1	Conception du support de terrain à l'aide du logiciel Unwedge	21
3.6.2	Évaluation du support requis par la méthode de l'indice de viabilité.....	23
3.7	DÉVELOPPEMENT D'UNE MÉTHODOLOGIE DE CONCEPTION DU SOUTÈNEMENT BASÉE SUR LES RÉSEAUX DE DISCONTINUITÉS SIMULÉES.....	26
3.7.1	Utilisation des réseaux de discontinuités simulés pour les galerie.....	26
3.8	ANALYSE DES SITES D'ÉTUDES DANS LE CAS DES GALERIES	29
3.9	ANALYSE DES SITES D'ÉTUDES DANS LE CAS DES CHANTIERS.....	32
3.10	EFFETS DES CONTRAINTES SUR LA STABILITÉ DES GALERIES SOUTERRAINES EN MILIEU FRACTURÉ.....	33
3.10.1	Représentation traditionnelle des discontinuités à l'aide de UDEC.....	33
3.10.2	Génération par Stereoblock des discontinuités modélisées à l'aide de UDEC	35
3.10.3	Cas d'étude permettant l'analyse de la stabilité d'un massif rocheux fracturé soumis à un état de contraintes	37

4	DISCUSSION DES RÉSULTATS	39
4.1	CARACTÉRISATION DE LA NATURE DISCONTINUE DU MASSIF ROCHEUX	39
4.2	CONCEPTION DU SUPPORT DE TERRAIN.....	40
4.2.1	Méthodes empiriques	40
4.2.2	Méthodes analytiques.....	40
4.2.3	Les méthodes basées sur les modèles de réseaux de joints	40
5	CONCLUSIONS	41
5.1	APPLICABILITÉ DES RÉSULTATS.....	44
5.2	RETOMBÉES ÉVENTUELLES.....	44
6	LISTES DES PUBLICATIONS DANS LE CADRE DE CE PROJET	45
7	RÉFÉRENCES.....	45

1 INTRODUCTION

1.1 Définition du problème

La plupart des excavations minières sont réalisées dans un massif rocheux présentant des discontinuités. La présence de plans de faiblesse provoque une division du massif rocheux en une série de blocs dont la taille, la forme et l'orientation influencent la stabilité des ouvrages souterrains. La figure 1.1 illustre les caractéristiques importantes de la structure géologique. Plusieurs accidents liés aux chutes de terrain se produisent chaque année dans les mines souterraines du Québec. Habituellement, ces chutes sont imputables à des ruptures structurales où les stratégies de soutènement se sont avérées inadéquates. Il est généralement admis que l'élément essentiel à la prédiction du comportement de la masse rocheuse et au design du soutènement requis est une caractérisation adéquate de la nature tridimensionnelle de la fracturation de la masse rocheuse. Il est toutefois paradoxal de constater que la plupart des méthodes afin de caractériser la masse rocheuse ne réussissent pas à quantifier adéquatement sa fracturation. Les méthodes habituellement utilisées afin d'évaluer le support requis sont basées sur des hypothèses ne reflétant pas non plus la nature tridimensionnelle de la masse rocheuse. Une méthode de design du soutènement reposant sur une caractérisation adéquate de la masse rocheuse est nécessaire.

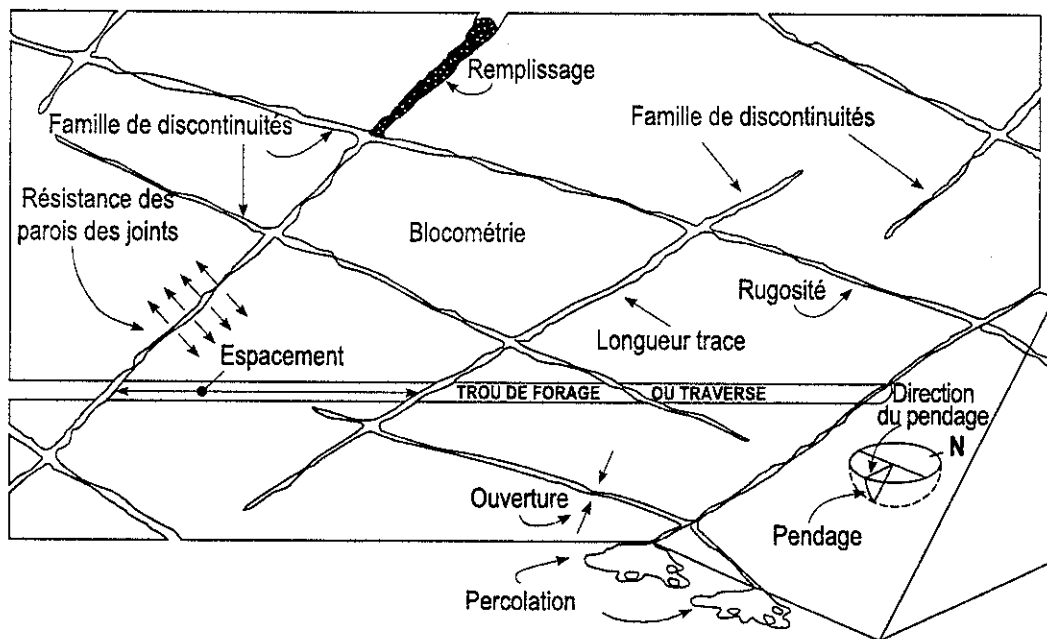


Figure 1.1. Caractéristiques importantes du massif rocheux, d'après Hudson et Harrison (1997).

1.2 Objectifs du projet

Ce projet vise à améliorer les connaissances actuelles des interactions entre le support de terrain et le massif rocheux. Pour ce faire, le premier objectif consiste à développer et à améliorer un modèle de génération réaliste des réseaux tridimensionnels de discontinuités. Ce modèle reposera sur la quantification statistique de l'échantillonnage des propriétés structurales du massif

rocheux. Des méthodes de quantification des réseaux modélisés seront également développées et analysées.

Le second objectif consiste à élaborer des méthodologies de design reposant sur la représentation numérique développée dans le cadre du premier objectif. Ces méthodologies serviront à analyser la stabilité et le renforcement des blocs rocheux aux parois des galeries et des chantiers.

2 MÉTHODOLOGIE

2.1 Acquisition des données géomécaniques

L'acquisition de données géomécaniques est primordiale dans le processus de conception des ouvertures souterraines. En effet, aucun système de classification géomécanique ne peut compenser le manque de données de terrain. De la même façon, la validité des résultats obtenus à l'aide des modèles numériques les plus sophistiqués est sujette à la qualité de ces données.

Au stade de l'étude de faisabilité d'un nouveau projet minier, les seules données géomécaniques accessibles sont celles obtenues grâce aux carottes de forage. L'information ainsi obtenue est limitée. Les données préliminaires obtenues à ce stade, ne seront pas nécessairement applicable au cours des stades ultérieurs d'exploitation où les travaux de développement mèneront à différents types de roches et/ou différentes intensités de fracturation. Elles devront être mises à jour et augmentées lorsque des surfaces d'excavation seront accessibles.

Une revue des différentes méthodes d'échantillonnage des faces rocheuses, Hadjigeorgiou et al. (1995) a démontrée que les relevés par traverses usuels, figure 2.1, permettent d'amasser l'essentiel de l'information structurale nécessaire : la position des discontinuités le long de la traverse, la longueur des traces des discontinuités ainsi que l'orientation de celles-ci. Habituellement, un ruban à mesurer tendu entre deux point fait office de traverse.

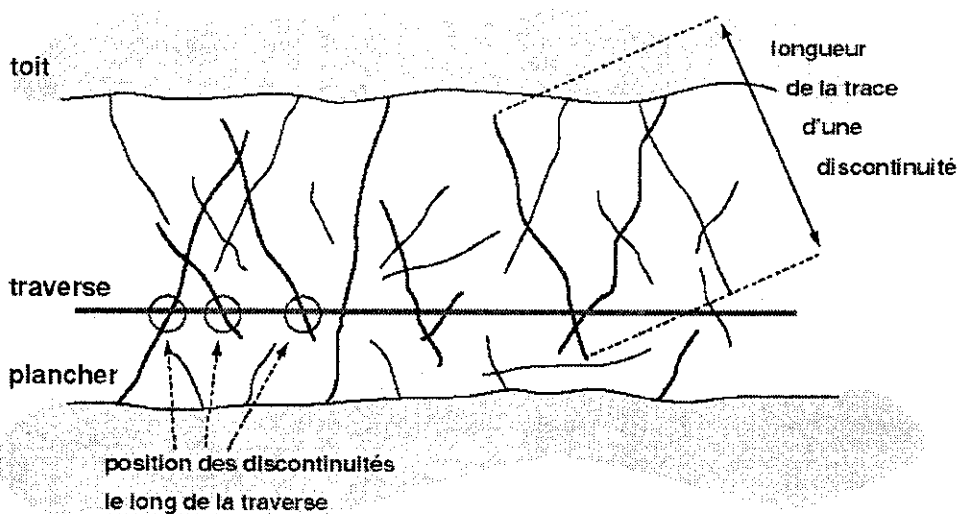


Figure 2.1. Relevés structuraux par traverse.

Trois traverses mutuellement perpendiculaires devrait idéalement être établies afin de minimiser les biais d'échantillonnage inhérente à cette méthode. Certains inconvénients sont toutefois associés à la réalisation de ce type de relevé. La réalisation de ces relevé prend un temps considérable. De plus, l'accès aux parois rocheuses est souvent limité dans le temps et dans l'espace et il est parfois impossible de retourner aux endroits échantillonnés pour compléter la base de données. Ces inconvénients peuvent constituer un problème important puisque ces relevés sont à la base d'un design optimal.

2.2 Méthodes usuelles de caractérisation de la fracturation de la masse rocheuse

2.2.1 Espacement et fréquence linéaire des discontinuités

L'espacement des discontinuités peut être défini comme étant la distance entre deux discontinuités, mesurée le long d'une ligne d'orientation et de localisation déterminées. Il est important de distinguer trois types d'espacements, Priest (1993). L'espacement total est défini comme étant la distance entre deux discontinuités successives, mesurée le long d'une ligne d'orientation et de localisation aléatoires, figure 2.2. L'espacement apparent est défini comme étant la distance entre deux discontinuités successives d'une même famille, mesurée le long d'une ligne d'orientation et de localisation aléatoires, figure 2.3. L'espacement normal est défini comme étant la distance entre deux discontinuités successives d'une même famille, mesurée le long d'une ligne perpendiculaire à l'orientation de cette famille, figure 2.4.

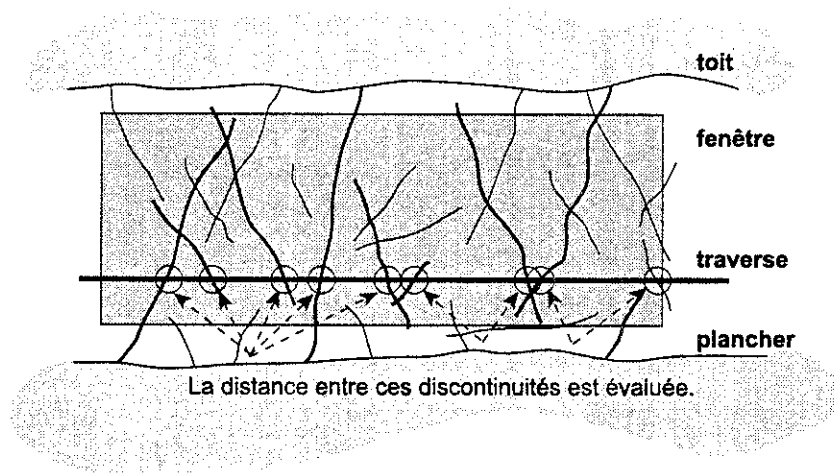


Figure 2.2. Espacement total des discontinuités.

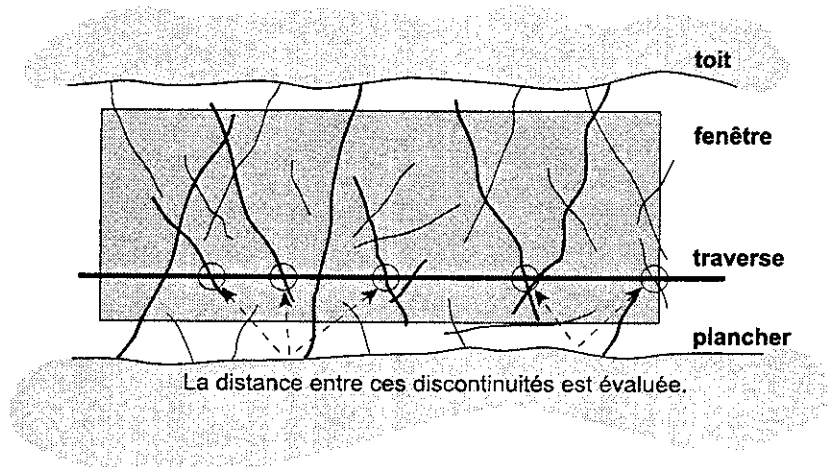


Figure 2.3. Espacement apparent d'une famille de discontinuités.

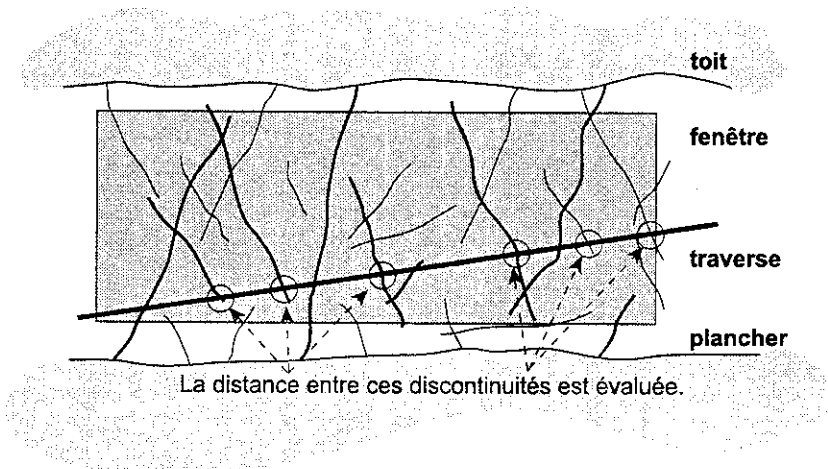


Figure 2.4. Espacement normal d'une famille de discontinuités.

La fréquence est définie comme étant le nombre de discontinuités interceptées le long d'une ligne de longueur unitaire. La méthode la plus adéquate afin d'estimer la fréquence des discontinuités est d'inverser la valeur d'espacement obtenue le long d'une ligne d'échantillonnage, Priest (1993). Selon cette approche, il est possible d'évaluer la fréquence totale, apparente et normale.

La fréquence linéaire totale de l'ensemble des discontinuités est couramment utilisée afin de caractériser l'état de la fracturation d'un massif rocheux. Puisque la fracturation n'est pas isotrope, la fréquence linéaire totale caractérisant l'ensemble des discontinuités varie en fonction de l'orientation de la ligne d'échantillonnage. Cette méthode n'est pas adéquate pour la caractérisation des conditions structurales d'un massif rocheux.

Les fréquences normales caractérisant chacune des familles de discontinuités sont indépendantes de l'orientation des traverses d'échantillonnage. Ces valeurs sont uniques. Elles offrent une caractérisation adéquate de la fracturation des diverses familles.

La fréquence totale utilisée afin de quantifier les discontinuités aléatoires s'avère également une approche adéquate. En effet, puisque l'orientation des discontinuités aléatoires est distribuée uniformément, la fréquence totale caractérisant ces discontinuités est isotrope.

2.2.2 Compte volumétrique des discontinuités

Le taux de fracturation du réseau de discontinuités peut être quantifié à l'aide du compte volumétrique des joints (J_v), ISRM (1978). Cette valeur est obtenue en additionnant la fréquence linéaire normale de chacune des familles de discontinuités (λ_i) et la fréquence totale des discontinuités aléatoires, équation 2.1.

$$J_v = \sum \lambda_i \quad (2.1)$$

Cette approche constitue la première méthode de caractérisation du massif rocheux visant à considérer la nature tridimensionnelle de la fracturation.

2.2.3 Rock Quality Designation

Le RQD, Deere (1967), a été introduit afin de quantifier le taux de récupération d'une carotte de forage. Il est défini comme étant la sommation de la longueur des bouts de roc intact plus grand que 10 cm divisée par la longueur totale de carotte. Un tronçon de roc intact est borné par deux discontinuités naturelles, les cassures créées par le forage devraient être ignorées.

Les données échantillonnées lors de relevés par traverses peuvent également être utilisées pour évaluer le RQD. Priest (1993), propose une relation mathématique liant la fréquence linéaire totale à celui-ci, équation 2.2.

$$RQD = 100e^{-0.1\lambda} (1 + 0.1\lambda_i) \quad (2.2)$$

Étant donné que le paramètre géomécanique le plus couramment utilisé dans les mines est le RQD, Palmstrøm (1982) a développé une relation afin de considérer l'anisotropie du régime structural.

$$RQD = 115 - 3.3J_v \quad (2.3)$$

Les faiblesses du RQD sont principalement liées au biais pouvant être introduit par l'orientation des lignes d'échantillonnage et à son insensibilité dans les massifs rocheux de bonne qualité. Les résultats de RQD obtenus sont en effet fortement influencés par l'orientation des traverses d'échantillonnage ou des carottes de forage. Le RQD est, de plus, insensible lorsque la fréquence linéaire totale est supérieure à 3 m⁻¹. Puisque cette valeur est typique d'un roc moyennement fracturé, l'utilité du RQD devient donc discutable dans les massifs rocheux de bonne qualité. Idéalement, cet indice devrait être utilisé uniquement afin délimiter grossièrement les zones potentiellement à risque.

2.3 Revue des principales méthodes de classification géomécanique

Les méthodes de classification géomécanique sont les outils de caractérisation du massif rocheux les plus utilisés. Le système de classification RMR, Bieniawski (1974), a été introduit afin d'offrir une méthode de caractérisation géomécanique principalement lors de l'excavation de tunnels. Le RMR est évalué à l'aide de la relation suivante:

$$RMR = A + B + C + D + E - F \quad (2.4)$$

Où

A	est le paramètre relatif à la résistance en compression uniaxiale du roc
B	est le paramètre relatif au RQD
C	est le paramètre relatif au plus petit espacement normal d'une famille
D	est le paramètre relatif à la rugosité et l'altération des discontinuités
E	est le paramètre relatif à la présence d'eau
F	est le paramètre relatif à l'orientation de la galerie vs. l'orientation de la famille de discontinuités critique

Le Norwegian Geotechnical Institute (NGI) a développé le Tunelling Quality Index, Q, Barton et al. (1974). Tout comme le RMR il reflète la nécessité de considérer plusieurs paramètres géomécaniques afin de quantifier le comportement du massif rocheux.

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \quad (2.5)$$

où

RQD	est le Rock Quality Designation.
J_n	est le paramètre relatif au nombre de familles de joints.
J_r	est le paramètre relatif à la rugosité des joints.
J_a	est le paramètre relatif à l'altération des joints.
J_w	est le paramètre relatif à l'infiltration d'eau.
SRF	est le paramètre relatif aux contraintes.

Bien que couramment utilisés, certaines faiblesses sont toutefois associées à ces outils de classification, Milne et al. (1999). Il est en effet difficile de justifier les différentes pondérations assignées arbitrairement aux différentes propriétés évaluées lors de la classification. De plus, Grenon (2000) a démontré que ces deux systèmes ne reflètent pas adéquatement la fracturation inhérente au massif rocheux. De plus ces indices ont principalement été développés pour des applications du génie civil tel le tunnelage. La base de données qui a servi à élaborer ces indices reflète donc mal les conditions rencontrées dans les mines souterraines.

2.4 Modèles de réseau de discontinuités

Hadjigeorgiou et al. (1995) ont identifié les caractéristiques que doit posséder un outil de modélisation des réseaux de discontinuités afin d'être utilisable de manière routinière dans les

mines. Le modèle devra être compatible avec les résultats d'un relevé de discontinuités par traverses, permettre la modélisation de plusieurs familles de discontinuités et de discontinuités aléatoires, simuler des discontinuités de dimensions finies, permettre la validation des réseaux générés, permettre la quantification de la fracturation in-situ du massif simulé et finalement être compatible avec les logiciels de modélisation et de conception.

Au cours des dernières années, plusieurs outils de génération des réseaux de discontinuités ont été élaborés. Les modèles FracMan, Dershowitz et al. (1996), Simblock, Peaker (1990), Blocks, Maerz & Germain (1992), Safex, Windsor (1999) et Stereoblock, Lessard (1996) et Grenon (1997) sont les plus connus et/ou les plus facilement accessibles. Ces derniers reposent sur des bases théoriques très différentes. Le tableau 2.1 décrit comment ces outils de génération rencontrent les caractéristiques essentielles décrites par Hadjigeorgiou et al. (1995).

Tableau 2.1 Comparaison des divers modèles de génération des discontinuités.

	FracMan	Block	Simblock	Safex	Stereoblock
Compatible avec un échantillonnage par traverses.		✓	✓	✓	✓
Permet la génération de plus de trois familles de joints.	✓	✓		✓	✓
Permet la génération de discontinuités aléatoires.		✓			✓
Permet la génération de discontinuités de dimensions finies	✓			✓	✓
Permet la validation des simulations	✓				✓

Aucun des outils de génération disponibles actuellement ne répond parfaitement aux critères établis. FracMan n'est pas en mesure d'intégrer les données provenant de traverses d'échantillonnage. De plus, la littérature ne permet pas de conclure qu'il peut générer adéquatement les discontinuités aléatoires. Les modèles Blocks et Simblock ne permettent pas la modélisation de discontinuités finies ni la validation du réseaux de discontinuités simulé. Safex ne permet pas la génération de discontinuités aléatoires ni la validation des réseaux de discontinuités simulés.

Les travaux de terrain réalisés au cours de ce travail indiquent que les discontinuités aléatoires représentent régulièrement plus de 30% des discontinuités échantillonnées et que la dimension des discontinuités n'est pas infinie. Un modèle de génération efficace doit donc considérer adéquatement ces caractéristiques. Le relevé de discontinuités par traverses est le seul type de relevé réalisable sur une base régulière en milieu minier souterrain. Le modèle numérique doit être compatible avec ce type de relevé. Finalement, un processus de validation doit permettre de vérifier de la justesse de la simulation.

Le modèle Stereoblock a été développé afin qu'il rencontre l'ensemble des critères établis par Hadjigeorgiou et al. (1995). Ce modèle numérique permettant la génération des discontinuités, a été développé à l'Université Laval afin de donner aux ingénieurs un outil de conception en milieu fracturé. Il intègre les travaux de Baecher et al. (1977), Villaescusa (1991), Lessard (1996) et Grenon (1997).

La supposition de base du modèle de Baecher est la représentation des discontinuités à l'aide de disques, figure 2.5. Il permet la génération de discontinuités non-coplanaires qui se terminent dans le roc intact. Les discontinuités modélisées peuvent également s'intercepter entre elles. Ce modèle ne permet toutefois pas la représentation adéquate de discontinuités terminant sur une autre discontinuité. Néanmoins, la représentation circulaire des discontinuités facilite la représentation mathématique du problème à l'étude.

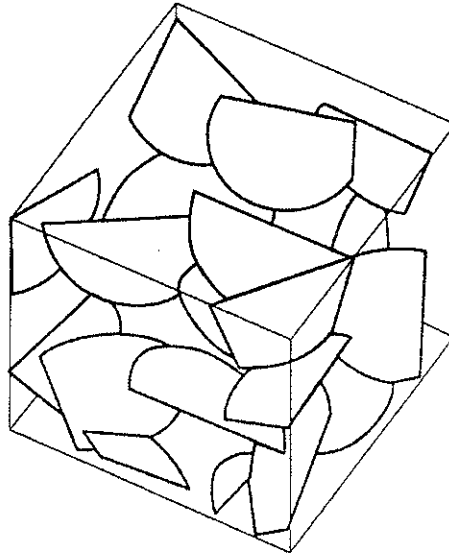


Figure 2.5. Modèle de Baecher.

Les discontinuités sont définies dans l'espace à l'aide de six paramètres, Grenon (2000) :

- les coordonnées du centre du disque (x, y, z) générées selon une distribution uniforme
- l'orientation du disque (pendage et direction du pendage) généré statistiquement selon les distributions évaluée à partir des données de terrain
- le diamètre du disque généré statistiquement selon les distributions des longueurs traces observées sur le terrains.

Le nombre de centre de joint est évalué selon une méthode proposée par Warburton (1980). La relation entre les longueurs-trace et le diamètre des joints est tirée des travaux de Villaescusa (1991). Les bases théoriques de Stereoblock sont présentées de manière exhaustive par Grenon (2000). Cette représentation adéquate des discontinuités permet d'atteindre le premier objectif de cette recherche. Celui-ci était de développer un outil permettant une représentation réaliste des conditions structurales de terrain.

La méthodologie à adopter lors de l'utilisation de Stereoblock est synthétisée à la figure 2.6. La première étape consiste à échantillonner les réseaux de discontinuités à l'aide de relevés par traverses ou de carottes de forage. Deuxièmement, une analyse statistique détaillée est réalisée afin de caractériser l'espacement, l'orientation et la longueur des traces des discontinuités. Troisièmement, en fonction des résultats de l'analyse statistique, un massif rocheux est simulé. Un processus de validation permet de quantifier l'applicabilité de la génération en comparant statistiquement les résultats de relevés de joints simulés dans le massif ainsi généré avec les relevés de joints effectués sur les sites réels. La simulation est acceptée ou rejetée selon que les résultats soient statistiquement similaires ou non. L'annexe D présente les stéréonets obtenus

pour les relevés de joints simulés dans les massifs fracturés générés par Stereoblock. L'annexe E présente les résultats des validations statistiques effectuées sur les massifs simulés pour chacun des sites.

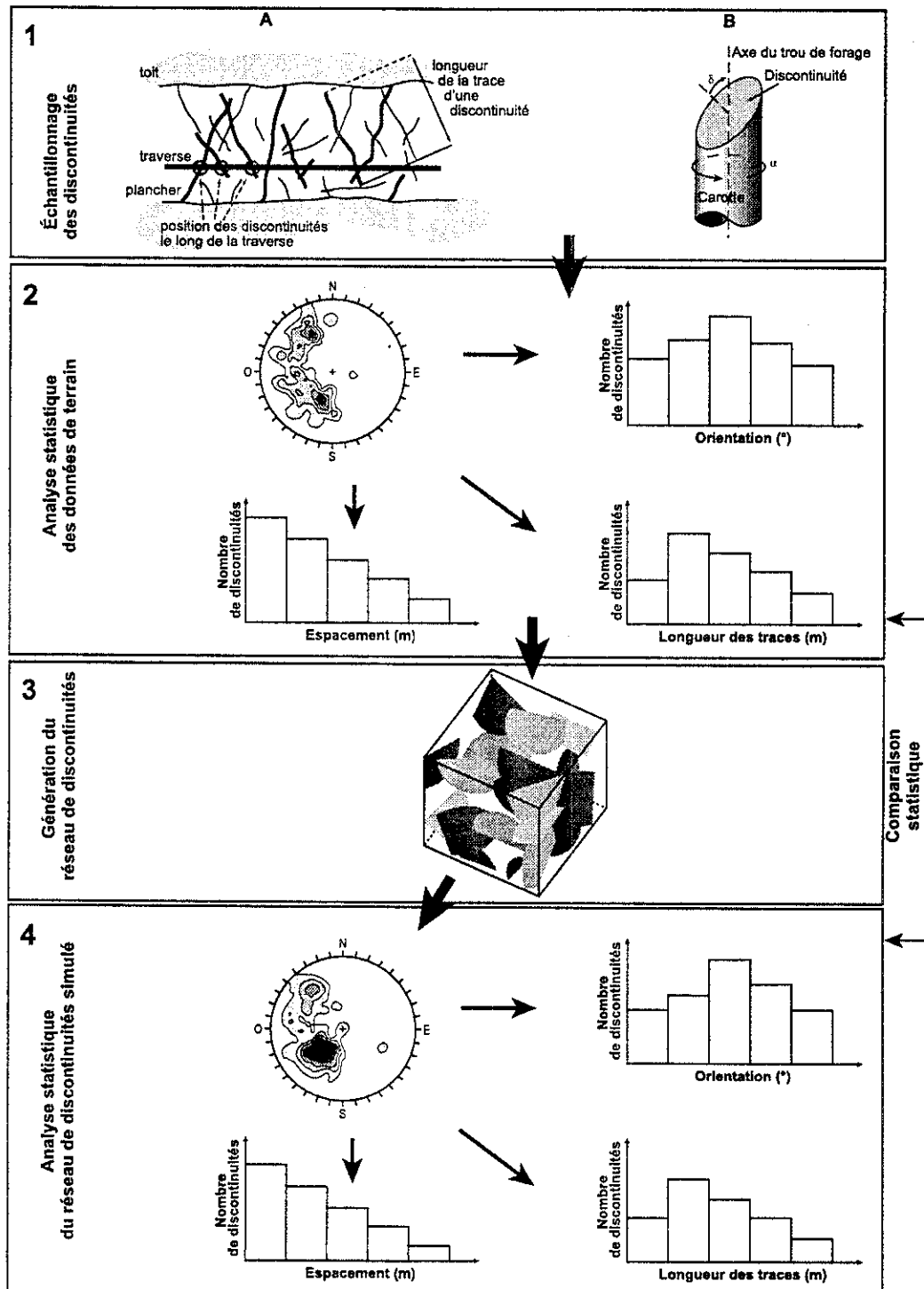


Figure 2.6. Schéma conceptualisé de la génération de réseaux de discontinuités à l'aide de Stereoblock.

2.5 Revue des méthodes traditionnelles de conception de soutènement

Afin d'atteindre le second objectif, les méthodes actuelles de conception du soutènement furent analysées. Les méthodes de conception du soutènement utilisées dans l'industrie minière servent principalement pour deux types d'excavations souterraines soit les galeries (ouvertures permanentes) et les chantiers (ouvertures temporaires). La plupart des mines québécoises utilisent maintenant des méthodes de minage par chantier ouvert dans lequel la circulation d'hommes est interdite. Le support de ces chantiers ouvert est conçu en fonction de réduire au minimum la dilution du minerai. Le soutènement des galeries permanentes, par contre, doit retenir une attention particulière. Ces galeries seront, en effet, utilisées durant la majeure partie de l'opération de la mine et verront une circulation plus ou moins intense des travailleurs et de la machinerie.

L'action réelle du soutènement est très complexe. Une explication simplifiée des différentes fonctions du soutènement a été donnée par McCreath et Kaiser (1992). En se référant à la figure 2.7, il est possible d'identifier ces principales fonctions comme étant le renforcement du massif rocheux, la retenue des blocs de roche, le lien entre les éléments de rétention ou encore le maintien sécuritaire de ces derniers.

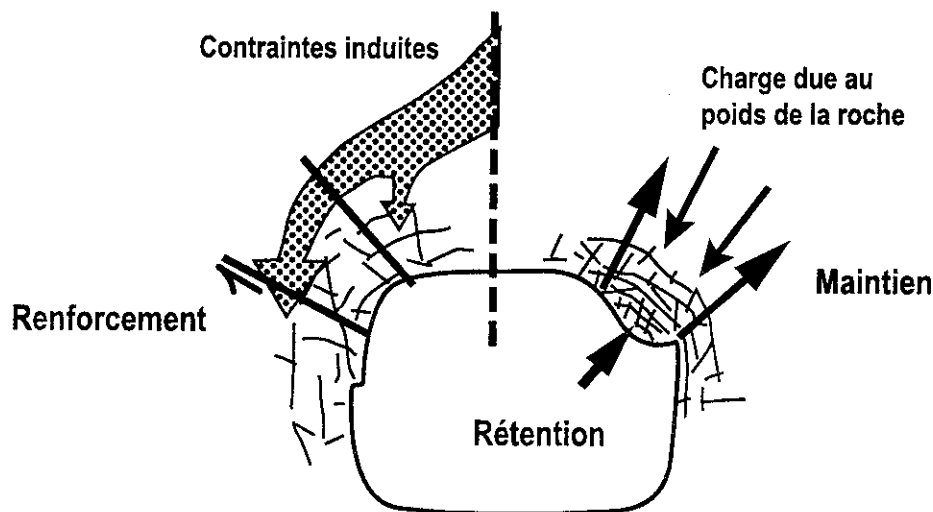


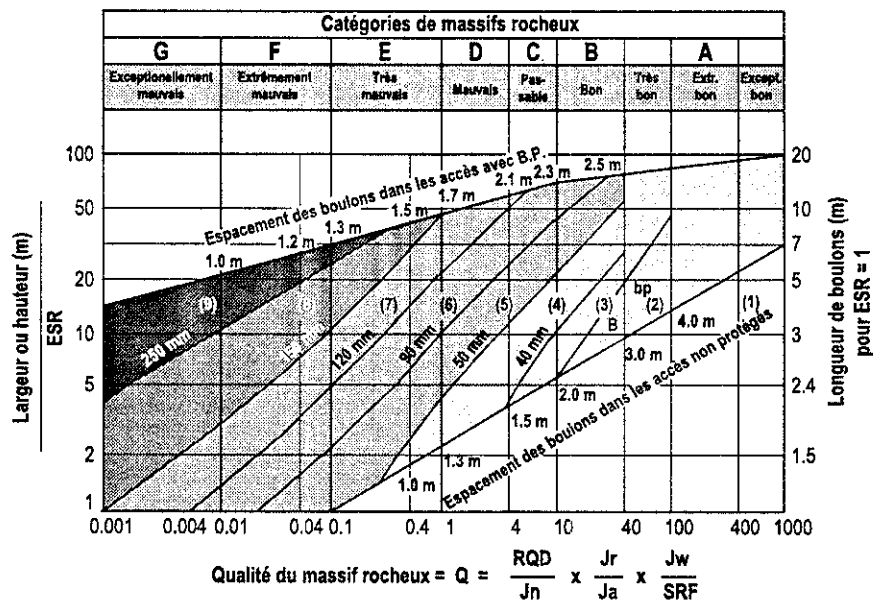
Figure 2.7. Différents modes d'action du soutènement, d'après McCreath et Kaiser (1992).

La conception du soutènement repose principalement sur des méthodes empiriques, analytiques ou numériques, Choquet et Hadjigeorgiou (1993). Les méthodes empiriques sont les plus répandues. La simplicité d'utilisation de ces méthodes explique en grande partie la popularité de celles-ci. La venue de nouveaux outils informatiques a grandement facilité l'utilisation des méthodes analytiques au cours des dernières années et celles-ci sont devenues par conséquent plus populaires. La modélisation numérique a reçu, elle aussi, une attention accrue au cours des dernières années. Cependant, les méthodes numériques ne peuvent, au mieux, servir à des analyses paramétriques puisqu'il est difficile de définir adéquatement l'ensemble des propriétés du massif rocheux étudié.

2.5.1 Méthodes empiriques

Les méthodes empiriques sont basées sur les résultats de la classification géomécanique. La classification géomécanique se veut un reflet de l'ensemble des propriétés importantes caractérisant le massif rocheux étudié. Au contraire des approches analytiques qui sont généralement déterministes, les méthodes empiriques de conception du soutènement visent à quantifier les besoins en renforcement pour l'ensemble de la zone étudiée. Les avantages et les inconvénients des principaux systèmes de classification géomécanique ont été discutés en détail par Milne et al. (1998).

Une des méthodes empiriques couramment utilisée repose sur le système de classification proposé par Barton et al. (1974). Cette méthode permet d'évaluer les besoins en soutènement en fonction de l'indice Q, de la portée et du type d'excavation, figure 2.8.



Légende:

- Non supporté
- Boulonnage ponctuel
- Boulonnage systématique
- Boulonnage systématique et béton projeté non renforcé
- Béton projeté renforcé de fibres et boulonnage, 5-9 cm
- Béton projeté renforcé de fibres et boulonnage, 9-12 cm
- Béton projeté renforcé de fibres et boulonnage, 12-15 cm
- Béton projeté renforcé de fibres et boulonnage, >15 cm, renforcé de cintres
- Revêtement en béton coffré

Types d'ouvertures.	ESR
Chantiers	5
Toit de chantiers	3
Ouvertures permanentes, Rampes d'accès	1.6
Concasseurs, Garages	1.3
Puits, Sorties de secours	1.0

Figure 2.8. Évaluation du soutènement en fonction du NGI, d'après Barton et Grimstad (1994).

Il est ainsi possible de déterminer le patron de renforcement et l'épaisseur du béton projeté à utiliser. Cette approche, bien que pratique et abondamment documentée, repose sur un système de classification qui ne quantifie pas adéquatement les propriétés structurales des réseaux de discontinuités. De plus, la base de données ayant servi à élaborer ce modèle est constituée principalement de tunnels à faible profondeur. L'applicabilité de ce type d'approche est donc discutable dans le cas des mines souterraines.

Selon Bieniawski (1989), Il est possible de déterminer la nécessité de soutènement en galerie et en chantier à l'aide de l'abaque présenté à la figure 2.9. La première étape consiste à déterminer le RMR du massif rocheux. L'intersection de la valeur du RMR avec la limite inférieure de la zone ombrée permet d'obtenir la portée maximum pouvant être utilisée sans support pour n'importe quelle période de temps. A l'intérieur de la zone ombragée, l'abaque donne le temps de tenue sans soutènement, et la stabilité avec soutènement est alors permanente. Au-dessus de la zone ombragée, l'excavation s'effondrera rapidement. Le système de classification RMR repose sur le RQD un outil de caractérisation qui n'est pas toujours adéquat.

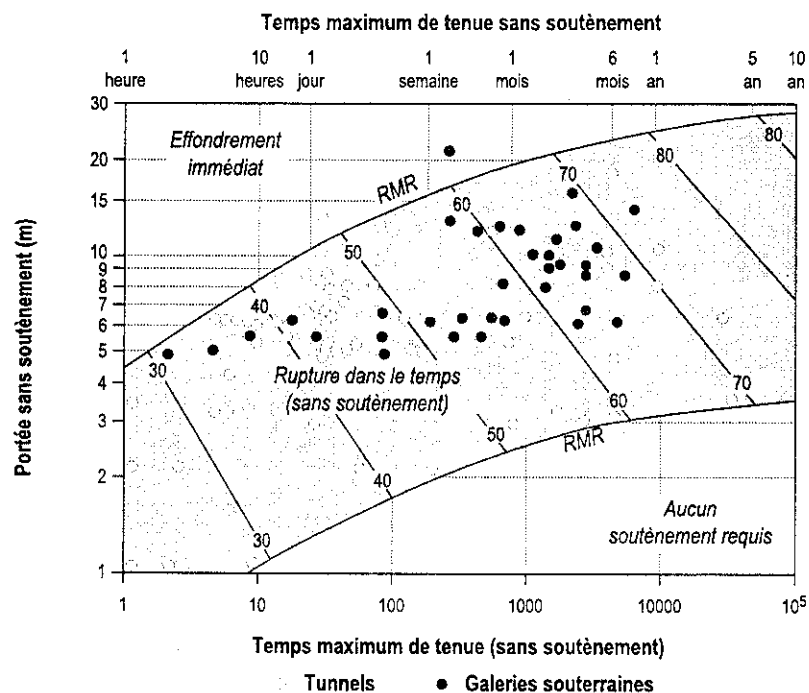


Figure 2.9. Analyse de stabilité par le système RMR, d'après Bieniawski (1989).

2.5.2 Méthodes déterministes en deux et trois dimensions

Afin de caractériser la stabilité de blocs rocheux aux parois des excavations souterraines lorsque que les contraintes induites sont faibles, la méthode par équilibre limite peut s'avérer adéquate. Celle-ci permet de quantifier la stabilité d'un bloc rocheux, renforcé ou non, à l'aide d'un facteur de sécurité. Ce facteur est le ratio des forces stabilisatrices et des forces déstabilisatrices agissant sur le bloc.

Lorsque les conditions structurales contrôlent le comportement de la masse rocheuse et que des discontinuités discrètes engendrent des blocs rocheux de grandes dimensions, la conception du renforcement peut être réalisée selon l'approche décrite à la figure 2.10.

Cette approche permet de concevoir le renforcement pour des blocs chutant sous l'effet de la gravité et pour ceux glissant le long d'une discontinuité. Cette approche est simpliste puisqu'elle ne considère que deux discontinuités et suppose que celles-ci sont de longueurs infinies. Elle représente rarement les conditions de terrain de manière adéquate.

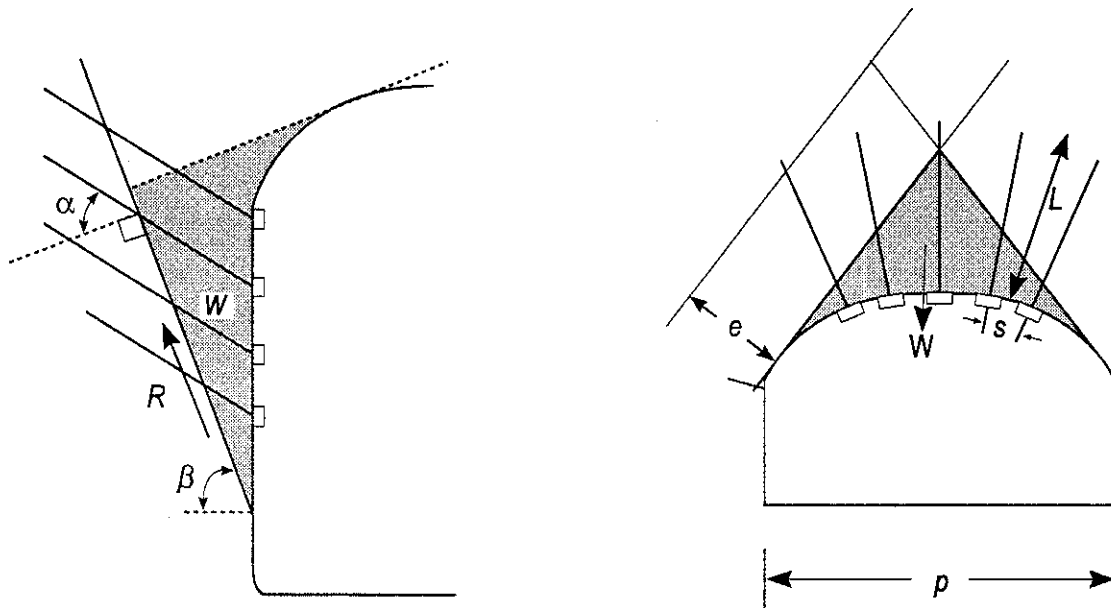


Figure 2.10. Renforcement d'un bloc en forme de coin dans une ouverture souterraine, d'après Choquet et Hadjigeorgiou (1993), tirée de Charette & Hadjigeorgiou (1999).

Les logiciels actuels permettant l'analyse par équilibre limite en trois dimensions ne considèrent pas la dimension finie des discontinuités. Ils permettent seulement de chiffrer la stabilité du bloc rocheux au volume maximal. Cette approche est décrite comme étant conservatrice. Cependant, elle ne garantit pas que tous les blocs présents dans la masse rocheuse sont adéquatement stabilisés. Pourtant, les blocs de petites dimensions présentent un potentiel de risque élevé pour la sécurité des travailleurs. Ces logiciels ne considèrent ni la variabilité statistique des réseaux de joints ni la présence de discontinuités aléatoires.

Unwedge, Hoek et al. (1995), est le logiciel le plus couramment utilisé afin d'analyser et de visualiser en trois dimensions la stabilité des blocs rocheux aux parois d'une excavation souterraine selon l'approche par équilibre limite. En plus des lacunes attribuées à cette méthode, ce logiciel ne considère simultanément que trois familles de discontinuités, alors que la masse rocheuse est régulièrement caractérisée par un nombre de familles inférieur à trois. L'influence du soutènement sur le facteur de sécurité peut être évaluée. Il offre la possibilité d'utiliser différents types de boulons selon un boulonnage ponctuel ou selon différents patrons de boulonnage. Il offre de plus la possibilité d'utiliser de béton projeté, utilisé seul ou en combinaison avec des boulons.

Il existe plusieurs limites importantes inhérentes aux hypothèses de base, communes à ces logiciels, qu'il est important de comprendre afin d'interpréter les résultats. La plupart de ces logiciels ne considèrent que trois familles de joints. Il est donc impossible de les utiliser dans un massif rocheux comportant deux familles ou moins. La présence de joints aléatoires peut pourtant engendrer des blocs dans ces massifs. Ces joints aléatoires représentent environ 30% de l'ensemble des joints présents dans le massif rocheux des sites d'études.

Ces logiciels considèrent les discontinuités présentes dans le massif rocheux comme parfaitement planaires, ubiquistes et de longueur infinie. Ceci a pour effet de ne considérer que les blocs de volume maximum qui puissent être formés dans la galerie étudiée. Ces suppositions s'avèrent très conservatrice et peuvent engendrer des volumes de blocs excessifs. En réalité, la plupart du temps, les familles de joint ne peuvent pas être considérées comme infinies par rapport à l'échelle de l'excavation. De même, les discontinuités sont espacées entre elles et sont présentes dans le massif rocheux de façon déterministe et non pas ubiquiste. La dimension maximale des blocs est donc dans la plupart des cas bien inférieure à celle évaluée par Unwedge.

3 RÉSULTATS

3.1 Acquisition des données géomécaniques

Six sites miniers furent sélectionnés : les mines Louvicourt, Kiena, Bell-Allard, Bousquet au Québec ainsi que les mines Heath Steele et Brunswick Mining and Smelting au Nouveau-Brunswick. Lors de ces visites, des campagnes d'acquisition de données géomécaniques furent réalisées. Ces campagnes auront permis de caractériser 46 sites d'études. Au total 7000 discontinuités furent échantillonnées. Le tableau 3.1 présente la localisation chacun de ces sites.

Toutes les données ont été collectées à l'aide d'un échantillonnage par traverse sur les parois des galeries souterraines tel que décrit à la section 2.1. Ce type de relevé présente l'avantage de permettre d'amasser de l'information sur la longueur des discontinuités. Lorsque la géométrie du site le permettait, trois traverses mutuellement perpendiculaire furent établies afin de minimiser les biais d'échantillonnage. L'approche suivie a permis de valider l'applicabilité de cette méthode d'échantillonnage.

3.2 Analyse statistique de la base de données

La détermination des familles de joints en présence pour chacun des sites a été réalisée à l'aide du logiciel DIPS. Ce logiciel permet de réaliser des projections stéréographiques. L'annexe A présente les projections stéréographiques pour chacun des sites d'études. Un traitement statistique des données de terrain a permis de quantifier plusieurs paramètres statistiques relatifs à la fracturation du massif rocheux nécessaires afin de modéliser adéquatement celle-ci. Les détails de l'analyse statistique sont présentés par Grenon (2000) un bref résumé est présenté dans les sections suivantes. Un test de Student fut utilisé afin de valider la nature distributive des différentes caractéristiques géométriques de la fracturation.

Tableau 3.1. Localisation des sites.

Site	Mine	Localisation	Type de roc
1	Heath Steele Mines	Niveau 11 et 12	Sulfure massif
2	Heath Steele Mines	Niveau 12 et 7170	Quartz porphyrique
3	Heath Steele Mines	Niveau 15 et 6500	Sédimentaire
4	Mine Louvicourt	Galerie 740	Sulfure massif
5	Mine Louvicourt	Chantier 8025	Sulfure massif
6	Mine Louvicourt	Chantier 7725	Sulfure massif
7	Mine Louvicourt	Chantier 5928	Sulfure massif
8	Mine Louvicourt	Chantier 5914	Sulfure massif
9	Mine Louvicourt	Chantier 5912	Sulfure massif
10	Mine Louvicourt	Chantier 5626	Sulfure massif
11	Brunswick Mining and Smelting	Chantier 143-9	Sulfure massif
12	Brunswick Mining and Smelting	Chantier 130-9	Sédiments éponte supérieure
13	Brunswick Mining and Smelting	Chantier 30-9	Sulfure massif
14	Brunswick Mining and Smelting	Chantier 74-2	Sulfure massif
15	Brunswick Mining and Smelting	Chantier 484-1	Sulfure massif
16	Brunswick Mining and Smelting	Chantier 495-7	Sédiments éponte supérieure
17	Brunswick Mining and Smelting	Chantier 2101-3	Sulfure massif
18	Brunswick Mining and Smelting	Chantier 484-7	Sulfure massif
19	Brunswick Mining and Smelting	Chantier 290-4	Sulfure massif
20	Mine Louvicourt	Chantier 7418	Sulfure massif
21	Mine Louvicourt	Galerie 900	Cap rock
22	Mine Louvicourt	Galerie 680	Tuff
23	Mine Louvicourt	Chantier 8022	Tuff et stringer
24	Mine Louvicourt	Chantier 8320	Tuff
25	Mine Louvicourt	Chantier 7423	Tuff
26	Mine Louvicourt	Chantier 7424	Tuff
27	Mine Louvicourt	Chantier 7425	Tuff et stringer
28	Mine Louvicourt	Chantier 7117	Tuff et stringer
29	Mine Kiena	Chantier 8564	Basalte éponte supérieure
30	Mine Kiena	Chantier 8566	Basalte éponte supérieure
31	Mine Kiena	Chantier 6219	Basalte Minéral
32	Mine Kiena	Chantier 5743	Basalte Minéral
33	Mine Kiena	Chantier 7566	Basalte éponte supérieure
34	Mine Kiena	Chantier 7568	Basalte ES
35	Mine Kiena	Galerie 59	Basalte
36	Mine Kiena	Galerie 75	Basalte
37	Mine Bell-Allard	Galerie Groupe 1	Basalte
38	Mine Bell-Allard	Galerie Groupe 3	Rhyolite moyennement chloritisée
39	Mine Bell-Allard	Galerie Groupe 6	Dyke mafique
40	Mine Bell-Allard	Galerie Groupe 4	Rhyolite légèrement chloritisée
41	Mine Bell-Allard	Galerie Groupe 7	Rhyolite silicifiée
42	Mine Bell-Allard	Galerie Groupe 10	Rhyolite légèrement silicifiée
43	Mine Bell-Allard	Galerie Groupe 11	Rhyolite légèrement silicifiée
44	Mine Bousquet	Galerie 3560	Andesite
45	Mine Bousquet	Galerie 3410	Andesite
46	Mine Bousquet	Galerie 3470 PS29	Andesite

3.2.1 Orientation

Le pendage et la direction du pendage du pôle moyen pour chacune des familles identifiées ont été évalués à l'aide de ce logiciel ainsi que la constante de Fisher (k), une mesure de la dispersion des données autour de la valeur moyenne. La distribution de probabilité de l'orientation des discontinuités suit une distribution de Fisher dans 85% des cas. L'annexe A présente les stéréonets de l'ensemble des sites d'études.

3.2.2 Longueur-trace

La longueur des traces d'une discontinuité est la longueur de l'intersection entre la discontinuité et la paroi de l'excavation où l'échantillonnage est effectué. La distribution statistique de la longueur des traces de chacune des familles a été caractérisée en évaluant la moyenne et l'écart-type de celles-ci. La distribution de la longueur des traces suit une loi log-normale dans 91% des cas.

3.2.3 Fréquence linéaire et espacement des discontinuités

La fréquence linéaire totale pour l'ensemble des discontinuités d'un site a été analysée. Les fréquences linéaires normales pour toutes les familles de discontinuités ont aussi été analysées. Les distributions des espacements totaux et normaux suivent respectivement une distribution exponentielle négative dans 93% et 81% des cas. Les tableaux résumant les données statistiques pour l'ensemble des 46 sites d'études sont présentés à l'annexe B.

L'annexe C présente les tests de Student, pour l'ensemble des sites, afin de vérifier la nature distributive des propriétés géométriques de toutes les familles de discontinuités et les discontinuités aléatoires.

3.3 Évaluation des indices classiques de caractérisation du massif rocheux.

Les travaux préliminaires de Hadjigeorgiou et al. (1998) ont souligné l'incapacité des indices classiques de caractérisation du massif rocheux à quantifier adéquatement la nature tridimensionnelle de la fracturation de celui-ci. Les données géomécaniques acquises dans les 46 sites d'études ont été utilisées afin de valider ces résultats préliminaires.

Les indices classiques évalués ont été évalués pour chacun des sites. Ces indices étaient : la fréquence linéaire totale de l'ensemble des discontinuités, le compte volumétrique des discontinuités, le RQD, le ratio RQD/J_n du système NGI et la sommation du paramètre relatifs au RQD (B) et celui relatif au plus petit espacement normal d'une famille (C) du système RMR.

L'évaluation de ces méthodes de caractérisation est très simple lorsqu'une analyse statistique préliminaire a été préalablement réalisée. Les résultats des différentes approches sont présentés à l'aide d'histogrammes à la figure 3.1.

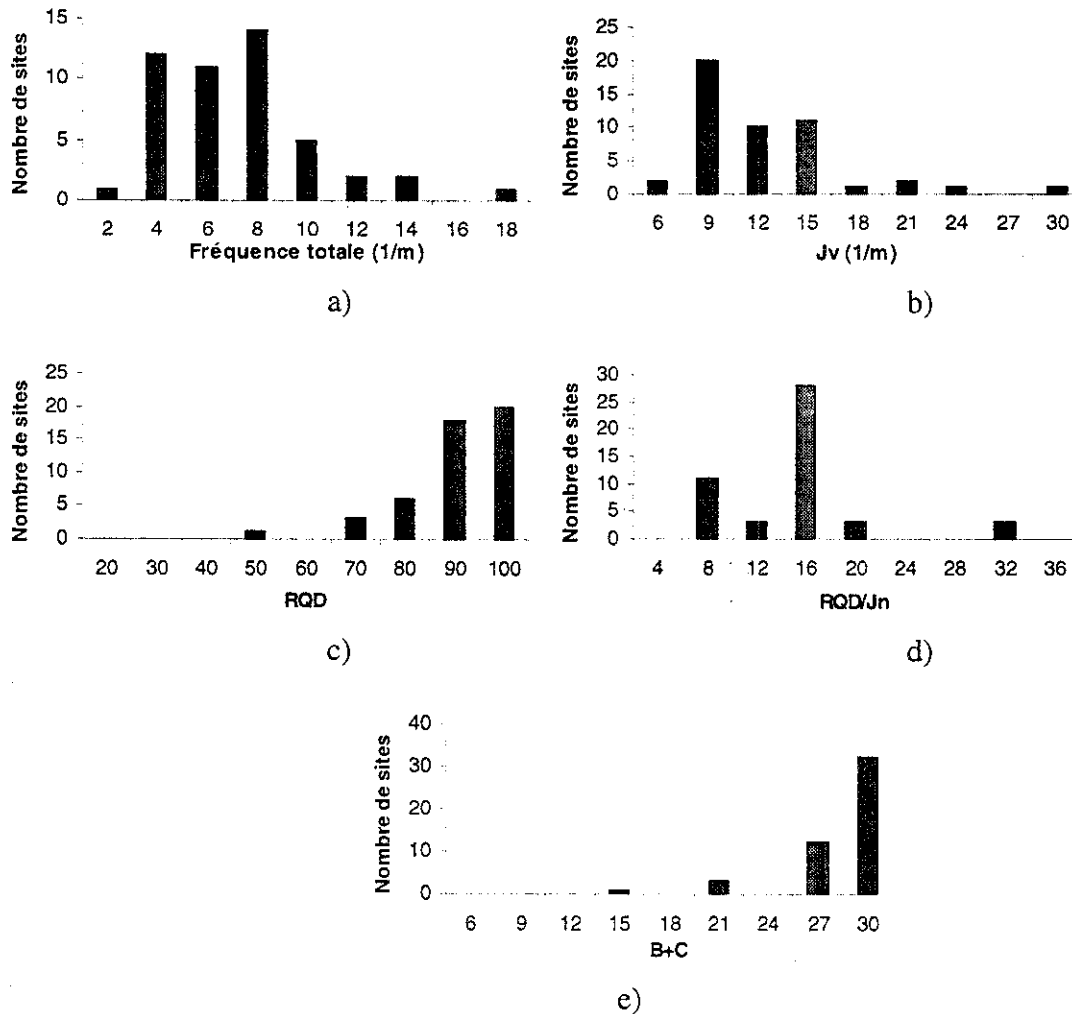


Figure 3.1. Caractérisation des sites à l'aide des méthodes usuelles : a) RQD et J_v , b) λ et J_v , c) B+C et J_v , d) B+C et RQD/ J_n , e) B+C et λ , f) B+C et RQD, g) RQD/ J_n et J_v , h) RQD et λ .

La fréquence linéaire totale de l'ensemble des discontinuités fut évaluée à l'aide de l'espacement total des discontinuités échantillonnées le long des traverses, figure 3.1a. La plage de valeurs obtenues varie entre 2.0 et 18.0 discontinuités par mètre. Selon Brady & Brown (1993), ces résultats indiquent une fracturation modérée. La fréquence linéaire totale est fortement influencée par l'orientation des traverses. Les galeries traversant un type de roche sont habituellement toutes orientées parallèlement. Par conséquent, les traverses ont toutes la même orientation. Dans ces conditions, la fréquence linéaire totale n'offre pas un outil de caractérisation adéquat puisqu'il est fortement biaisé par cette orientation.

Le compte volumétrique des joints fut évalué selon la méthode proposée par l'ISRM (1978), figure 3.1b. L'analyse indique que les résultats varient entre 5.4 et 29. La sommation de la fréquence normale des familles de discontinuités n'offre pas une quantification adéquate du nombre de discontinuités contenues dans un volume unitaire. Néanmoins, elle permet de quantifier adéquatement la nature discontinue des massifs rocheux en corrigeant pour le biais introduit par la méthode d'échantillonnage.

Le RQD fut évalué selon l'approche proposée par Priest (1993), équation 2.2. Les valeurs de RQD varient de 49% à 98%, figure 3.1c. Ceci implique que seulement 50% du spectre des valeurs possibles est couvert par les sites caractérisés. La presque totalité des résultats est supérieure à 85%. Ceci confirme que le RQD est insensible lorsque le massif rocheux est moyennement fracturé.

L'évaluation de la composante géométrique du système Q (RQD/J_n) est présentée à la figure 3.1d. Le RQD a été évalué selon l'approche de Priest (1993) et le nombre de familles de discontinuités fut déterminé à l'aide de projections stéréographiques. La grande majorité des sites sont caractérisés par un ratio variant entre 5 et 16. Il est difficile de concevoir que le ratio de deux nombres adimensionnels offre une quantification adéquate de la fracturation. De plus, il a été démontré que le RQD est inadéquat.

L'évaluation géométrique du Rock Mass Rating considère le RQD et l'espacement normal minimal des familles de discontinuités. La sommation des paramètres B et C donne des résultats variant entre 13 et 30, figure 3.1e. Cependant, 43 des 46 sites sont caractérisés par des valeurs comprises entre 27 et 30. Cette plage de valeur couvre uniquement 7.5% du spectre possible. Ceci suggère que le RMR est insensible aux variations observées lors des campagnes d'échantillonnage. Puisque les sites échantillonnés couvrent un large spectre des conditions structurales observées dans les mines québécoises, ces résultats sont préoccupants.

3.4 Comparaison des diverses approches de caractérisation

Différentes méthodes de caractérisation utilisant des approches très différentes furent utilisées afin de quantifier la fracturation in-situ des massifs rocheux. Cette section présente une analyse visant à comparer la sensibilité des différentes approches face à la variabilité des conditions structurales.

L'approche préconisée afin de comparer cette sensibilité est une analyse par régressions linéaires. Les différentes méthodes de caractérisation ont été comparées deux à deux. Deux méthodes répondent de façon similaire aux variations des conditions structurales lorsqu'une régression statistiquement significative est observée.

Deux approches statistiques furent utilisées afin de quantifier la présence de relations statistiquement significatives. La première est le coefficient de détermination (r^2). Elle permet de quantifier la qualité de la tendance linéaire entre les deux outils de caractérisation. Lorsque cette valeur est près de l'unité, la tendance linéaire est forte, indiquant un lien statistique entre les approches. La seconde est un test de Student. Elle permet de déterminer si le coefficient de l'équation de la régression est significativement différent de zéro. Il est impératif que ce coefficient (la pente de la droite) soit non nul afin d'établir un lien statistique entre les deux méthodes comparées.

Le tableau 3.2 présente les résultats des tests statistiques utilisés afin de comparer l'ensemble des méthodes de caractérisation. La partie supérieure indique l'acceptabilité du test de Student quant à la validité des paramètres de la régression. La partie inférieure présente les coefficients de détermination. Il existe une relation significative entre les deux paramètres lorsque le test

d'hypothèse est accepté et que le coefficient de corrélation est supérieur à 85%. Un coefficient de corrélation de 85% a été choisi puisqu'il signifie que la tendance linéaire est suffisamment forte pour garantir une relation pratique entre les deux outils de caractérisation analysés.

Tableau 3.2 Quantification des régressions.

	Fréquence	RQD	RQD/ J_n	B+C	J_n
Fréquence	----	Oui	Non	oui	oui
RQD	1.00	----	Non	oui	oui
RQD/ J_n	0.03	0.04	----	oui	oui
B+C	0.39	0.45	0.18	----	oui
J_n	0.67	0.70	0.14	0.67	----

Les résultats démontrent qu'il n'y a aucune relation significative, selon les critères définis, entre la quantification géométrique du réseau de discontinuité RQD/ J_n et l'ensemble des autres outils de caractérisation. Cette observation s'applique également pour la quantification partielle du système RMR (le paramètre relatif au RQD et celui relatif à l'espacement normal minimal des familles). L'analyse indique qu'il n'y a aucune relation entre les deux méthodes de classification les plus couramment utilisées dans les mines.

La forte corrélation observée entre la fréquence et le RQD est trompeuse puisque le RQD a été obtenu en utilisant une relation mathématique le liant à la fréquence totale de l'ensemble des discontinuités. La corrélation entre le compte volumétrique des discontinuités et la fréquence linéaire est significative. Une grande dispersion des données autour de la droite moyenne est cependant observée. Ce résultat est surprenant puisqu'une relation fut préalablement établie par Palmstrøm (1982). Celle-ci doit donc être utilisée avec beaucoup de précautions.

La figure 3.2 présente graphiquement la plupart des relations quantifiées. Peu de tendances sont visuellement identifiables. La relation entre le compte volumétrique des discontinuités et le RQD semble être linéaire. Cependant, les données sont passablement dispersées au pourtour de la droite de régression. Ces relations ne permettent pas d'établir des liens pratiques entre les diverses approches.

Une représentation réaliste des réseaux de discontinuités s'avère donc une nécessité afin d'améliorer notre compréhension du comportement du massif rocheux fracturé. Stereoblock, un modèle tridimensionnel de représentation des réseaux de discontinuités a donc été utilisé afin de caractériser adéquatement la fracturation des sites d'étude.

3.5 Caractérisation du massif rocheux fracturé à l'aide de la blocométrie.

Les analyses statistiques des données échantillonnées dans les 46 sites d'études a permis de simuler la fracturation du massif rocheux à l'aide la méthodologie présentée à la figure 2.6. Ces générations ont permis d'évaluer la blocométrie de tous les sites. La blocométrie est similaire aux distributions granulométriques utilisées en mécanique des sols. Elle permet de quantifier la dimension des blocs rocheux unitaires engendrés par l'intersection des discontinuités.

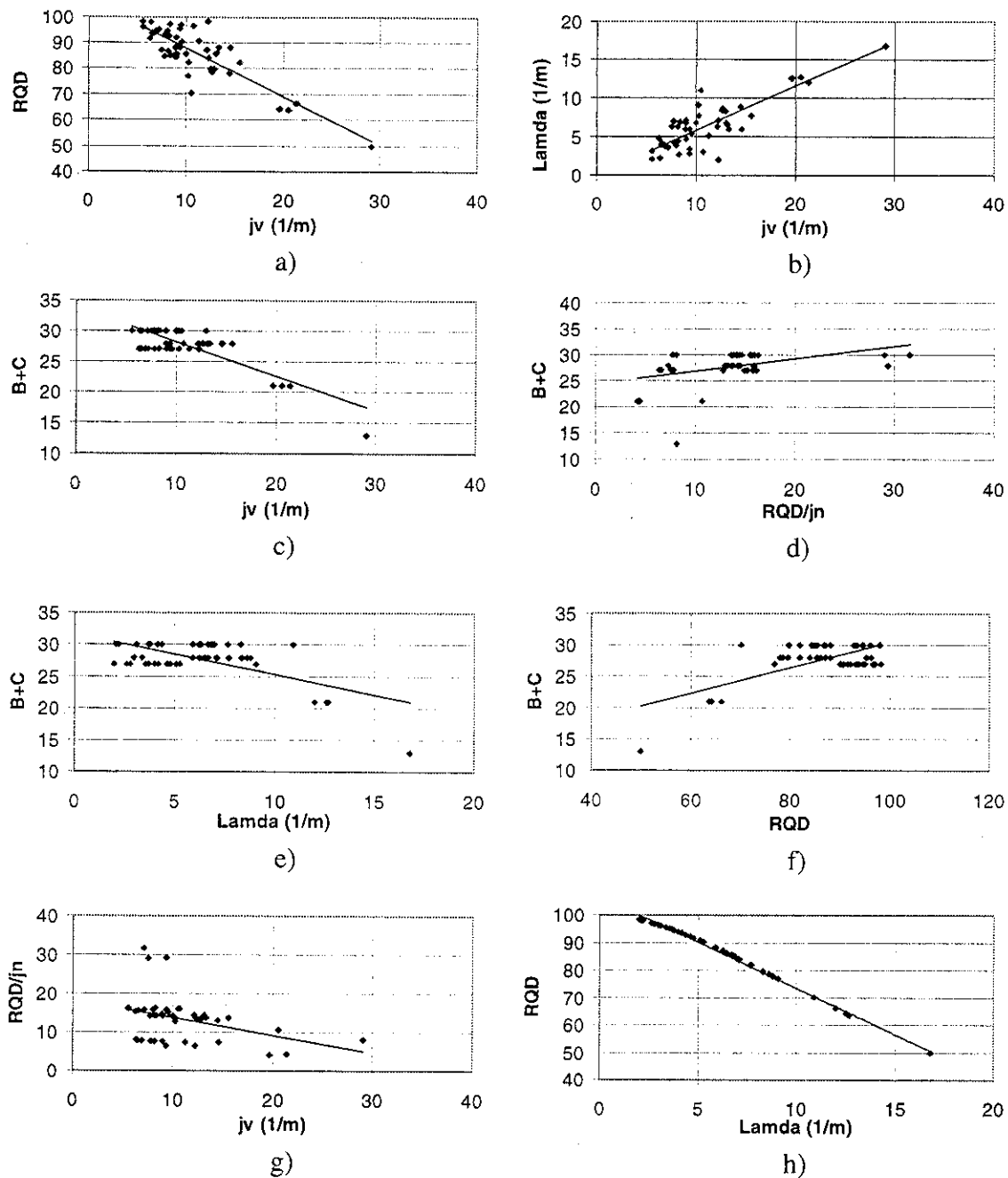
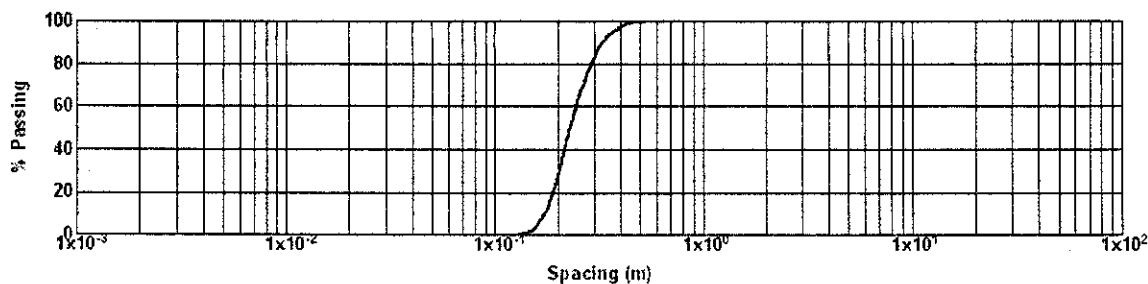


Figure 3.2. Régressions linéaires entre les différentes méthodes traditionnelles : a) RQD et J_v , b) Λ et J_v , c) B+C et J_v , d) B+C et RQD/J_n , e) B+C et Λ , f) B+C et RQD, g) RQD/J_n et J_v h) RQD et Λ .

Les méthodes de quantification, à l'aide de distributions blocométriques, corrigent le biais introduit par la méthode d'échantillonnage. Elles offrent une représentation adéquate de l'état général de la fracturation in-situ. De plus, ces méthodes permettent de quantifier la variabilité des conditions structurales. La figure 3.3 présente deux distributions : celle des espacements totaux

en trois dimensions (figure 3.3a) et celles des volumes des blocs, originalement proposé par Villaescusa (1991) (figure 3.3b).

a)



b)

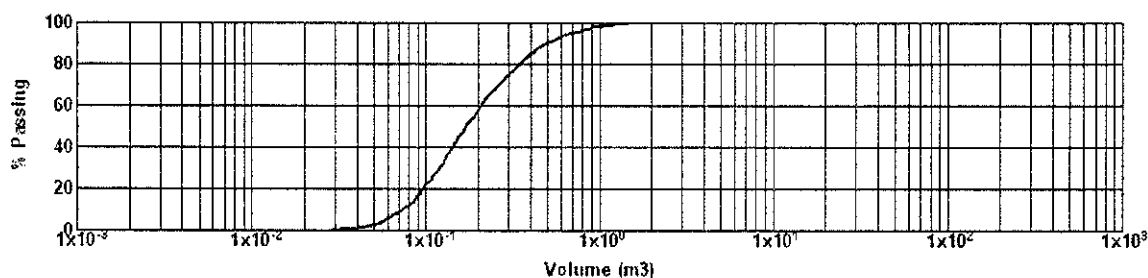


Figure 3.3. Distributions blocométriques du site 10 : a) Distribution des espacements totaux en trois dimensions ($1/\lambda_v$) et b) Distribution du volume des blocs selon la méthode proposée par Villaescusa (1991).

Ces distributions démontrent clairement que l'utilisation d'une seule valeur afin de caractériser la masse rocheuse n'est pas suffisante. En effet, la variation importante des résultats du site 10 le démontre. À l'aide de cette approche, la plage des dimensions de blocs peut être visualisée. L'uniformité de la fracturation peut également être quantifiée. Ces nouvelles méthodes de quantification permettent de comparer plus rigoureusement les conditions structurales prévalant sur les différents sites.

3.6 Conception du support de terrain selon les méthodes déterministes

La base de données géomécaniques constituée durant ce projet a permis l'évaluation de l'applicabilité des méthodes déterministe dans les mines souterraines situées dans un massif rocheux moyennement fracturé. Ces méthodes sont sans doutes parmi les plus utilisées actuellement afin d'évaluer le support requis. Ces méthodes présentent l'avantage d'être très simples à utiliser.

3.6.1 Conception du support de terrain à l'aide du logiciel Unwedge

Les sites caractérisés dans le cadre de ce projet, comportant trois familles de joints et plus, ont été analysés à l'aide d'Unwedge afin d'évaluer l'applicabilité de ce logiciel dans le contexte des mines souterraines du Québec. L'annexe F présente plus en détails les travaux de la présente section.

Une galerie de 6 m de large par 4 m de haut a été analysée avec Unwedge pour la plupart des sites d'études ayant trois familles de joints et plus. Les analyses ont été effectuées selon différentes orientations de galerie variant de 0° à 180°, par incréments de 15°. Les différentes combinaisons de trois familles ont été analysées pour les sites ayant quatre familles et plus. Unwedge a aussi été utilisé pour évaluer l'influence du soutènement sur la stabilisation des blocs instables formés au toit. Puisque l'excavation étudiée est une galerie, un patron « standard » de 1.2 m x 1.2 m composé de boulons crénelés scellés à la résine de 2.1 m. La limite à la rupture de l'acier a été considérée égale à 18 tonnes et la résistance au cisaillement de la résine égale à 50 tonnes/m.

Le tableau 3.3 présente les volumes maximaux des blocs tels qu'évalués par Unwedge. Il est possible de constater que dans la plupart des cas, les volumes évalués sont considérables. Il est paradoxal de constater qu'Unwedge prédit l'inefficacité du support de terrain utilisé afin de stabiliser les blocs rocheux dans 10 des 17 cas étudiés. Pourtant, dans la totalité des sites d'études, ce patron de soutènement s'est avéré efficace.

Tableau 3.3. Bloc de volume maximal à l'orientation critique et influence du soutènement sur le facteur de sécurité.

Site	Famille de joints	Orientation Critique	Bloc maximum (m³)	Bloc maximum (t)	Facteur de sécurité (non supporté)	Facteur de sécurité (supporté)
Site 16	1,2,3	030/00	2 991	8 077	0.84	0.84
Site 13	1,2,3	105/00	282	762	0.00	0.07
Site 28	1,2,3	060/00	238	643	0.03	0.15
Site 38	1,2,3	090/00	234	632	0.09	1.00
Site 35	1,2,3	105/00	201	543	0.28	0.67
Site 36	1,2,3	135/00	157	425	0.00	0.65
Site 10	1,2,4	090/00	144	389	0.84	1.57
Site 6	1,2,3	045/00	138	372	0.00	0.55
Site 8	1,2,3	090/00	137	369	0.00	0.90
Site 40	1,2,3	135/00	134	361	0.09	0.60
Site 8	1,3,4	090/00	91	245	0.80	1.88
Site 10	2,3,4	105/00	72	193	0.00	0.60
Site 10	1,2,3	075/00	47	127	0.28	3.29
Site 8	1,2,4	090/00	41	110	0.00	3.52
Site 8	2,3,4	105/00	37	101	0.27	2.81
Site 10	1,3,4	045/00	25	67	0.00	2.86
Site 7	1,2,3	015/00	6	17	0.05	5.46

La figure 3.4 illustre un bloc de volume maximum tel qu'évalué par Unwedge dans le cas du site no. 13. Il apparaît intuitivement qu'un tel bloc est pratiquement impossible à rencontrer dans la réalité.

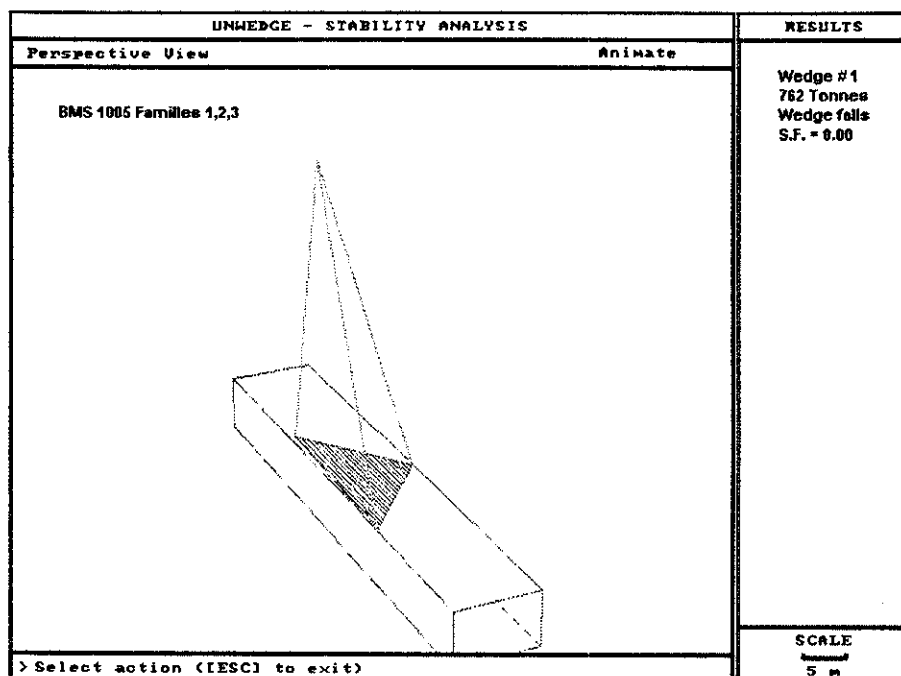


Figure 3.4. Bloc maximum évalué par Unwedge dans le cas du site no. 13.

Une méthodologie de conception du soutènement minier requis basée sur l'utilisation d'Unwedge est donc trop conservatrice dans la plupart des cas. L'applicabilité directe de ce logiciel afin d'évaluer le soutènement requis est donc discutable dans la plupart des cas.

3.6.2 Évaluation du support requis par la méthode de l'indice de viabilité.

Diederichs et al. (1998) ont proposé l'utilisation de l'indice de viabilité, une méthodologie empirique afin d'évaluer la probabilité de rencontrer un bloc de volume maximum tel que prédit par Unwedge. Contrairement à Unwedge, l'indice de viabilité propose de tenir compte de l'effet des contraintes sur la stabilité des blocs. L'indice de viabilité est donné par la relation suivante :

$$I_v = (I_o I_s)^{0.5}$$

Où : I_v = indice de viabilité
 I_o = indice d'occurrence
 I_s = indice de stabilité

indice d'occurrence, I_o

Cet indice évalue la possibilité qu'un bloc de volume maximum puisse être rencontré. L'indice d'occurrence est donné par la relation :

$$I_o = (F_d \times F_l \times F_s)/1000$$

Ou :

F_d = Facteur de dominance basé sur l'importance relative de chacune des trois familles de joints.

F_l = Facteur de longueur basé sur les longueurs-traces observées sur le terrain.

F_s = Facteur d'espacement basé sur l'espacement moyen entre les joints de chaque famille.

indice d'instabilité, I_s

L'indice d'instabilité évalue le potentiel pour un bloc d'être stable sans soutènement. Cet indice est le produit de trois facteurs :

$$I_s = (F_j \times F_g \times F_c) / 1000$$

Ou :

F_j = Facteur de joint basé sur la plus faible valeur de J_r/J_a des trois.

F_g = Facteur de gravité basé sur le type de chute rencontré (glissement ou chute libre).

F_c = Facteur de contrainte représentant l'effet stabilisateur des contraintes au toit d'une galerie.

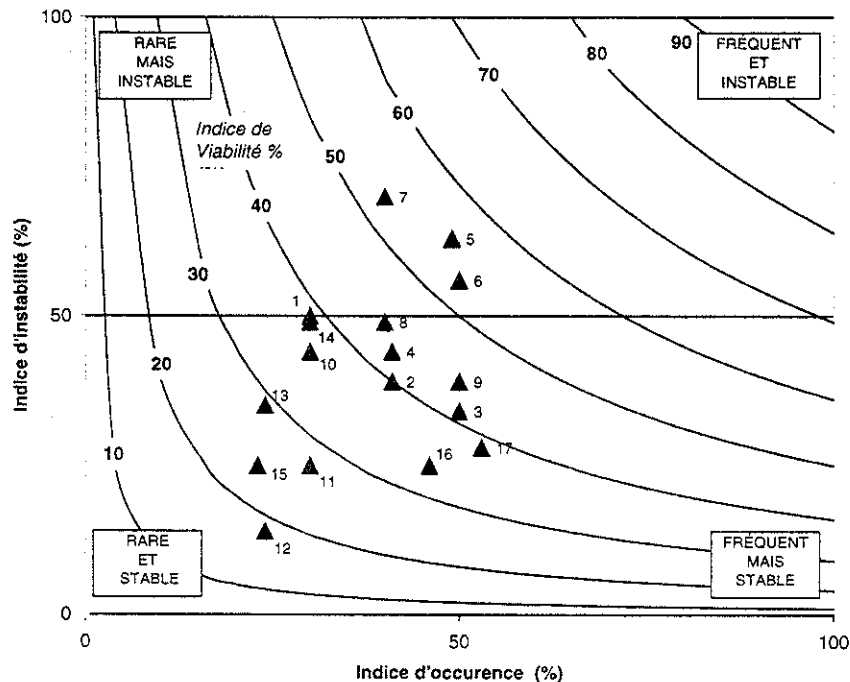
L'utilisation de l'indice de viabilité doit être faite avec précaution car la base de données ayant servi à quantifier les différents paramètres est actuellement très restreinte. Cette méthodologie doit donc être « exportée » à d'autres cas d'études avec circonspection.

Les indices de viabilité ont été évalués pour les sites d'études analysés préalablement avec Unwedge dans la section précédente. Les travaux effectués sont présentés plus en détails dans l'annexe G. Les indices de viabilités évalués ont été portés en graphique à la figure 3.5. L'indice d'occurrence, en abscisse de ce graphique illustre qualitativement la possibilité de rencontrer un bloc de volume maximum tel qu'évalué à l'aide de la méthode de Hoek et Brown tandis que l'indice d'instabilité indique la stabilité d'un tel bloc. Une valeur se retrouvant dans la portion supérieure droite du graphique indique une forte probabilité de retrouver un tel type de bloc et que celui ci soit instable. De même, une valeur se retrouvant dans la portion inférieure gauche indique une faible probabilité de rencontrer un tel bloc. L'analyse de la figure 3.5 permet de constater qu'aucun des sites n'a une valeur d'indice de viabilité supérieure à 53%. La majorité des valeurs d'indice d'occurrence et d'instabilité sont inférieurs à 50%, indiquant ainsi une faible probabilité qu'il existe un bloc instable de volume maximum tel que prédit par Unwedge.

Diederichs et al. (1998) ont proposé une méthodologie d'évaluation du support requis à l'aide de l'indice de viabilité. Cette méthodologie utilise cet indice afin de diminuer virtuellement la portée d'une excavation afin de réduire le volume du bloc maximal évalué par Unwedge à un niveau plus réaliste. Ce bloc ainsi redimensionné est appelé bloc viable et représente selon Diederichs et al. le bloc de volume maximum le plus probable qui puissent être rencontré en réalité. Cette méthodologie a été appliquée sur les sites d'études analysés préalablement avec Unwedge dans la section précédente. Les résultats détaillés sont présentés à l'annexe G.

L'utilisation de l'indice de viabilité a entraîné une diminution importante des valeurs évaluées de charges sur les boulons ainsi que des hauteurs des blocs maximums. Bien que l'utilisation de cette méthode semble dans certains cas générer des volumes de blocs plus réalistes, son

applicabilité à des sites d'études autres que celui où elle a été calibrée demeure incertaine. Il est aussi pratiquement impossible aussi de vérifier in-situ la validité des résultats obtenus. De plus il est troublant de constater qu'il n'existe aucune logique analytique dans le dimensionnement des blocs à l'aide de l'indice de viabilité. En effet, cet indice est le produit de l'indice d'occurrence et de l'indice de stabilité. Puisque seul l'état des joints, le niveau de contraintes et le type de chute rencontré entre dans l'évaluation de l'indice de stabilité, cette portion de l'indice de viabilité n'a donc aucun lien physique avec la dimension des blocs et ne devrait pas servir au dimensionnement tel que proposé par cette méthodologie



Légende

- | | | |
|-----------------------------|----------------------------|----------------|
| 1 Site no.6 | 7 Site no. 8 famille 1,2,4 | 13 Site no. 13 |
| 2 Site no. 10 famille 1,2,3 | 8 Site no. 8 famille 2,3,4 | 14 Site no. 36 |
| 3 Site no. 10 famille 1,2,4 | 9 Site no. 8 famille 1,3,4 | 15 Site no. 35 |
| 4 Site no. 10 famille 2,3,4 | 10 Site no.7 | 16 Site no. 40 |
| 5 Site no. 10 famille 1,3,4 | 11 Site no. 28 | 17 Site no. 39 |
| 6 Site no. 8 famille 1,2,3 | 12 Site no. 16 | |

Figure 3.5. Indice de viabilité des sites d'études.

Cette méthode demeure aussi soumise aux mêmes limitations inhérentes à Unwedge. Les discontinuités présentes dans le massif rocheux sont considérées parfaitement planaires, ubiquistes et de longueur infinie. Il n'est toujours pas possible d'effectuer une analyse comportant plus de trois familles différentes de discontinuités. Il n'est pas possible d'effectuer une analyse dans un site comportant moins de trois familles de joints. Ceci demeure un problème très important car plusieurs des sites d'études caractérisés dans le cadre de ces travaux, comportaient deux familles. Dans le cas où deux familles de joint sont identifiées, cette méthode

ne peut être utilisée, pourtant, la présence de joints aléatoires, sans famille distincte, est régulièrement observée dans les massifs rocheux. Ces joints aléatoires peuvent découper des blocs qu'Unwedge n'est pas en mesure de simuler. Une stratégie de soutènement évaluée à l'aide de ces outils ne reflétera pas nécessairement les besoins en renforcement requis par le massif rocheux. L'utilisation de ces outils semble donc inadéquate dans le massif rocheux retrouvé habituellement dans les mines souterraines du Québec.

3.7 Développement d'une méthodologie de conception du soutènement basée sur les réseaux de discontinuités simulées.

Afin de caractériser la stabilité des blocs rocheux aux parois d'une excavation, la méthode par équilibre limite s'avère adéquate. Le problème avec l'utilisation de cette méthode est de déterminer adéquatement le volume des blocs rocheux formés aux parois des excavations. Tel que démontré précédemment, les outils actuels n'arrive pas à représenter de manière réaliste l'état de la fracturation in-situ. En effet, ces outils d'analyse considèrent uniquement le bloc rocheux ayant la dimension maximale et ne tiennent pas compte de la nature distributive des blocs formés aux parois d'une excavation. Cette approche conservatrice comporte deux problèmes majeurs. Premièrement le bloc de taille maximum évalué est la plupart du temps irréaliste. Deuxièmement, même les blocs de petites tailles peuvent s'avérer dangereux pour la sécurité des travailleurs.

Une nouvelle approche est nécessaire afin de représenter plus adéquatement la variabilité des réseaux de discontinuités lorsque la méthode par équilibre limite est utilisée. L'utilisation des résultats des réseaux de joints simulés fournis par le logiciel Stereoblock s'avère donc une approche adéquate afin de résoudre ce problème.

3.7.1 Utilisation des réseaux de discontinuités simulés pour les galerie

Les prochaines sections présentent comment la génération de réseaux de discontinuités réalistes peut être utilisée pour concevoir adéquatement les galeries souterraines. La méthodologie présentée ici a été développée au cours de ce projet. Un algorithme a été développé et programmé dans Matlab, Mathworks (1999) afin de faciliter l'application de cette méthodologie. Cet algorithme est présenté en détail par Grenon (2000).

La première étape de cette méthodologie de conception consiste à couper des sections orientées au travers du réseau simulé, figure 3.6. Ces sections sont orientées et positionnées au travers du réseau, parallèlement aux parois de la galerie. Toutes les discontinuités visibles sur cette section sont définies à l'aide des coordonnées des extrémités de leur trace, de leur orientation en trois dimensions (pendage et direction de pendage), du numéro de leur famille, de leur diamètre, des coordonnées du centre du disque. De plus, afin de représenter adéquatement les conditions structurales réelles, il est possible de simuler la présence de plans de faiblesse mesurés sur le terrain. Les paramètres choisis afin de définir les discontinuités sont également utilisés pour les ces plans. À l'aide d'un algorithme il est possible d'identifier les blocs rocheux engendrés au toit d'une excavation, Grenon (2000).

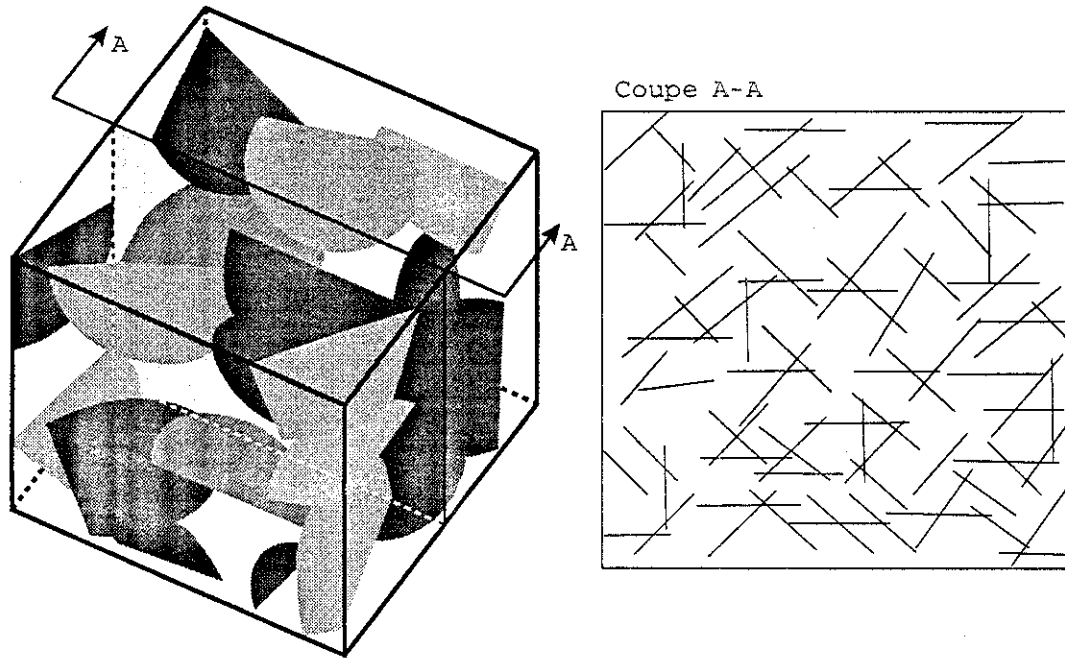


Figure 3.6. Représentation schématique d'une section coupée au travers du massif rocheux simulé.

La figure 3.7 permet de visualiser schématiquement les blocs rocheux formés au toit d'une galerie. Ces blocs sont ceux engendrés par les discontinuités à l'intérieur de la galerie. Pour les blocs engendrés, le volume du bloc, l'aire de sa base, la longueur de son apex ainsi que plusieurs propriétés géométriques peuvent être calculées automatiquement avec le modèle programmé sous Matlab. Pour l'ensemble des blocs rocheux engendrés, les distributions statistiques caractérisant ces propriétés peuvent être représentées à l'aide d'histogrammes. Ce type de distributions permet d'associer une probabilité d'occurrence à la création d'un bloc rocheux d'une certaine dimension. Par exemple, il est possible de quantifier le nombre de blocs rocheux ayant une longueur d'apex supérieure à 2.1m ou encore un volume supérieur à 1 m^3 .

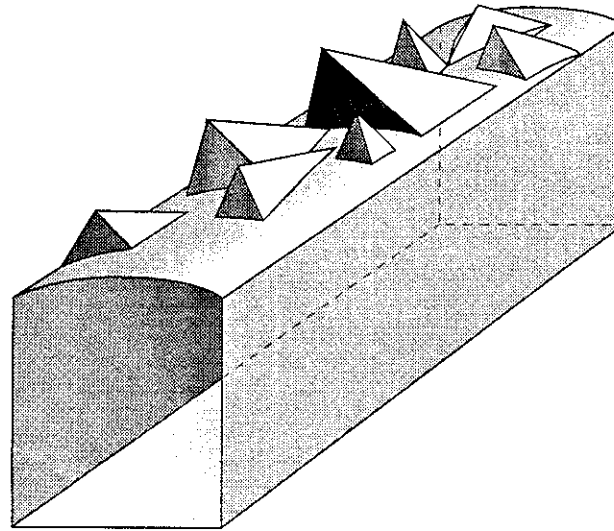


Figure 3.7. Représentation schématique des blocs rocheux réalistes susceptibles de se détacher au toit d'une galerie.

Il est également possible de quantifier l'importance relative de chacune des familles sur la création de blocs rocheux distincts et donc sur les risques d'instabilité. À titre d'exemple, on peut chiffrer le nombre de blocs délimités partiellement par les discontinuités aléatoires et les discontinuités des familles 1, 2, 3, 4. Les méthodes décrites antérieurement ne pouvaient considérer l'influence de ce type de discontinuités.

La stabilité des blocs rocheux est analysée selon une approche par équilibre limite classique utilisée en autres par Hoek & Brown (1980). Cette approche par équilibre limite quantifie la stabilité de chacun des blocs engendrés à l'aide d'un facteur de sécurité et fut programmé sous Matlab.

La distribution des facteurs de sécurité obtenue peut être représentée à l'aide d'un histogramme. Cet histogramme quantifie le nombre de blocs rocheux susceptibles d'être instables. Le risque associé à une configuration d'excavation peut ainsi être évalué. Il est également possible de justifier l'utilisation de renforcement de la masse rocheuse.

Il est possible d'introduire l'influence du soutènement dans l'analyse par équilibre limite précédemment décrite. La stabilité des blocs peut être quantifiée en fonction de différents patrons de soutènement et de différents types de boulons. Un boulon peut être introduit au travers du massif modélisé en spécifiant les coordonnées de ses deux extrémités. De cette manière, il est possible de connaître la position des boulons en fonction de celle des blocs rocheux. Le facteur de sécurité de chacun des blocs est évalué selon l'approche proposée par Li (1991) en fonction du type de glissement du bloc. Les détails de cette approche sont décrits par Grenon (2000).

Cette méthode de calcul fut introduite dans Matlab. L'histogramme des facteurs de sécurité peut être tracé et comparé avec celui des blocs non renforcés. Il permet également de comparer les résultats obtenus à l'aide de différents patrons et de différents types de soutènement.

L'histogramme présentant la distribution des longueurs d'apex peut être utilisé afin de déterminer la longueur des boulons nécessaire. En effet, afin qu'ils soient efficaces, il est impératif qu'ils aient une longueur d'ancrage suffisante. Le risque associé à la présence de blocs ayant une longueur d'apex supérieure à celle des boulons peut être quantifié. Afin de retenir les blocs de petites dimensions qui ne sont pas renforcés, le grillage est couramment utilisé. L'histogramme de la distribution des aires de la base des blocs rocheux peut être utilisé afin de déterminer la quantité et le volume des blocs qui seront retenus par celui-ci. En effet, il est possible de déterminer, pour une maille donnée, la proportion de blocs retenus par le grillage.

À l'aide de cette méthodologie de conception des excavations, plusieurs alternatives peuvent être facilement quantifiées. L'efficacité et le risque associés aux différentes approches peuvent être comparés. L'ingénieur minier peut alors établir si la stabilité de l'excavation est acceptable. Cette méthodologie de design permet un choix plus éclairé des besoins réels en soutènement.

3.8 Analyse des sites d'études dans le cas des galeries

Afin de vérifier l'applicabilité, pour différentes conditions structurales, de l'outil de conception élaboré au cours de ces travaux de recherche, cinq sites furent analysés. Les sites 8 et 10 sont caractérisés par quatre familles de discontinuités, le site 6 par trois familles et les sites 21 et 43 par deux. La présence de discontinuités aléatoires a été observée et quantifiée sur l'ensemble de ces sites. Cependant, aucune structure majeure n'a été observée.

Les analyses statistiques caractérisant ces sites sont présentées aux annexes A et B. Les réseaux de discontinuités de l'ensemble de ces sites ont été modélisés à l'aide de Stereoblock. Ces modélisations ont été validées à l'aide du processus décrit précédemment.

Au travers de ces réseaux, des galeries horizontales de 6 m de largeur et de 60 m de longueur ont été simulées. Celles-ci étaient orientées nord-sud. Les propriétés mécaniques furent considérées constantes pour l'ensemble des discontinuités (angle de friction de 30° et cohésion nulle). Une variation des propriétés mécaniques influencera les résultats obtenus pour les facteurs de sécurité évalués dans le cas où les blocs glissent sur un plan. Finalement, l'influence du soutènement suivant fut modélisée : boulons scellés à la résine avec une longueur de 2.1m selon un patron 1.2 x 1.2 m. Ce patron est typique des mines de roche dure au Québec. Au total, 306 boulons furent modélisés. La présence de grillage no. 9 fut également modélisée.

Les blocs rocheux formés au toit d'une galerie de 60 m de long ont été évalués à l'aide de la méthodologie proposée. La quantification géométrique de ces blocs est présentée au tableau 3.4. Le nombre de blocs engendrés est plus important lorsque le site est caractérisé par 4 familles de discontinuités que lorsqu'il est caractérisé par trois. Cependant, pour le site 43, un très grand nombre de blocs est engendré. Ce résultat s'explique par l'orientation des deux familles de discontinuités caractérisant ce site : elles sont mutuellement orthogonales et pratiquement perpendiculaires à la surface d'excavation. Elles favorisent ainsi la création de blocs. Ce résultat souligne l'importance de la relation entre l'orientation de l'excavation et celles des familles. Le volume des blocs rocheux pour chacun des sites est relativement petit, moins de 30% des blocs ont un volume supérieur à 0.01 m^3 et moins de 3% ont un volume supérieur à 0.1 m^3 . Les blocs de volumes maximaux, évalués par la méthodologie proposée, sont beaucoup plus petits que ceux prédits par le logiciel Unwedge. Les sites 21 et 43 ne peuvent être comparés puisque Unwedge ne permet pas d'analyser les massifs rocheux comportant moins de trois familles de

discontinuités. La comparaison des résultats confirme que l'approche ubiquiste utilisée par Unwedge pour évaluer le volume maximum des blocs rocheux n'est habituellement pas applicable dans les massifs rocheux moyennement fracturés. En effet, la dimension des blocs prédits par Unwedge est beaucoup trop grande. Cette erreur est attribuable à deux suppositions inhérentes au modèle Unwedge : la dimension des discontinuités est considérée infinie et la position des plans des discontinuités retenue est celle qui maximise le volume des blocs.

Les résultats indiquent également que les discontinuités aléatoires participent à la création de 8 à 32% des blocs rocheux lorsque les réseaux de discontinuités sont caractérisés par trois ou quatre familles. Ce nombre atteint près de 60% lorsque deux familles caractérisant le massif. Ces résultats sont importants puisque les méthodes usuelles d'évaluation des blocs rocheux négligent la présence de discontinuités aléatoires.

Le tableau 3.5 quantifie la stabilité des blocs rocheux non renforcés. Les résultats indiquent que pour l'ensemble des sites, moins de 15% des blocs sont stables. Ce pourcentage décroît lorsque les facteurs proposés par Hoek et al. (1995) sont considérés (un facteur de sécurité de 1.3 pour les excavations temporaires et un facteur de sécurité de 1.5 pour les excavations permanentes). Ces résultats sont inadmissibles et l'utilisation de soutènement s'avère essentielle pour l'ensemble des sites.

Tableau 3.4. Blocs rocheux déterminés par la méthodologie proposée au toit d'une galerie de 60 m de longueur et 6 m de largeur.

	Site 10	Site 8	Site 6	Site 21	Site 43
Nombre de familles de joints	4	4	3	2	2
Nombre de blocs	479	586	292	297	621
Volume supérieur à 0,01m ³ (%)	29	23	21	24	22
Volume supérieur à 0,1m ³ (%)	3	1	0	2	1
Volume maximum évalué par la méthodologie proposée (m ³)	1.9	0.3	0.1	0.3	0.3
Volume maximum évalué par Unwedge (m ³)	144	137	138	--	--
Aire supérieure à 0.01m ² (%)	96	94	94	94	92
Apex supérieur à 2.1m (%)	2	1	1	1	1
Discontinuités aléatoires (%)	32	8	25	59	58

Tableau 3.5. Pourcentage des blocs non soutenus ayant un facteur de sécurité supérieur à 1, 1.3 et 1.5.

	Site 10	Site 8	Site 6	Site 21	Site 43
Facteur de sécurité > 1 (%)	12	13	7	13	15
Facteur de sécurité > 1.3 (%)	8	9	5	10	10
Facteur de sécurité > 1.5 (%)	7	7	4	6	6

Le tableau 3.6 quantifie la stabilité des blocs lorsque des boulons à la résine de 2.1 m de long sont installées selon un patron standard de 1.2 m x 1.2 m. Le facteur de sécurité caractérisant les blocs fut évalué à l'aide de la méthode proposée par Li (1991) et décrite précédemment. Les valeurs de l'ensemble des facteurs de sécurité doublent lorsque les boulons sont installés. Cependant, les résultats sont nettement insuffisants pour garantir la stabilité de l'ensemble des blocs rocheux. Le tableau montre également que moins de 14% des boulons sont utilisés afin de

renforcer des blocs rocheux. Une analyse plus détaillée des blocs renforcés indique que ce sont les blocs de grandes dimensions qui sont adéquatement stabilisés par les éléments de renforcement.

Tableau 3.6. Pourcentage des blocs soutenus par un patron de boulonnage de 1.2 m x 1.2 m ayant un facteur de sécurité supérieur à 1, 1.3 et 1.5.

	Site 10	Site 8	Site 6	Site 21	Site 43
Nombre de blocs interceptés par un boulon	43	30	12	13	32
Facteur de sécurité > 1.0 (%)	20	17	11	13	19
Facteur de sécurité > 1.3 (%)	16	13	9	10	15
Facteur de sécurité > 1.5 (%)	15	12	8	6	12

Afin d'évaluer si la longueur des boulons est suffisante pour la dimension des blocs, la quantification de la longueur de l'apex fut utilisée. Celle-ci est présentée au tableau 3.4. Un très petit nombre de blocs est caractérisé par une longueur d'apex excédant les 2.1 m. Cette analyse indique que moins de 1% des blocs va excéder la longueur des boulons. Le tableau 3.7 permet de quantifier, selon diverses approches, le soutènement utilisé. Le nombre de boulons interceptant des blocs est relativement petit comparativement au nombre de boulons installés (306 dans les cas étudiés). Ceci indique que l'apport des boulons à la stabilité de la masse rocheuse n'est pas limité au renforcement des blocs instables. En effet, il semble que ces derniers contribuent grandement au maintien de blocs de plus petites dimensions à l'aide du grillage ainsi qu'au renforcement général de la masse rocheuse. Selon la quantification géométrique des blocs, au moins 92% des blocs modélisés ont une aire supérieure à 0.01m². Ce résultat indique qu'ils seront retenus par le grillage. Afin de vérifier si la résistance du grillage est dépassée par les blocs instables, les valeurs de résistance évaluées par Tannant (1995) furent utilisées. Moins de 1% des blocs instables excéderont la résistance du grillage.

Tableau 3.7. Influence de l'installation du soutènement et du grillage sur les blocs rocheux.

	Site 10	Site 8	Site 6	Site 21	Site 43
Nombre de blocs	479	586	292	297	621
Nombre de blocs interceptés	43	30	12	13	32
Nombre de blocs non soutenus excédant la résistance du grillage	0	0	0	0	1
Blocs non soutenus excédant la résistance du grillage (%)	0	0	0	0	0
Volume de roc non renforcé contenu dans le grillage (m ³)	4.1	4.4	2.2	2.5	4.3
Poids par unité de surface du roc non renforcé contenu dans le grillage (t/m ²)	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01

À cette étape il devient possible pour l'utilisateur d'évaluer ces résultats pour plusieurs simulations afin d'effectuer une analyse de risque. Dans le cas d'un modèle de réseau de joint qui génère les discontinuités de façon statistique, tel Stereobloc, il est possible d'effectuer une analyse de risque en effectuant plusieurs simulations et en évaluant une distribution de probabilité pour les facteurs de sécurité obtenus.

3.9 Analyse des sites d'études dans le cas des chantiers

La stabilité du toit d'un chantier dans le cas du site 8 fut analysée à l'aide de la même méthodologie. Le renforcement de la masse rocheuse utilisé à la mine comme patron de renforcement standard au toit des chantiers (Câble de 10 m et patron de 2 x 2 m.; Boulons à la résine de 2.1 m et patron de 1.2 x 1.2 m.; Grillage no 9 d'une maille de 0.1 x 0.1 m.)

La dimension de ces chantiers est typique des chantiers de la mine Louvicourt. Elle est de 50 m de long, 30 m de haut et 15 m de large. Les résultats sont présentés à la figure 3.8.

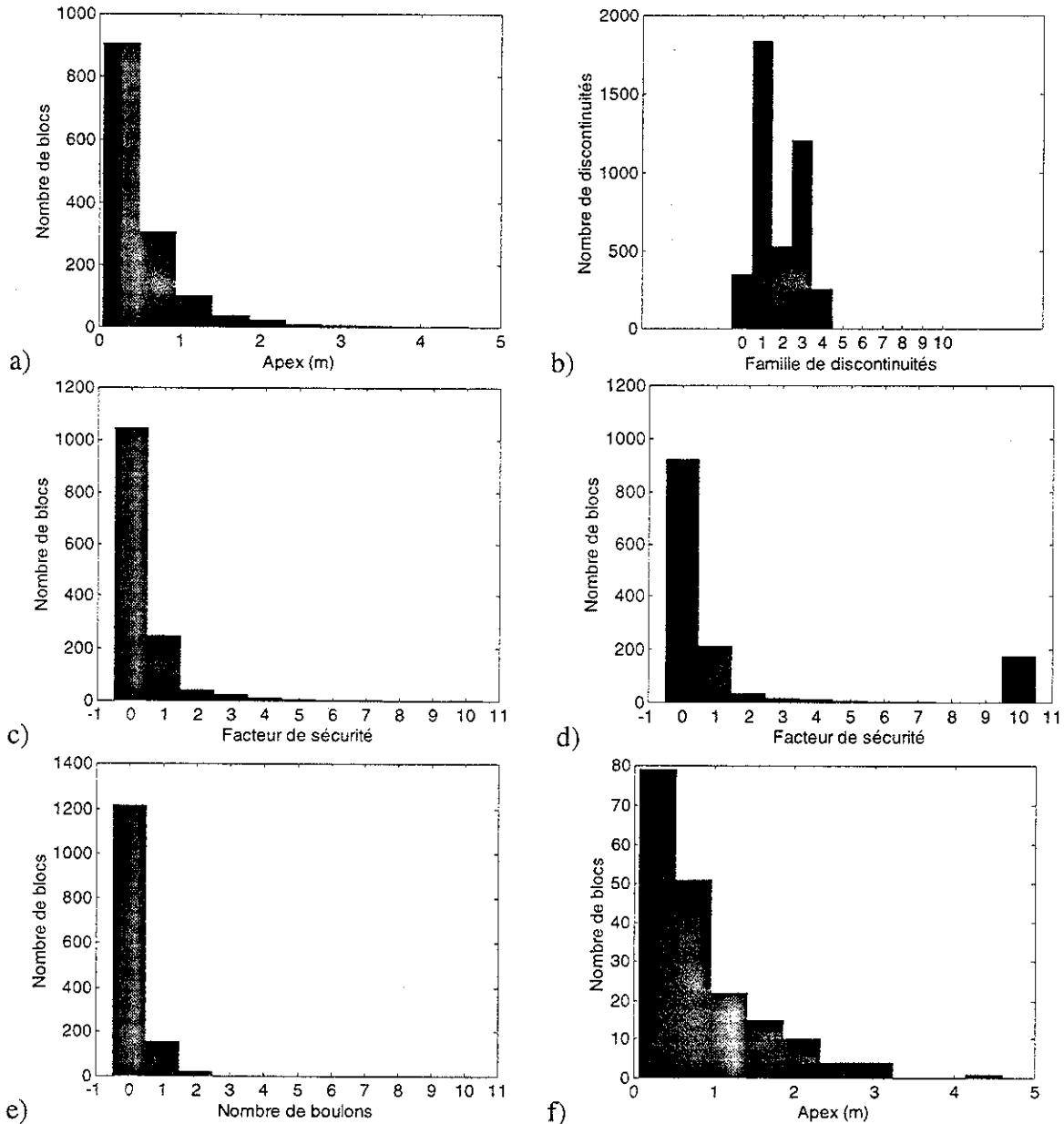


Figure 3.8. Quantification des distributions du site 8: a) Apex de tous les blocs, b) Familles de tous les blocs, c) Facteur de sécurité des blocs (aucun renforcement), d) Facteur de sécurité des blocs (avec renforcement), e) Nombre de blocs interceptés par des boulons, f) Apex des blocs renforcés.

Au toit du chantier 1393 blocs sont engendrés. Ces blocs sont généralement petits, figure 3.8a. Les discontinuités de la famille 1 sont les plus importantes pour la génération des blocs. La distribution des facteurs de sécurité sans soutènement est présentée à la figure 3.8c. Au total 11% des blocs ont un facteur de sécurité supérieur à 1. Lorsque le soutènement est utilisé, 22% des blocs ont un facteur de sécurité supérieur à 1, figure 3.8d. Au total 199 boulons interceptent des blocs rocheux. La figure 3.8f indique que les blocs de grandes dimensions sont adéquatement renforcés par les boulons. Une analyse plus détaillée montre que pour ce site la combinaison des boulons et du grillage est également adéquate pour maintenir en place la totalité des blocs rocheux.

Le Cavity Monitoring System (CMS) est couramment utilisé dans les mines québécoises afin de quantifier la stabilité des épontes. Cette méthode permet d'identifier le contour approximatif d'un chantier. Le CMS est fréquemment utilisé pour chiffrer la dilution des chantiers. Ce type de relevé fut utilisé dans le chantier du site 8 de la mine Louvicourt. Aucun effondrement ne fut observé au toit du chantier, indiquant ainsi l'efficacité du soutènement. Ce résultat concorde avec celui de l'analyse de stabilité.

3.10 Effets des contraintes sur la stabilité des galeries souterraines en milieu fracturé.

Hoek et al (1995) distinguent deux types de comportement pour les massif rocheux : un premier où les discontinuités contrôlent la stabilité et un second où les contraintes contrôlent la stabilité. Les sections précédentes présentent des méthodes de design et d'analyse novatrices pour des situations où les discontinuités contrôlent la stabilité. Cette section présente une nouvelle approche, développée au cours de cette thèse, permettant d'évaluer la stabilité des excavations souterraines lorsqu'un massif rocheux fracturé est soumis à un état de contraintes important. Cette approche, contrairement aux méthodes conventionnelles, considère conjointement la fracturation et les contraintes.

Les prochaines sections présentent comment la génération de réseaux de discontinuités et la modélisation des contraintes induites peuvent être utilisées conjointement afin de quantifier la réponse d'un massif rocheux fracturé soumis à un état de contraintes dictant la stabilité.

3.10.1 Représentation traditionnelle des discontinuités à l'aide de UDEC

Le logiciel par éléments distincts en deux dimensions UDEC (1996) a été retenu pour modéliser le comportement d'un massif rocheux fracturé soumis à un état de contraintes. Ce modèle numérique est très versatile et largement accepté. Celui-ci permet de décrire le réseau de discontinuités comme étant un assemblage de blocs rigides distincts. Ces blocs sont séparés par des discontinuités qui peuvent se déformer. En effet, il est possible de définir la rigidité des discontinuités. L'algorithme de ce modèle est basé sur une loi force-déplacement définissant l'interaction entre les blocs rigides. Une loi de la dynamique newtonienne permet de déterminer les déplacements induits dans les blocs par les forces non en équilibre.

La principale faiblesse associée au modèle numérique UDEC est la représentation simpliste du réseau de discontinuités sur une section d'analyse. En effet, comme la démontre la figure 3.9, la

représentation de la fracturation est habituellement limitée à la génération de familles de discontinuités caractérisées par une orientation moyenne, une longueur de trace infinie et un espacement moyen.

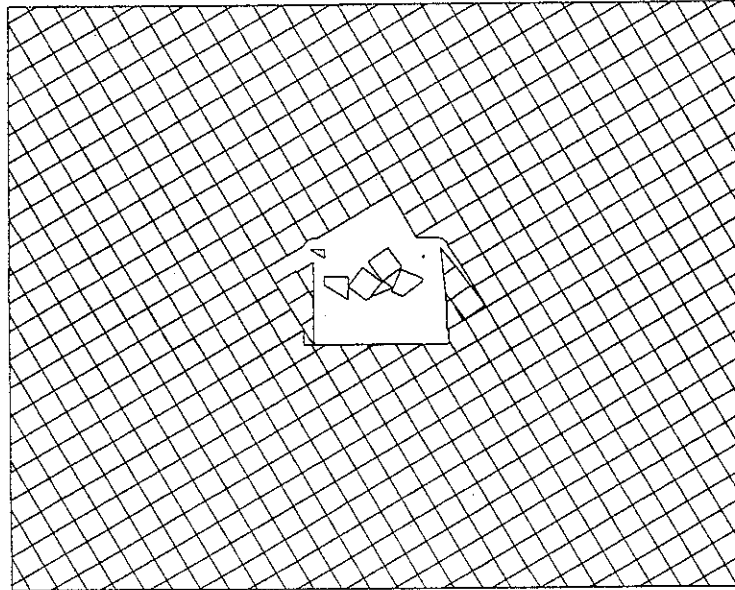


Figure 3.9. Représentation simpliste de la fracturation à l'aide de UDEC.

L'influence du pendage des discontinuités sur le volume des blocs désolidarisé a été analysée en deux dimensions en utilisant le modèle présenté à la figure 3.10.

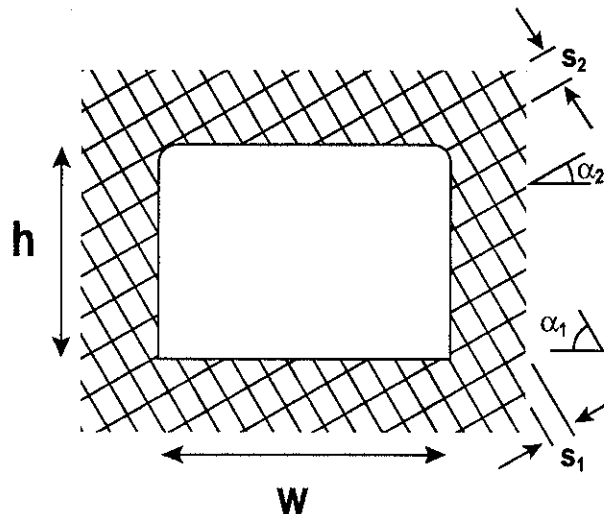


Figure 3.10. Géométrie du modèle utilisé.

La figure 3.11 synthétise les résultats obtenus pour des espacements normaux (S_1 et S_2) de 0.6 m, une cohésion nulle et un angle de friction de 30° . Cette abbaque permet de définir l'influence du pendage (α_1 et α_2). Il est ainsi possible d'établir le régime structural le plus défavorable en ce qui concerne le volume de blocs rocheux instables aux alentours d'une excavation souterraine. Les

résultats indiquent clairement l'importance de l'orientation des discontinuités sur le poids des blocs désolidarisés aux alentours des excavations. Il est possible de constater l'effet stabilisateur des contraintes dans le cas de deux familles de discontinuités ayant un fort pendage ($>75^\circ$).

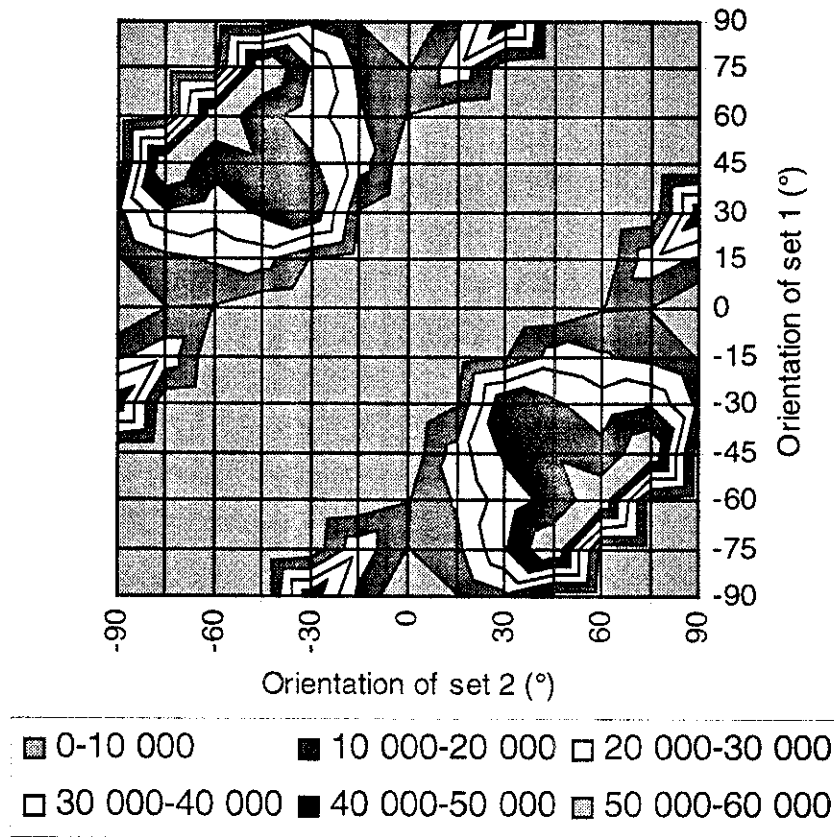


Figure 3.11. Poids des blocs instables (en kg) en fonction de l'orientation des discontinuités

3.10.2 Génération par Stereoblock des discontinuités modélisées à l'aide de UDEC

Les travaux de terrain effectués dans le cadre de ce projet ont démontré que la longueur des familles de discontinuités ne peut la plupart du temps être considéré comme étant infini par rapport à la dimension des excavations. La représentation du réseau de discontinuités à l'aide du logiciel UDEC devrait considérer adéquatement ces caractéristiques structurales.

Pour obtenir une représentation adéquate de la fracturation, une section peut être coupée au travers d'un massif rocheux simulé à l'aide de Stereoblock tel que présenté à la figure 3.6. Connaissant les coordonnées des discontinuités de cette section, celles-ci peuvent être introduites dans UDEC. Un module permettant la génération d'un fichier contenant les coordonnées des extrémités des discontinuités présentes sur une section d'analyse a été développé dans Stereoblock. Ce fichier peut être lu par UDEC. La figure 3.12 présente une section d'analyse où les discontinuités ont été générées à l'aide de Stereoblock. Au centre de la section, il est possible de voir la position envisagée d'une galerie.

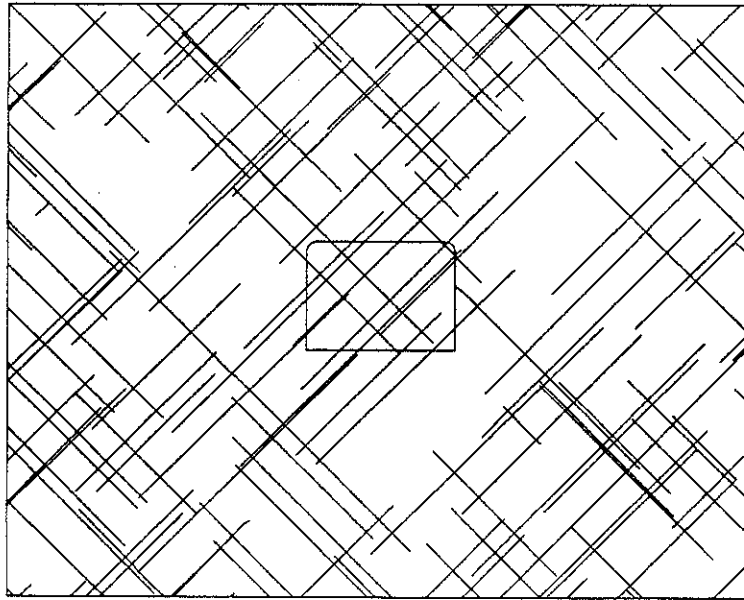


Figure 3.12. Représentation de la fracturation à l'aide de UDEC lorsque les discontinuités sont générées avec Stereoblock.

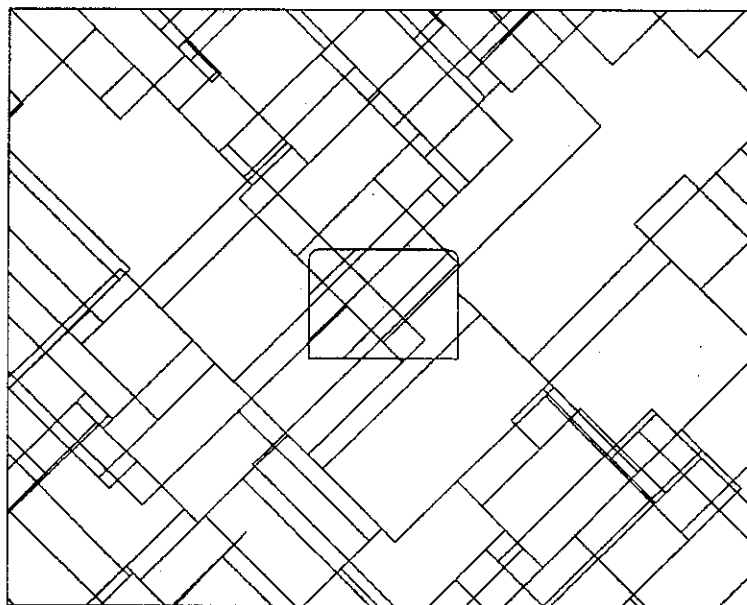


Figure 3.13. Représentation de la fracturation réaliste tel que modélisée à l'aide de UDEC.

Le modèle UDEC n'est pas en mesure de reproduire l'ensemble des discontinuités générées par Stereoblock. En effet, lorsqu'une ou plusieurs discontinuités ne sont pas liées aux frontières du modèle, elles ne sont pas modélisées par UDEC. Les seules discontinuités modélisées sont celles qui ont une connexion directe avec le pourtour du modèle ou indirecte par l'entremise des autres discontinuités. Cette limite du modèle ne permet pas un reflet exact de l'état in-situ de la fracturation. De plus, puisque UDEC ne peut modéliser le comportement des discontinuités terminant dans le roc intact, ce modèle tronque automatiquement les extrémités des discontinuités, figure 3.13. La transition entre la figure 3.12 et 3.13 est réalisée automatiquement.

Bien que UDEC ne soit pas en mesure de représenter les discontinuités n'ayant pas de connexion avec le pourtour du modèle et qu'il tronque la portion des discontinuités se terminant dans le roc intact, la représentation de la figure 3.13 est plus réaliste que le modèle simpliste présenté à la figure 3.9. UDEC est probablement le modèle numérique le plus avancé pour étudier les problèmes applicables aux éléments distinct. Les travaux effectués dans le cadre de ce projet ont toutefois démontré les limites de ce logiciel.

3.10.3 Cas d'étude permettant l'analyse de la stabilité d'un massif rocheux fracturé soumis à un état de contraintes

Un cas d'étude est présenté afin de démontrer l'applicabilité de l'approche décrite à la section précédente pour évaluer la stabilité d'un massif rocheux fracturé soumis à un état de contraintes. Le cas d'étude présente une analyse portant sur la stabilité d'une galerie de dimension typique de la région minière de l'Abitibi. La profondeur de cette excavation est également typique de cette région. Les contraintes horizontales in-situ sont égales à 27 MPa et les contraintes verticales sont de 15 MPa, Arjang (1996). Le réseau de discontinuités est caractérisé par deux familles de discontinuités. La première a un pendage de 45° et une direction de pendage de 90° et la seconde a un pendage de 45° et une direction de pendage de 270°. La longueur moyenne des traces des discontinuités est de 7m avec un écart-type de 5m et l'espacement normal moyen des deux familles est de 0.6m. Un massif rocheux de 20x20x20m fut généré à l'aide de Stereoblock. La simulation fut ensuite validée à l'aide de la méthode décrite au chapitre V. Huit sections furent coupées perpendiculairement à l'axe nord-sud. Ces sections sont localisées le long d'une galerie de 6m de largeur et 4.4 m de hauteur. Pour chacune de ces sections, les coordonnées des discontinuités furent évaluées et introduites dans UDEC.

Afin d'utiliser le modèle UDEC pour quantifier la stabilité, les propriétés mécaniques des discontinuités devaient être définies, tableau 3.8. Ces propriétés furent choisies comme valeurs préliminaires conformément aux suggestions de Christianson, (communication personnelle). L'influence de la cohésion et de l'angle de friction sur la stabilité des blocs a été analysée dans Grenon et al. (2000). Les résultats ont démontré que l'angle de friction influençait peu la quantité de blocs rocheux instables formés. Des valeurs de cohésion inférieures à 0.20 MPa influenceront la quantité de blocs rocheux instables formés. Au delà de cette valeur, une variation de la cohésion n'a plus d'influence.

Tableau 3.8. Propriétés mécaniques des discontinuités.

Propriétés	Valeurs
Rigidité normale des discontinuités	1×10^{10} Pa/m
Rigidité tangentielle des discontinuités	1×10^9 Pa/m
Cohésion	0 MPa
Angle de friction	30°

Puisque les blocs rocheux générés ne sont pas de dimensions uniformes, plusieurs problèmes furent rencontrés au cours des analyses. Les problèmes étaient liés à la stabilité numérique du code utilisé par UDEC. Trois facteurs causaient majoritairement les problèmes de stabilité numérique. Premièrement, la longueur d'arrondissement des blocs s'est avérée critique. Une valeur de 0.01m a été retenue pour cette analyse afin de minimiser le chevauchement des blocs rocheux. Deuxièmement, certaines valeurs de rigidité engendraient des chevauchements

importants des discontinuités (contact overlap), entraînant une instabilité numérique. Les valeurs proposées au tableau 3.8 ont été choisies afin de résoudre ce problème. Troisièmement, les déplacements en rotation des blocs longs et minces ne pouvaient être modélisés par UDEC. Une réduction du pas de temps de moitié s'est avéré la solution à ce problème. Ces valeurs optimales furent obtenues à la suite d'un processus itératif ainsi qu'à l'aide des recommandations de Christianson, (communication personnelle).

Lorsque les paramètres optimaux furent trouvés, la stabilité de cette excavation fut quantifiée à l'aide de UDEC. La figure 3.12 présente le comportement des blocs rocheux aux parois d'une section le long de la galerie. Cette analyse fut reprise sur les huit sections espacées de 2m le long de cette galerie

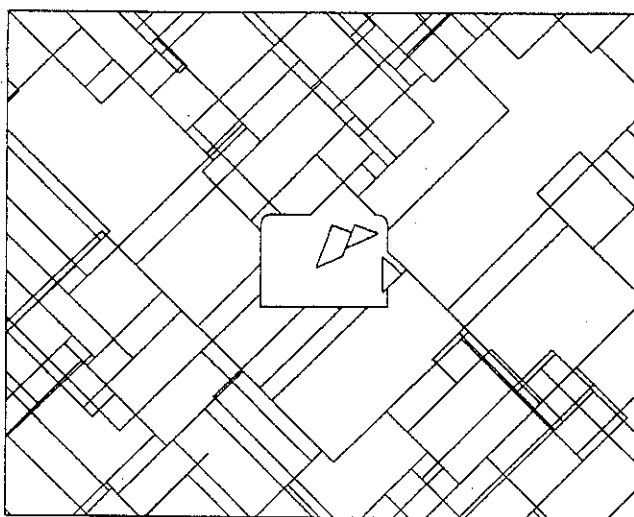


Figure 3.12. Quantification de la stabilité d'un massif rocheux réaliste tel que modélisée à l'aide de UDEC.

L'aire de roc instable aux parois de l'excavation fut quantifiée pour chacune des sections. Un bloc instable est caractérisé par des forces de contact inférieures à 10% des forces engendrées par les contraintes in-situ sur les parois du bloc rocheux. Les résultats sont présentés au tableau 3.9.

Tableau 3.9. Aire de roc instable au pourtour d'une galerie.

Section	Aire de roc instable au toit (m ²)	Aire de roc instable au mur gauche (m ²)	Aire de roc instable au mur droit (m ²)
1	2.41	0.00	0.78
2	2.52	0.06	1.32
3	5.04	0.00	1.37
4	4.21	0.11	2.46
5	7.56	0.42	0.71
6	7.24	2.44	0.71
7	6.87	2.44	0.74
8	1.23	2.63	0.92

Les résultats indiquent une variabilité le long de la galerie. En effet, le volume de roc instable diffère pour chacune des sections. Ces résultats reflètent plus adéquatement la variabilité inhérente aux réseaux de discontinuités. Cependant, le volume de roc instable demeure comparable pour toutes les sections. Le toit de la galerie est la paroi la plus instable pour ce réseau de discontinuités. La portée des blocs instables représente plus de 50% de la portée de l'excavation. Le soutènement devrait être installé de manière prioritaire sur cette paroi de l'excavation. Une faiblesse de cette analyse est qu'elle est réalisée en deux dimensions. Cependant l'utilisation de plusieurs sections le long de la galerie minimise cette lacune. Cette analyse souligne l'importance de la modélisation en trois dimensions des réseaux de discontinuités.

4 DISCUSSION DES RÉSULTATS

4.1 Caractérisation de la nature discontinue du massif rocheux

La classification géomécanique ainsi que les indices usuels utilisés afin de quantifier la fracturation inhérente au massif rocheux ne le font pas de façon adéquate. Ceci constitue un problème important puisque la fracturation est généralement considérée comme le principal paramètre influençant le comportement du massif rocheux. Ceci est d'autant plus important lorsque l'on considère que la plupart des méthodes empirique de conception du soutènement sont basées sur les résultats des différentes méthodes de classification géomécanique. Les modèles simulant les réseaux de discontinuités du massif rocheux se sont avérés supérieurs afin de représenter adéquatement la nature fracturée du massif rocheux.

La méthodologie utilisée dans le cadre de ce projet afin de caractériser la fracturation des sites d'études est prometteuse. Elle est toutefois basée sur des hypothèses simplificatrices, particulièrement celle considérant les joints comme des disques dans la masse rocheuse. Une limite importante du modèle actuel est qu'elle ne permet pas aux joints de se terminer les uns sur les autres. Bien que simplifiant la réalité, cette méthodologie permet néanmoins de quantifier plus adéquatement la fracturation du massif rocheux, surclassant ainsi les indices traditionnels. Les validations statistiques de la similitude entre les données acquises sur le terrain et les résultats des simulations témoignent de la validité du modèle élaboré. L'utilisation de cette méthodologie reste toutefois assez fastidieuse car la qualité des simulations dépend grandement de la qualité et de la quantité des données acquises sur le terrain. Actuellement, la meilleure méthode d'acquisition est le relevé par traverse. Cette méthode reste toutefois longue à effectuer correctement. Une attention particulière doit être apportée afin de ne pas analyser ensemble deux domaines géologiques, le cas échéant, les résultats ne seraient pas significatifs.

L'information supplémentaire offerte par l'utilisation des modèles de réseaux de joints ouvre des avenues très intéressantes afin d'élaborer de nouvelles méthodes de soutènement. Puisque le comportement du massif rocheux est grandement influencé par le volume des blocs, la connaissance de la distribution du volume des blocs donne une image beaucoup plus utile à l'ingénieur en mécanique des roches.

4.2 Conception du support de terrain

Les méthodes actuelles de conception du support de terrains sont principalement basées sur des méthodes empiriques, analytiques et numériques.

4.2.1 Méthodes empiriques

L'utilisation des méthodes empiriques présente plusieurs problèmes. En premier lieu, ces méthodes reposent principalement sur les méthodes de classification géomécaniques, or celles-ci comme il a été démontré ne réussissent pas à quantifier adéquatement la fracturation inhérente au massif rocheux, ces méthodes sont aussi hautement subjectives. Les résultats obtenus pour la classification des massifs peuvent en effet être très différents d'une personne à l'autre. Les bases de données ayant servies à élaborer ces méthodes de classification géomécanique sont constituées en grande majorité de cas appartenant au génie civil. Les abaques de soutènement du NGI et du RMR ont été développées en premier lieu pour le creusage de tunnel. L'application de ces abaques au domaine minier doit donc être effectuée avec circonspection, uniquement dans la conception initiale du soutènement.

4.2.2 Méthodes analytiques

L'utilisation des méthodes analytiques est plus répandue depuis la mise en marché de logiciels de conception du soutènement minier basée sur celles-ci. Ces méthodes sont toutefois inadéquates dans la majorité des sites d'études de ce projet. Les hypothèses simplificatrices rendent impossible une représentation adéquate de la fracturation des massifs rocheux. Ces méthodes ne considèrent que trois familles de discontinuités de longueur infinie. Ceci a pour effet d'évaluer un seul bloc, celui de volume maximal qu'il est géométriquement possible d'obtenir en fonction de l'excavation étudiée. Les travaux effectués dans le cadre de ce projet ont démontré que l'existence d'un tel bloc dans la réalité est très peu probable. Bien que ce type d'analyse présente l'avantage d'être très rapide à utiliser, les résultats obtenus sont inadéquats. Ceux-ci ne tiennent d'ailleurs pas compte des blocs de plus petites tailles qui sont, eux aussi, susceptible de se détacher, et de représenter un danger pour la sécurité des travailleurs. L'utilisation de ces méthodes ne devrait être effectuée que dans les massifs rocheux très peu fracturés et où la longueur des discontinuités est très longue par rapport à la dimension de l'excavation. Ce type de terrain n'a pas été rencontré dans les sites d'études caractérisés durant ce projet. Dans chacun des sites la longueur des discontinuités était plusieurs fois inférieure à la dimension de l'excavation.

Ces méthodes peuvent toutefois être utiles lors d'évaluations déterministes du support de terrain requis lorsque que trois discontinuités majeures ont été identifiées sur le terrain. Une analyse ponctuelle de ces trois discontinuités peut être effectuée et les résultats, dans ces cas devrait être adéquats.

4.2.3 Les méthodes basées sur les modèles de réseaux de joints

Les méthodes de conception du soutènement basées sur les réseaux de joints sont les méthodes les plus prometteuses. La méthode d'évaluation du soutènement requis en fonction de la blocométrie du massif rocheux telle que proposée à la section 3.4.1 doit être considérée comme

une méthode préliminaire. L'application de cette méthode ne doit pas remplacer le bon jugement de la part de l'ingénieur.

La méthodologie de conception développée dans le cadre de ce projet devrait remplacer avantageusement les méthodes analytiques traditionnelles. Cet outil permettra d'évaluer le support requis en fonction d'une représentation plus adéquate de la fracturation du massif rocheux. Les résultats obtenus pour les 6 sites d'études indique que la méthodologie proposée permet en effet d'évaluer le soutènement requis en fonction de la distribution du volume des blocs formés au toit des excavations et non pas en fonction d'une valeur unique, celle du bloc maximum pouvant se former au toit de l'excavation. Les méthodes classiques telle que le logiciel Unwedge surestime le volume maximum des blocs formés aux parois des excavations. La méthodologie obtenue permet aussi d'évaluer la performance du grillage, ce qui est en soit un élément de design novateur.

Actuellement, cette approche comporte des limites puisque les blocs considérés sont ceux qui sont en contact avec les parois des excavations. La méthodologie développée ne peut actuellement considérer que des blocs tétraédriques formés par l'intersection de trois discontinuités, ce qui ne reflète pas toujours la réalité observée sur le terrain. Il est possible en effet d'observer des blocs de formes cubique ou rectangulaire.

Pour l'instant, seul les modes d'action de maintien et de rétention sont considérés. En réalité le mode d'action du soutènement est beaucoup plus complexe car en plus des modes actuellement considérés, il exerce un rôle de renforcement du massif rocheux.

Des travaux sont en actuellement cours afin d'utiliser le modèle de réseau de joints développé à l'Université Laval dans le but d'élaborer une méthodologie de conception du soutènement basée sur les trois modes d'action précédemment cités. Une avenue actuellement à l'étude est basée sur la prédiction du comportement des boulons basée sur le nombre de discontinuités interceptées, le nombre de discontinuités par unité de volume et de la surface totale de joints par unité de volume.

5 CONCLUSIONS

La plupart des excavations minières sont réalisées dans un massif rocheux présentant des discontinuités. La présence de plans de faiblesse provoque une division du massif rocheux en une série de blocs dont la taille, la forme et l'orientation influencent la stabilité des ouvrages souterrains. Il est généralement admis que l'élément essentiel à la prédiction du comportement de la masse rocheuse et au design du soutènement requis est une caractérisation adéquate de la nature tridimensionnelle de la fracturation de la masse rocheuse.

Une campagne de relevés de discontinuités réalisée dans 6 mines souterraines a permis d'amasser des données géomécaniques dans 46 sites d'études. En se basant sur les résultats issus de cette campagne d'échantillonnage, il a été démontré que les indices usuels afin de caractériser la masse rocheuse ne réussissent pas à quantifier adéquatement sa fracturation. Un modèle de réseau de discontinuités a donc été développé afin de simuler un massif rocheux fracturé. Les comparaisons statistiques entre les résultats obtenus directement sur le terrain et les données issues du modèle proposé ont démontré la validité de ce dernier. Un nouvel outil est donc

disponible pour simuler et caractériser adéquatement la fracturation du massif rocheux. Le modèle proposé comporte toutefois certaines limites, il ne considère en effet que des joints de forme circulaire et il lui est impossible pour l'instant de simuler des joints se terminant les uns sur les autres.

Les méthodes empiriques habituellement utilisées afin d'évaluer le support requis sont majoritairement basées sur les résultats des différentes classifications géomécaniques. Il a été démontré que ces classifications ne réussissent pas à caractériser adéquatement la fracturation du massif rocheux. La validité de ces méthodes de conception du support est donc discutable, du moins en ce qui concerne les mines souterraines.

Une méthodologie de conception du soutènement des blocs rocheux a été proposée dans le cadre de ce projet. Cette méthodologie repose sur le modèle de réseau de joint développé à l'Université Laval. L'avantage principal de cette méthode est de permettre la conception du soutènement en fonction d'une représentation adéquate des blocs rocheux formés par la fracturation inhérente au massif rocheux. Les résultats issus de la méthodologie proposée ont été comparés avec les résultats issus des méthodes analytiques. Ces dernières méthodes ne réussissent pas à évaluer correctement la taille des blocs issus de la fracturation du massif rocheux. Il est généralement accepté que la dimension des blocs rocheux est un des principaux paramètres influençant le comportement du massif rocheux et la réponse du soutènement. La méthodologie proposée semble être un meilleur outil de conception comparativement aux méthodes analytiques habituellement utilisées, tel le logiciel Unwedge. La figure 5.1 schématise de façon conceptuelle la méthodologie proposée.

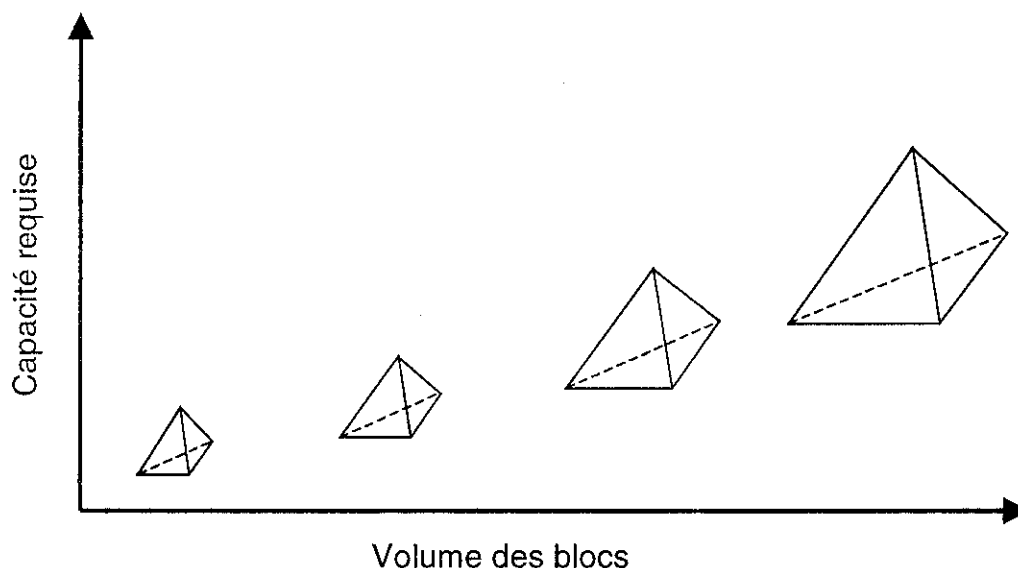


Figure 5.1. Relation entre la capacité requise et la distribution du volume des blocs rocheux à maintenir.

Il a été démontré que la distribution du volume des blocs rocheux peut être déterminée adéquatement à l'aide de la méthodologie de conception présentée dans le cadre de ce projet. L'ingénieur peut, connaissant cette distribution, choisir de planifier le soutènement requis en fonction du V_{50} ou du V_{75} , dépendamment du risque acceptable. Une fois ce choix effectué, l'ingénieur doit sélectionner la capacité requise pour le soutènement. L'abaque présentée à la

figure 5.2 permet d'évaluer la capacité requise en fonction de la densité du massif rocheux et du volume des blocs rocheux. Le tableau 5.1 présente les limites élastiques et la résistance ultime des différents types de support de terrain utilisés dans les mines souterraines du Québec.

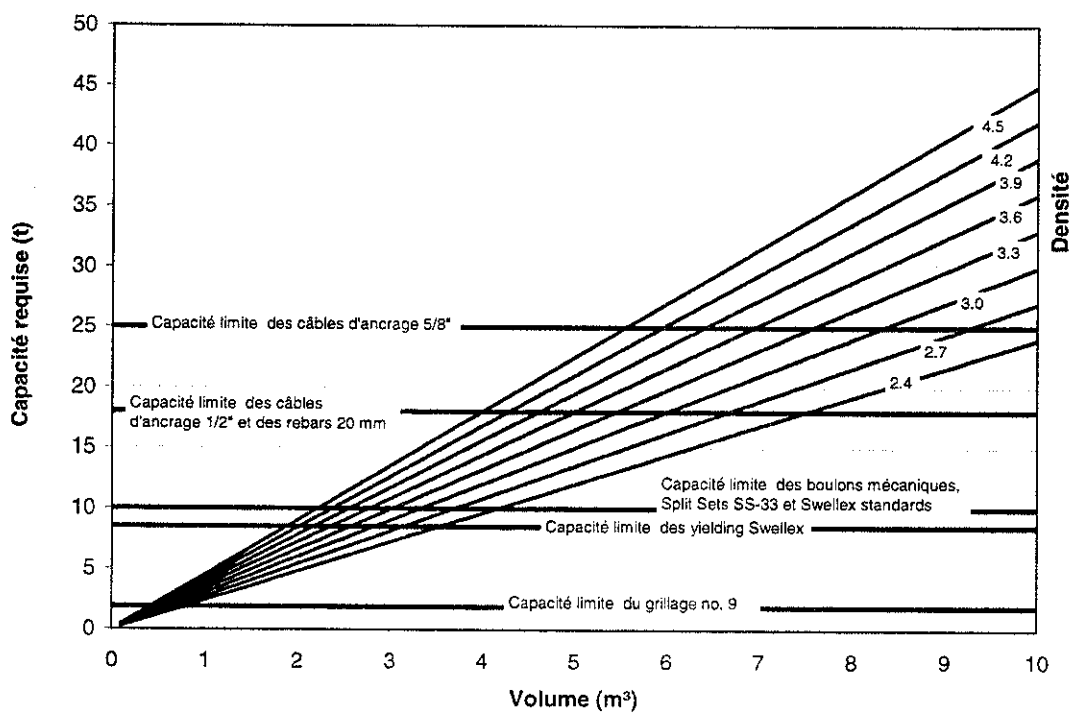


Figure 5.2. Relation entre la densité du roc, le volume des blocs et la capacité requise du support de terrain.

Tableau 5.1. Propriétés des systèmes de support de terrain

Type de support	Limite Élastique (t)	Résistance ultime (t)
Boulon mécanique 5/8''(acier C1060)	6.0	10.0
Split Set (SS-33)	8.5	10.6
Standart Swellex	N/A	10.0
Yielding Swellex	N/A	8.5
Super Swellex	N/A	20.0
Rebar 20 mm (#6)	12.4	18.5
Rebar 25 mm (#8)	20.5	30.8
Dywidag #6	11.9	18.0
Câble d'ancrage 1/2''	15.9	18.8
Câble d'ancrage 5/8''	21.6	25.5
Type de support	Capacité pour un patron de 1.2 x 1.2 m	
Treillis à maille soudée 10 cm x 10 cm (6 gauge)	3.3 tonnes	
Treillis à maille soudée 10 cm x 10 cm (9 gauge)	1.9 tonnes	
Treillis non galvanisé à maille entrelacées (9 gauge)	3.7 tonnes	
Treillis galvanisé à maille entrelacées (9 gauge)	3.2 tonnes	

5.1 Applicabilité des résultats

Ce projet a permis de constituer une base de données structurales provenant de plusieurs mines souterraines du Québec et du Nouveau-Brunswick. Cette base de données a pu servir de point de référence à partir duquel les méthodes traditionnelles de design du soutènement ont pu être appliquée. Il a été clairement démontré que les méthodes déterministes ont des limites quant à leur applicabilité dans la majorité des sites d'études investigués.

Les méthodes empiriques, bien que plus adéquates que les méthodes déterministes, ont toutefois une applicabilité plus réduite qu'il est généralement perçu. Les limites de ces méthodes sont reliées étroitement à l'incapacité des paramètres constitutifs des systèmes de classification à définir adéquatement la composante structurale du massif rocheux (ex. RQD / J_n).

La méthode numérique la plus appropriée à la conception des excavations dans les massifs rocheux fracturés est la méthode des éléments distincts. Une série simulations numérique ont permis d'élaborer une abaque préliminaire servant à la conception des excavations souterraines.

Ce projet introduit une méthodologie permettant une meilleure quantification de la fracturation du massif rocheux. Cette méthodologie fut utilisée afin d'élaborer une abaque préliminaire basée sur la connaissance de la distribution du volume des blocs déterminés à partir des données structurales.

Ce projet a aussi démontré comment les modèles de réseaux de joints permettent de définir plus adéquatement le volume des blocs formés au toit des excavations souterraines. Il a été démontré que les volumes ainsi évalués sont plus réalistes que les volumes prédits par les méthodes déterministes.

5.2 Retombées éventuelles

Les deux dernières décennies ont vu d'important développement dans les outils de conceptions disponibles pour les ingénieurs miniers, tel les modèles numériques. L'emploi de ces méthodes requiert dans la majorité des cas l'utilisation de données souvent impossibles à obtenir dans le contexte d'une mine en production. Paradoxalement, lorsque des efforts particuliers étaient fournis afin de collecter des données structurales, celles-ci ne pouvaient pas être utilisées à leur plein potentiel. La méthodologie proposée permet d'utiliser de façon plus complète ces données structurales.

Ce projet a démontré comment des données de terrain peuvent être utilisées afin de développer un modèle de réseau de joints. Ce modèle peut à son tour permettre la réalisation d'analyses de stabilité des blocs rocheux basées sur une évaluation réaliste de la distribution de leur volume. Ceci peut permettre une meilleure conception du soutènement minier rendant ainsi les excavations souterraines plus sécuritaires pour les travailleurs miniers.

6 LISTES DES PUBLICATIONS DANS LE CADRE DE CE PROJET

Grenon M., Hadjigeorgiou J., Harrison J. & Banas R. 2000. An Investigation of Drift Stability in Moderately Jointed Rock Mass. Proceedings of the 5th North American Rock Mechanics Symposium Seattle USA.

Grenon M. & Hadjigeorgiou J. 2000. Développement récent portant sur la caractérisation des massifs rocheux. Proceedings of the 15th session on ground control, Val d'Or, Canada.

Grenon M. & Hadjigeorgiou J. (2000). Stope design based on realistic joint network. Proceedings of Massmin 2000, Qld, Australia (sous presse).

Grenon M. & Hadjigeorgiou J. 2000. Conception du soutènement à l'aide de la modélisation des réseaux de discontinuités. Proceedings of the 16th conference of the tunnelling association of Canada, Montreal. (sous presse).

Hadjigeorgiou J., Lessard J.F. Bruneau G. Grenon M. 2000. Evaluation of deterministic ground support design for underground excavations. Proceedings of the 16th conference of the tunnelling association of Canada, Montreal. (sous presse).

Hadjigeorgiou J. & Grenon M. 2000. Geomechanical analysis using simulated 3D natural joint networks. Proceedings of the 9th International Symposium on Mine Planning & Equipment Selection, Athens Greece. (sous presse).

7 RÉFÉRENCES

Arjang B., 1996. In Situ ground stresses in the Abitibi Mining District, *CIM Bulletin*, Vol 89, No 996, p. 65-71

Barton N.R., R. Lien et J. Lunde, 1974. Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support, *Rock Mech.* 6, pp. 189-239

Barton N. & E. Grimstad 1994. The Q-System following Twenty years of Application in NMT Support Selection. *Felsbau* 12 Nr. 6, pp. 428-436.

Bieniawski Z.T. 1973. Engineering Classification of Jointed Rock Masses. In *Transaction of the South African Institution of Civil Engineers*, 15, p. 335-344.

Brady B.H.G. & Brown E.T. 1993. *Rock Mechanics for underground mining*. Chapman & Hall

Charette F. & Hadjigeorgiou J. 1999. *Guide pratique du soutènement minier*. Association minière du Québec, p. 117.

Choquet P. & Hadjigeorgiou J. 1993. The design of support for underground excavations. *Comprehensive rock engineering*, Volume 4, p. 313-348.

Deere D.U. 1967. Technical description of rock cores for engineering purposes. *Rock Mech. Eng. Geol.*, 1, 17-22.

Dershowitz W.S, Kleine T.H. & Herda H.H. 1996. *FracMan Version 2.5 Interactive Discrete Feature Data Analysis, Geometric Modeling, and Exploration Simulation : User Documentation*. Golder Associates Inc., Redmond WA (USA).

Diederichs M.S., S. Espley & C. Langille 1998. Optimizing Support Design for Wedge Instability –The Viability Index, *100th CIM Annual General Meeting*, CD-Rom, Montréal, pp. 1-8.

Grenon M. 1997. *Utilisation de la blocométrie du massif rocheux dans les mines souterraines*. Mémoire de Maîtrise, Université Laval.

Grenon M., Hadjigeorgiou J., Harrison J. & Banas R. 2000. An Investigation of Drift Stability in Moderately Jointed Rock Mass *Proceedings of NARMS 2000*, Seattle USA..

Grenon M. 2000. *Conception des excavations minières souterraines à l'aide de la modélisation de réseaux de discontinuités*. Thèse de Doctorat, Université Laval.

Hadjigeorgiou J., Lessard J.F., Villaescusa E. & Germain P. 1995. An appraisal of structural mapping techniques. *Mechanics of Jointed and Faulted Rock*, Rossmanith (éd.), Balkema, pp.193-199.

Hadjigeorgiou J., J.F. Lessard & F. Flament 1995. Characterizing in-situ block distribution using a stereological model. *Canadian Tunnelling Journal*, pp. 201-211.

Hadjigeorgiou J., Grenon M. & Lessard J.F 1998. Defining in-situ block size. *CIM Bulletin*, Vol. 91, No. 1020 pp. 72-75.

Hoek E. et E. T. Brown 1980. *Underground Excavations in Rock*. The Institution of Mining and Metallurgy, London. p. 527.

Hoek E., P.K. Kaiser et W.F. Bawden. 1995. *Support of Underground Excavations in Hard Rock*. Balkema p. 215.

Hudson J.A. & Harrison J. 1997. *Engineering rock mechanics*. London : Pergamon Press.

International Society of Rock Mechanics 1978. Suggested Methods for the Quantitative Description of Discontinuities in Rock Masses. *Int. J. Rock Mech. Sci. & Geomech. Abstr.* Vol. 15, pp. 319-368.

Li B. 1991. *The stability of wedges formed by three intersecting discontinuities in the rock surrounding underground excavations*. Ph.D. thesis, University of Toronto.

Lessard J.F. 1996. *Evaluation de la blocométrie des massifs rocheux*. Mémoire de Maitrise, Université Laval.

Maerz N. H. & Germain P. 1992. Block Size Determination around Underground Openings Using Simulations Based on Scanline Mapping. *Proc. ISRM Conf. on Fractured and Jointed Rock Masses*, Lake Tahoe, U.S.A.

Matlab, Mathworks 1999.

McCreath D.R. & P.K. Kaiser 1992 Evaluation of current support practices in burst-prone ground and preliminary guidelines for Canadian hardrock mines. *Rock Support in Mining and Underground Construction*, Kaiser & McCreath (eds) pp.611-619.

Milne D., J. Hadjigeorgiou et R. Pakalnis 1998. Rock mass characterization for underground hard rock mines. *Canadian Tunnelling*. pp. 107-117.

Palmstrøm A 1982. The Volumetric Joint Count-A Useful and Simple Measure of the Degree of Rock Mass Jointing. *Proc. 4th Congress Int. Assoc. Engin. Geology*. New Delhi, Vol. 2, pp. 221-228.

Peaker, S.M. 1990. *Development of a simple block size distribution model for the classification of rock masses*. M.Sc. Thesis, University of Toronto.

Priest S.D. 1993. *Discontinuity Analysis for Rock Engineering*. Chapman & Hall, p. 473.

Tannant D. 1995. Load capacity and stiffness of welded-wire mesh. 48th *Canadian Geotechnical Conference*, Vancouver Canada.

UDEC, v3.0, 1996. *Universal Distinct Element Code manual*, Itasca Consulting Group Inc

Villaescusa E. 1991. *A three dimensional model of rock jointing*. Ph.D. Thesis, University of Queensland.

Warburton P.M. 1980. A Stereographical Interpretation of Joint Trace Data. *Int. J. Rock Mech. Sci. & Geomech. Abstr.* Vol. 17, pp. 181-190.

Windsor C.R. 1999. Keynote lecture : Systematic design of reinforcement and support schemes for excavations in jointed rock. *Proceedings of the international symposium on ground support*, Kargoorlie, Australia. Balkema, p35-58