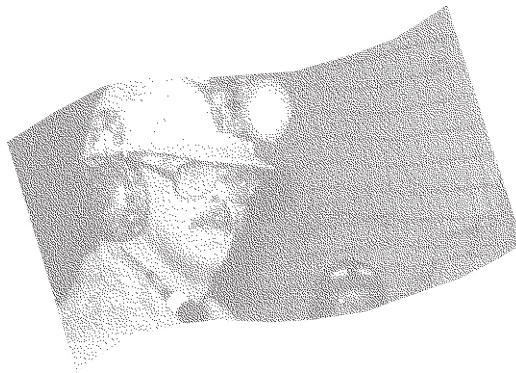


Étude de l'effet du sautage adouci sur la fracturation des parois d'une excavation souterraine



Richard Simon

Août 2002

R-310

RAPPORT



La recherche, pour mieux comprendre

L'Institut de recherche Robert-Sauvé en santé et en sécurité du travail (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 subventionne 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, en téléphonant au 1-877-221-7046.

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

Dépôt légal
Bibliothèque nationale du Québec
2002

IRSST - Direction des communications
505, boul. de Maisonneuve Ouest
Montréal (Québec)
H3A 3C2
Téléphone : (514) 288-1551
Télécopieur : (514) 288-7636
publications@irsst.qc.ca
www.irsst.qc.ca

© Institut de recherche Robert-Sauvé
en santé et en sécurité du travail,
août 2002.

Étude de l'effet du sautage adouci sur la fracturation des parois d'une excavation souterraine

Richard Simon
Département des génies civil, géologique et des mines, École Polytechnique

ÉTUDES ET
RECHERCHES

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 de l'auteur.

SOMMAIRE

Dans les mines souterraines, les chutes de terrain demeurent encore aujourd'hui une cause importante d'accidents mortels et autres accidents graves. L'écaillage et l'installation du soutènement sont les activités qui présentent le plus de risques de blessures liées aux chutes de roches. En effet, celles-ci nécessitent que le travailleur soit exposé à un massif rocheux non soutenu où des roches peuvent se détacher du toit.

Trois facteurs principaux affectent la difficulté des opérations d'écaillage et d'installation du soutènement: l'état initial du massif rocheux et les structures géologiques, les contraintes induites à la paroi de la galerie pouvant amener des instabilités, et l'endommagement causé par le sautage. Il est théoriquement possible de réduire l'endommagement causé par le sautage par de meilleures techniques de sautage, tel que le sautage adouci, et réduire ainsi les risques de chutes de roches.

L'objectif principal de ce projet était d'évaluer le gain à la stabilité des parois par la technique du sautage adouci. Cependant, l'endommagement des massifs rocheux est difficile à mesurer de façon absolue. Dans ce projet, une évaluation de l'endommagement au toit d'une galerie a été réalisée de façon comparative pour un patron de forage conventionnel et pour un patron de forage adouci à la mine Richmond - division Francoeur. L'étude a été réalisée sur une portion de galerie de ventilation longue de 24 m avec cinq volées pour chaque patron.

Pour évaluer l'avantage de l'utilisation du sautage adouci, plusieurs indicateurs ont été utilisés et des mesures ont été effectuées incluant une étude de temps et de coûts, une évaluation des difficultés lors de l'écaillage et de l'installation du soutènement, des observations à la caméra dans des trous de forage, des mesures au dilatomètre et des essais en laboratoire. Les indicateurs utilisés ont montré une amélioration moyenne de 3 à 14% selon l'indicateur utilisé. De plus, l'endommagement étant très influencé par la qualité initiale du massif rocheux, l'amélioration est de 20% à 48% si l'on ne compare que les zones de qualité similaire.

Tous les indicateurs utilisés pour comparer l'endommagement ont été favorables au patron adouci. Il est donc clair que cette technique lors du percement de galerie peut amener des gains importants au niveau de la sécurité des travailleurs en réduisant le risque de chutes de roches lors de l'installation du soutènement et en augmentant la stabilité des excavations.

ABSTRACT

In underground mines, rockfalls are still today an important cause of fatalities and other serious injuries. Scaling and ground support installation are activities where the risk of rockfalls is high. These activities require that workers be exposed to an unsupported back where rocks can fall from the roof of the excavation.

Three main factors affect the difficulty of these operations: the initial state of the rock mass and geological structures, the induced stress at the excavation boundary, which can bring instabilities, and damage caused by blasting. It is theoretically possible to reduce the damage caused by blasting with improved blasting techniques, such as smooth blasting, and to reduce the risk of rockfalls.

The main objective of this project was to evaluate the possible gain in stability of excavations for the smooth blasting technique. However, rock mass damage is difficult to measure in a practical manner. In this project, an assessment of damage to the back of a drift has been performed for a conventional blasting design and for a smooth blasting design at the Richmond mine - Francoeur division. The survey was done on a portion of a ventilation drift of 24 m in length with five rounds taken for each blast design.

To evaluate the performance of the smooth blasting technique, several indicators were used and measures performed including time and costs studies, assessment of difficulties with scaling and ground support installation, observations with a camera into boreholes, dilatometer measurements and laboratory tests. The indicators showed a mean improvement of 3 to 14% depending of the indicator. Furthermore, damage being strongly influenced by the initial state of the rock mass, if one only compares zones with similar initial quality, the improvement is then between 20% and 48%.

All indicators used to compare the damage were favourable the smooth blasting technique. Therefore, it is clear that this technique can bring some important gains to the safety of workers by reducing the risk of rockfalls and increasing the overall stability of the excavation.

REMERCIEMENTS

L'auteur tient à remercier l'Institut de recherche Robert-Sauvé en santé et en sécurité du travail du Québec et Mines Richmont pour leur appui financier à ce projet. La réalisation de ce projet n'aurait pas été possible sans la participation importante de MM. François Girard et Jacques Daigneault de Mines Richmont division Francoeur, de M. Laurent Roy d'Explosifs ETI et de M. Denis Labrie de CANMET. L'auteur tient également à remercier M. André de Guise, directeur de la mine Francoeur pour son appui à ce projet.

TABLE DES MATIÈRES

Sommaire.....	i
Abstract	ii
Remerciements.....	iii
Table des matières	iv
1. Introduction.....	1
1.1 Problématique	1
1.2 Techniques de sautage.....	2
1.3 Objectifs de l'étude.....	3
2. Considérations théoriques de l'endommagement des roches et des massifs rocheux	4
2.1 L'endommagement de la roche intacte	5
2.1.1 Phases de déformation	5
2.1.2 Initiation de l'endommagement	7
2.2 L'endommagement des massifs rocheux	8
2.2.1 Approche classique en génie des mines	8
2.2.2 Approche basée sur la mécanique de l'endommagement CDM	9
2.2.3 Approche combinée.....	9
2.3 Sources d'endommagement	11
2.3.1 Endommagement inhérent.....	11
2.3.2 Endommagement causé par la concentration de contraintes	12
2.3.3 Endommagement causé par la méthode d'excavation	13
2.4 Évaluation de l'endommagement	15
2.4.1 Mesures basées sur des observations visuelles.....	15
2.4.2 Mesures indirectes.....	16
2.4.3 Mesures directes.....	16
2.5 Critères d'endommagement.....	18
2.5.1 Le critère MSDP _u	18
2.5.2 Critère d'endommagement induit (D _M).....	21
2.5.3 Autres critères basés sur la propagation des vibrations (PPV)	22
3. Site à l'étude	24
3.1 Généralités	24
3.2 Caractérisation du site	27
3.2.1 Géologie	27
3.2.2 Propriétés géomécaniques	27
3.3 Fonçage de la galerie.....	30
3.3.1 Patron de forage standard.....	30
3.3.2 Patron de sautage adouci	32
3.4 Travaux de terrain réalisés	34

4. Résultats des travaux	35
4.1 Endommagement inhérent.....	35
4.2 Endommagement causé par l'accroissement de contraintes	37
4.2.1 Contraintes induites à la paroi	38
4.2.2 Seuil d'initiation de l'endommagement.....	39
4.2.3 Évaluation de l'endommagement.....	40
4.3 Endommagement causé par le sautage.....	42
4.3.1 Observations visuelles.....	42
4.3.2 Essais en laboratoire.....	44
4.3.3 Mesures au dilatomètre	45
4.3.4 Autres critères d'endommagement	48
5. Discussion	50
5.1 Aspects opérationnels.....	50
5.1.1 Étude de temps	50
5.1.2 Impact sur les coûts de développement	50
5.1.3 Impact sur la santé et sécurité des travailleurs.....	51
5.2 Évaluation de l'endommagement	51
5.2.1 Endommagement inhérent.....	51
5.2.2 Endommagement causé par l'accroissement de contraintes	52
5.2.3 Endommagement causé par le sautage	53
5.3 Avantages du patron adouci	55
6. Conclusions	56
Références	57
Annexe A: Résultats d'essais en laboratoire (Polytechnique)	61
Annexe B: Résultats d'essais en laboratoire (CANMET)	71
Annexe C: Publications réalisées dans le cadre du projet	86

1. INTRODUCTION

1.1 Problématique

Dans les mines souterraines, les travailleurs peuvent être exposés à de nombreuses situations présentant des risques d'accidents. Parmi celles-ci, les chutes de terrain demeurent encore aujourd'hui une cause importante d'accidents mortels et autres accidents graves dans les mines. Ainsi, malgré une baisse généralisée du nombre d'accidents mortels dans les mines québécoises au cours des cinquante dernières années (on enregistrait une moyenne de près de 12 par année dans les années 50, et environ 4 par année dans les années 80), la proportion causée par les chutes de terrain ne montre pas de fléchissement marqué (Anon., 1993). Bien que les chutes de terrain représentent usuellement moins de 15% de tous les accidents dans les mines souterraines, celles-ci sont responsables de près de la moitié des accidents mortels (APSM, 1999). À cet égard, on note que les opérations d'écaillage et d'installation du soutènement comptent pour environ 40% des accidents indemnisables liés aux chutes de terrain.

Lors des opérations de développement de galeries dans une mine souterraine, le cycle normal comprend le forage, le sautage, l'écaillage, le déblaiement et l'installation du soutènement. Parmi ces opérations, l'écaillage et l'installation du soutènement sont les activités présentant le plus de risques de blessures pour le travailleur. En effet, celles-ci nécessitent que le travailleur soit exposé à un massif rocheux non soutenu où des roches peuvent se détacher du toit. L'écaillage consiste à faire tomber les roches branlantes et endommagées par le sautage. Le soutènement consiste généralement à forer des trous pour y installer des boulons d'ancrage qui supportent le toit de la galerie (du grillage est aussi couramment installé au toit de celle-ci).

Trois facteurs principaux affectent la difficulté des opérations d'écaillage et d'installation du soutènement: la fracturation naturelle du massif et les structures géologiques présentes, les contraintes induites à la paroi de la galerie pouvant amener des instabilités, et l'endommagement causé par le sautage. La fracturation inhérente du massif est un problème qui peut être contrôlé par une bonne caractérisation du massif rocheux et un bon positionnement ou orientation des excavations. Les contraintes induites sont liées à la géométrie et à l'orientation de la galerie et aux contraintes initiales. Les dommages causés par le sautage peuvent être réduits par de meilleures techniques de sautage.

Le sautage à l'aide d'explosif est la principale technique utilisée pour le percement d'excavations en roches dures. Cette technique, essentielle pour les opérations, contribue largement à l'endommagement du massif rocheux et à la création d'instabilités localisées. La zone endommagée autour de l'excavation par le sautage peut varier de quelques centimètres à plusieurs mètres de profondeur. Plusieurs techniques de sautage peuvent être utilisées pour tenter de réduire l'endommagement. Certaines de ces techniques requièrent usuellement le forage de

trous supplémentaires à la paroi. Cependant, le forage de ces trous supplémentaires augmente de façon significative les coûts (matériel de forage, temps de la main-d'œuvre) liés à cette opération. De plus, lors des opérations de développement de galeries, le temps est souvent un facteur important pour les opérations minières dans la réduction des coûts. C'est pourquoi ces techniques ne sont encore que rarement utilisées dans la majorité des mines.

1.2 Techniques de sautage

À l'état naturel, le massif rocheux n'est pas homogène et contient un bon nombre d'imperfections: fissures, diaclases, plans de faiblesse, failles etc. La résistance du massif rocheux dépend alors de la nature de la roche ainsi que des imperfections présentes. L'action de fragmenter la roche à l'aide d'explosifs peut créer de nouveaux dommages au massif rocheux, réduisant ainsi sa résistance. Plusieurs techniques de sautage peuvent être utilisées pour réduire et limiter l'endommagement causé aux parois et les bris hors profil. Parmi celles-ci, on retrouve le pré-clivage, le sautage adouci, le forage très rapproché et le sautage coussiné (Anon., 1977).

La technique du pré-clivage consiste à faire détoner les trous de la périphérie avant le sautage de l'excavation principale. La théorie du pré-clivage veut que certaines fissures radiales d'un trou se joignent à un trou voisin pour former un plan de rupture entre les trous. Cette technique n'est pas couramment utilisée dans les galeries souterraines à cause de la possibilité de trous coupés, attribuables à l'espacement rapproché et au faible fardeau du tir principal (Anon., 1977).

La technique du sautage adouci (parfois appelée tir de contour, tir périmétrique ou sautage de parement) consiste à forer un plus grand nombre de trous à la limite de l'excavation et d'utiliser une charge plus faible pour ceux-ci. Tous ces trous détonent simultanément (ou avec un minimum de délai) à la fin de la séquence de sautage. Il y a alors une action de clivage entre les trous, ce qui laisse une paroi plus lisse avec un minimum de bris hors profil (Anon., 1977). Dans les mines souterraines québécoises, cette technique est principalement utilisée dans les chantiers ouverts afin de limiter la dilution dans les épontes.

La technique du forage très rapproché consiste à forer un très grand nombre de trous de petit diamètre à la limite de l'excavation sans les remplir d'explosifs. Ceci produit un plan de moindre résistance vers lequel le tir principal peut se dégager et réfléchir les ondes de chocs pour réduire le bris et les efforts sur la paroi définitive (Anon., 1977). L'utilisation de cette technique est très limitée à cause de l'imprévisibilité des résultats et du coût élevé de forage.

Le sautage coussiné est similaire au sautage adouci à la différence que les charges dans le trou de forage sont séparées par des pierres concassées. Le coussin peut servir ainsi à limiter la charge explosive. Cette technique est principalement utilisée pour les trous de grand diamètre dans les mines à ciel ouvert (Anon., 1977).

L'utilisation de telles techniques de sautage permet en théorie de réduire l'endommagement des parois du massif rocheux dû au sautage. Ceci peut alors avoir pour effet de diminuer les risques

d'instabilités et de chutes de roches. Dans les mines souterraines, ces techniques ont principalement été utilisées pour réduire la dilution des épontes dans les chantiers ouverts. Ces techniques sont peu utilisées lors du percement de galeries, car les trous supplémentaires augmentent le temps du cycle de forage et de sautage et engendrent ainsi des coûts supplémentaires. Il est possible cependant de supposer que l'utilisation de la technique du sautage adouci (la plus adaptée aux travaux de percement de galeries souterraines) pourrait réduire l'endommagement au toit de la galerie et diminuer ainsi les risques liés aux travaux d'écaillage et d'installation du soutènement.

1.3 Objectifs de l'étude

Bien que la littérature sur le sautage soit abondante (e.g., Fourny et Dick, 1987; Rossmann 1993), relativement peu d'études ont porté sur l'évaluation qualitative de l'influence du sautage sur l'endommagement des massifs rocheux (Morrison 1996). L'objectif premier de ce projet est d'évaluer le gain réalisable à la stabilité des parois lorsque la technique du sautage adouci est utilisée. L'endommagement des massifs rocheux est toutefois difficile à évaluer et à quantifier en pratique. C'est pourquoi l'évaluation de l'endommagement à la paroi d'une galerie a été réalisée de façon comparative pour un patron de forage et sautage conventionnel et pour un patron de forage utilisant le sautage adouci. L'étude a été réalisée à la mine Richmond - division Francoeur sur une portion de galerie de ventilation longue de 24 m (80') représentant dix volées. Le deuxième objectif de cette étude est de vérifier si la technique du sautage adouci peut être intégrée dans le cycle de développement d'une galerie souterraine sans causer de retards importants.

Pour évaluer l'avantage de l'utilisation d'une telle technique, plusieurs indicateurs ont été utilisés et des mesures ont été effectuées incluant une étude de temps et de coûts, une analyse des difficultés rencontrées lors de l'écaillage et de l'installation du soutènement, des observations faites à la caméra dans des trous de forage, des mesures au dilatomètre et des essais en laboratoire.

Ce rapport final présente les différents résultats obtenus lors de cette étude. Ce premier chapitre, qui constitue une mise en situation, est suivi d'un chapitre traitant de l'évaluation de l'endommagement des roches et du massif rocheux. Le chapitre 3 présente les caractéristiques géologiques et géotechniques du site choisi pour l'étude et les patrons de sautage utilisés. Le chapitre 4, qui est le cœur de ce rapport, présente les différents résultats obtenus. Les trois types d'endommagement, soit l'endommagement initial, celui causé par l'accroissement de contraintes et celui causé par le sautage, sont traités séparément. Une discussion sur les résultats obtenus et une conclusion complètent l'étude. Finalement, les résultats des essais en laboratoire sont présentés en annexe.

2. CONSIDÉRATIONS THÉORIQUES DE L'ENDOMMAGEMENT DES ROCHES ET DES MASSIFS ROCHEUX

L'endommagement des matériaux fragiles peu poreux peut être défini comme le processus physique progressif par lequel ils sont amenés à la rupture. Le concept d'endommagement doit être perçu comme une dégradation dans les propriétés mécaniques, et particulièrement de la résistance du matériau. Le comportement mécanique des roches, tout comme celui d'autres matériaux fragiles, est étroitement lié à la présence d'imperfections telles que les impuretés, les frontières cristallines, les inclusions, les pores et les microfissures. Ces imperfections constituent des hétérogénéités structurales qui sont souvent à l'origine de la dégradation des propriétés du matériau lorsque celui-ci est soumis à des contraintes externes. À mesure que ces imperfections (ou défauts) progressent, elles peuvent former des fissures et provoquer la rupture du matériau.

Au niveau microscopique, l'endommagement se crée à proximité des imperfections et par le bris des liens moléculaires. À une échelle macroscopique, soit celle d'un élément de volume représentatif EVR (*Representative Volume Element*, RVE), l'endommagement se situe dans la progression et la coalescence de microfissures ou de microvides qui, ensemble, initient une fissure (Lemaitre, 1996). Le processus de destruction des liens lors de la déformation est parfois appelée perte de cohésion du matériel (e.g., Charlez, 1991; Martin, 1993). La dégradation des propriétés mécaniques, qui se manifeste par une variation graduelle des modules de cisaillement (G) et de rigidité (K) est souvent associée à l'endommagement qui se produit tant au niveau du EVR que du massif rocheux.

Il est difficile de parler d'endommagement des matériaux fragiles peu poreux sans parler d'élasticité et de plasticité. Tous les matériaux sont composés d'atomes, qui sont reliés entre eux par des liens résultant des champs électromagnétiques. L'élasticité est directement liée au mouvement relatif des atomes (Lemaitre, 1996). On peut définir l'élasticité comme étant la propriété des corps qui tendent à reprendre leur forme initiale après avoir été déformés. Ainsi, un comportement parfaitement élastique suppose qu'aucun dommage n'a été subi. Par ailleurs, la plasticité peut être définie comme l'aptitude d'un matériau à prendre différentes formes, ce qui présuppose des déformations irréversibles. La plasticité des matériaux fragiles est liée au phénomène de glissement. Ces glissements sont réalisés par des mouvements de dislocation qui peuvent être causés par différents mécanismes tels que (Lemaitre, 1996):

- réarrangement des molécules;
- microfissures;
- glissements le long de surfaces prédéfinies.

Le processus d'endommagement débute lorsque des liens sont brisés et que des déformations irréversibles apparaissent. L'échelle à laquelle les différents phénomènes se produisent est la suivante (Lemaitre, 1996):

- L'élasticité se situe à l'échelle des atomes;
- La plasticité est gouvernée par les glissements à l'échelle des cristaux ou molécules;
- L'endommagement est le désenchevêtrement (ou rupture de liens), de l'échelle des atomes jusqu'à l'échelle de la formation de fissures.

2.1 L'endommagement de la roche intacte

2.1.1 PHASES DE DÉFORMATION

Les phases de déformation d'échantillons de roches dures soumis à des essais de compression ont été décrites dans plusieurs publications (e.g., Paterson, 1978; Gramberg, 1989; Meredith, 1990; Martin et Chandler, 1994). La figure 2.1 est un diagramme typique pour un essai de compression qui présente la courbe contrainte-déformation, avec l'évolution des autres propriétés de l'échantillon de roche. Ce diagramme schématisé permet l'identification des différentes phases de déformation. La phase I, de forme concave sur la courbe contrainte-déformation (s'étendant jusqu'au point A), est associée à la fermeture de microfissures. Ce comportement est typique d'un médium poro-élastique. Une partie de ce comportement peut ne pas être entièrement réversible dû à une destruction locale et au broyage (e.g., Lajtai et Dzik, 1996). La phase I reflète l'état initial des imperfections du matériau. La phase II est généralement considérée comme une phase élastique linéaire.

Des déformations inélastiques apparaissent à partir de la phase III au point B, qui est souvent plus facilement identifiable sur le diagramme de la contrainte axiale-déformation diamétrale. Dans cette phase, le module de Young demeure presque constant, mais le coefficient de Poisson apparent mesuré sur les courbes de chargement commence à augmenter. En compression uniaxiale, la phase III débute usuellement lorsque la contrainte axiale atteint environ 50% de la résistance ultime en compression uniaxiale C_0 , bien que des essais aient déjà présenté un point B à un niveau de contrainte variant de 30 à 70% de C_0 (Gramberg, 1989). Lors de la phase III, il y a initiation de microfissures mais peu de propagation pour les taux usuels de chargement utilisés dans ces types d'essais. Les émissions acoustiques, qui étaient presque absentes dans les phases I et II, sont notables dans cette phase, mais relativement en petites quantités. La vitesse des ondes commence à diminuer, quelquefois seulement légèrement, à mesure que la contrainte est augmentée (Meredith, 1990). La dimension des fissures paraît être limitée à environ la dimension des cristaux (e.g., Huang et al., 1993), et est souvent contenue à l'intérieur des cristaux, avec une orientation presque parallèle à la contrainte principale majeure σ_1 . Dans la phase III, quelquefois appelée phase de propagation stable des fissures, le comportement général de l'échantillon ne varie que d'une manière marginale.

D'après des résultats sur le granite (Lau et al., 1994), les valeurs de contraintes déviatoriques associées au point B apparaissent être fonction de la contrainte de confinement. Mais cette dépendance peut ne pas être facilement identifiable (e.g., Martin, 1993). Ce seuil paraît aussi être affecté par la composition du matériau (minéraux différents) et sa configuration (imperfections existantes).

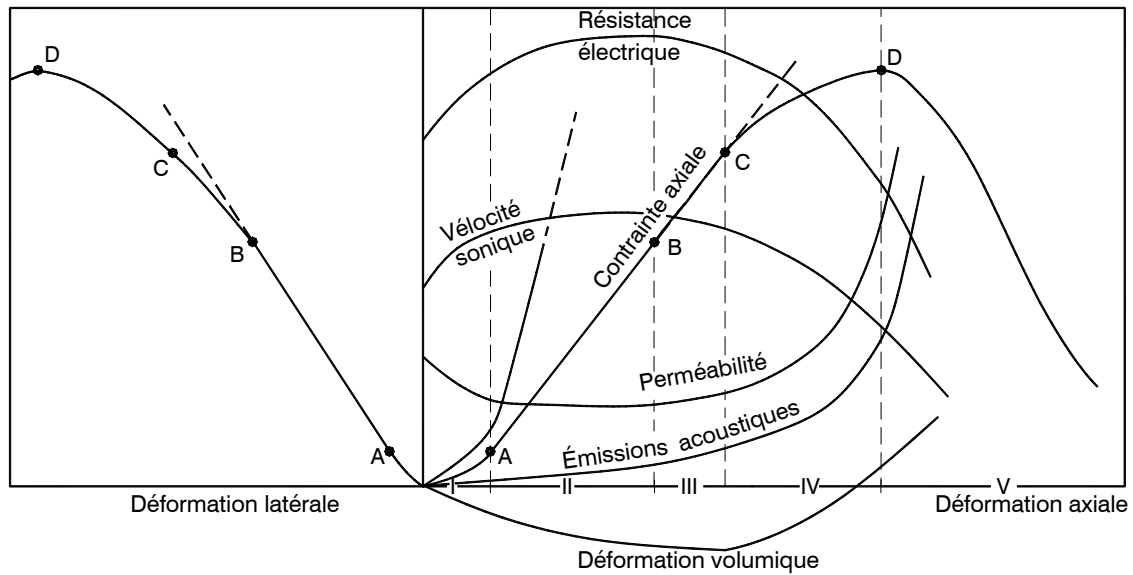


Figure 2.1: Les phases de déformation d'un spécimen de roche lors d'un essai en compression (adapté de Paterson, 1978).

Lorsque la contrainte est augmentée, on atteint la phase IV (point C) pour une contrainte entre 50 à 90% de la résistance ultime. Une valeur de contrainte autour de 75% de C_0 est usuelle pour les roches peu poreuses en compression uniaxiale. À ce point, la courbe de contrainte-déformation axiale cesse clairement d'être linéaire, et la déformation diamétrale augmente beaucoup plus rapidement. Il est également possible d'observer au même niveau de contrainte, un renversement de la déformation volumique, d'un comportement de compression (réduction de volume) à celui de dilatance (augmentation du volume). D'autres indicateurs montrent également une augmentation de la fissuration, une augmentation des émissions acoustiques, et une chute marquée de la vélocité des ondes et de la résistivité électrique. Pour passer en phase IV, quelquefois appelée phase de propagation instable des fissures, il faut induire du glissement le long des surfaces des fissures, qui à leur tour, génèrent des fissures plus longues dues à la coalescence des imperfections déjà existantes. Cependant, tout comme à la phase III, il apparaît que la distribution des fissures reste initialement assez uniforme dans l'échantillon (Huang et al, 1993). C'est seulement lorsqu'on approche de la résistance ultime, au point D, que des fissures plus grandes (et la localisation de déformations) sont observées (e.g., Wawersik et al., 1990).

D'après Martin (1993), les observations expérimentales sur le granite semblent indiquer que le seuil entre les phases III et IV est essentiellement peu affecté par le taux de chargement (ce qui n'est pas le cas pour la résistance ultime). Le point C paraît aussi être indépendant de l'échelle et du taux d'humidité (Martin, 1993). Cependant, parce qu'il est lié au glissement et à la friction, il est dépendant de la contrainte de confinement. La résistance ultime représente la contrainte maximale qu'un échantillon peut supporter sous un ensemble donné de conditions de chargement. Dans la phase du post-pic, l'échantillon devient discontinu, et la réponse dépend des propriétés du système du chargement.

Les mécanismes et les phases de déformation présentés ici s'appliquent à des roches dures ayant un comportement fragile. Les roches tendres (à faible porosité) telles que la potasse, le gypse, et le sel montrent souvent un comportement semi-fragile. Pour ces roches, les mêmes processus de déformation sont présents, mais peuvent être accompagnés par de la plasticité intracristalline qui contribue également à la déformation inélastique (e.g., Aubertin et al., 1992, 1994).

2.1.2 INITIATION DE L'ENDOMMAGEMENT

Les roches sont usuellement faites de minéraux différents dont les cristaux sont cimentés ensemble pour former la matrice. Parce que chaque minéral a un comportement mécanique différent et une résistance différente, il peut être difficile de définir précisément un niveau de chargement spécifique où la fissuration débute réellement dans un échantillon de roche. Des résultats expérimentaux ont montré que de la microfissuration peut être observée à un niveau de contrainte aussi bas que 10 à 20% de la résistance ultime d'un échantillon (e.g., Lajtai et Dzik, 1996). On peut alors se poser la question à savoir si l'on peut considérer cette activité limitée comme un signe d'endommagement.

D'un point de vue de l'ingénieur en mécanique des roches, le niveau de chargement associé à l'initiation de l'endommagement doit présenter une incidence significative sur le comportement mécanique du matériau. Sur le diagramme de la figure 2.1, deux points peuvent être utilisés à cette fin. Le point B, entre les phases II et III, représente la contrainte minimale qui produit un changement dans les propriétés élastiques G et K, principalement par une augmentation de la valeur du coefficient de Poisson apparent. Ainsi, un tel critère serait associé à la fin de la linéarité sur la courbe de la contrainte-déformation diamétrale, ou par un changement de pente sur la courbe de contrainte-déformation volumique (e.g., Cristescu, 1989). Un deuxième choix serait de sélectionner le point C comme un critère de l'initiation de l'endommagement. Il correspond à un état de contrainte où la fissuration montre une incidence claire même sur le module de Young. Cette définition est en accord avec l'opinion exprimée par Martin (1993), et a été également utilisée pour modéliser l'endommagement des roches (Sgaoula et al., 1995).

A ce stade-ci, la sélection d'un seuil adéquat reste un obstacle aux applications pratiques (Aubertin et Simon, 1997). Pour répondre partiellement à cette question, il faut rappeler en premier lieu que la plupart des roches ont des propriétés mécaniques qui sont dépendantes du taux de chargement (e.g., Costin, 1987; Cristescu, 1989). Ceci est dû au fait qu'une fois initiées, les fissures ont tendance à se propager à une vitesse critique, et que cela peut jouer un rôle important dans la rupture du matériau (e.g., Meredith, 1990). C'est pourquoi il a été observé que la résistance ultime diminue avec le temps, ou diminue à des taux de déformation inférieurs. Par exemple, Martin (1993) a observé que la résistance en compression uniaxiale du granite Lac du Bonnet est d'environ 70% de la résistance à court terme C_0 après dix à vingt jours. Cela correspond approximativement au point C sur la figure 2.1. Pour de plus longues périodes de temps, la réduction peut être encore plus dramatique, diminuant à environ 40 à 50% (ou même moins) de la résistance à court terme (e.g., Tharp, 1996). Pour plusieurs applications en génie, qui sont habituellement exprimées en années, l'analyse de Tharp (1996) indique que la réduction serait probablement autour de 50 %, correspondant au point B sur la figure 2.1. Une telle valeur est en accord avec la résistance de la roche autour de tunnels obtenue par études de rétro-analyses (Martin et Chandler, 1994).

Ainsi, en considérant une période de temps relativement courte, il est possible de supposer que tout niveau de contrainte au-dessus du point C sur la courbe de contrainte-déformation initierait un processus d'endommagement menant à la rupture. Cependant, si une plus longue période de temps est considérée, un seuil correspondant au point B devrait être adopté (Aubertin et Simon, 1997).

2.2 L'endommagement des massifs rocheux

S'il est difficile de déterminer le seuil exact d'endommagement de la roche intacte, cela est d'autant plus vrai à l'échelle du massif rocheux. Le massif rocheux présente de façon inhérente une grande quantité d'imperfections qui peuvent être considérées comme de l'endommagement. Ainsi, les familles de diaclases, les diaclases aléatoires, les hétérogénéités du massif affectent de manière importante son comportement mécanique et sa résistance. L'importance de ces imperfections relègue généralement au second plan l'influence des imperfections microscopiques quantifiables à petite échelle lors des essais courants en laboratoire. Pour déterminer l'influence de ces imperfections mégascopiques, plusieurs approches peuvent être utilisées.

2.2.1 APPROCHE CLASSIQUE EN GÉNIE DES MINES

Pour déterminer l'influence de ces imperfections, les classifications géomécaniques telles que le RMR (*Rock Mass Rating*; Bieniawski, 1973, 1984) ou la cote Q du NGI (Barton et al., 1974) sont généralement utilisées. Les propriétés mécaniques du massif rocheux (telles que le module de déformation et la résistance en compression uniaxiale) sont alors réduites selon la valeur de la cote de la classification géomécanique. Plusieurs auteurs ont proposé différentes relations exprimant la réduction du module de déformation et de la résistance. Pour le module de déformation, mentionnons la relation définie par Nicholson et Bieniawski (1990):

$$\frac{E_m}{E} = \left[0,0028 \text{ RMR}^2 + 0,9 \exp\left(\frac{\text{RMR}}{22,82}\right) \right] \div 100 \quad (2.1)$$

où E_m est le module de déformation à l'échelle du massif («endommagé»), E est le module de déformation obtenu en laboratoire («non endommagé»). Pour la résistance, mentionnons la relation proposée par Hoek et Brown (1988):

$$\frac{\sigma_{cm}}{\sigma_c} = \left[\exp\left(\frac{\text{RMR} - 100}{B}\right) \right]^{1/2}, \quad B = 6 - 9 \quad (2.2)$$

où σ_{cm} est la résistance en compression uniaxiale du massif rocheux («endommagé») et σ_c est la résistance en compression uniaxiale obtenue en laboratoire («non endommagé»).

2.2.2 APPROCHE BASÉE SUR LA MÉCANIQUE DE L'ENDOMMAGEMENT CDM

Dans l'approche de la mécanique de l'endommagement en milieu continu (*Continuum Damage Mechanics*; CDM), les diaclases sont habituellement traités comme des imperfections similaires à des fissures et des pores dans un milieu solide continu (e.g., Lemaitre, 1996; Krajcinovic, 1996). L'influence de la population de diaclases est alors décrite à l'aide d'une variable d'endommagement, exprimé par un scalaire D ou un tenseur \mathbf{D} . Cette variable sert ensuite à déterminer le tenseur de contrainte net $\tilde{\sigma}$ agissant sur les portions «non endommagées» du milieu. Cette contrainte nette est alors donnée par (Kachanov 1958; Rabotnov, 1969):

$$\tilde{\sigma} = \frac{\sigma}{(1-D)} \quad (2.3)$$

Le paramètre D peut varier entre 0 (EVR de matériau non endommagé) et 1 (EVR complètement brisé). Le paramètre d'endommagement D représente le pourcentage du EVR qui est endommagé. Pour déterminer la valeur de D , plusieurs approches peuvent être utilisées. Toutefois, l'approche la plus simple à utiliser est celle découlant des travaux de Kachanov (1958) et basée sur les modules de déformation:

$$D = 1 - \frac{\tilde{E}}{E} \quad (2.4)$$

où \tilde{E} est le module de déformation apparent (obtenu lorsque possible lors du déchargement) et E est le module de déformation du matériau intact.

2.2.3 APPROCHE COMBINÉE

Aubertin et al. (2000) ont proposé une approche combinée des deux approches précédentes. La correction des propriétés mécaniques du massif rocheux se fait à l'aide d'un paramètre de continuité Γ défini par:

$$\Gamma = 1 - D \quad (2.5)$$

où le paramètre Γ peut être obtenu à partir des classifications géomécaniques par:

$$\Gamma = \Gamma_{100} \left[0.5 \left(1 - \cos \frac{\pi \text{RMR}}{100} \right) \right]^3 \quad (2.6)$$

avec
$$\Gamma_{100} = \frac{\sigma_{cL}}{\sigma_c} \quad (2.7)$$

Ici, σ_{cL} est la résistance en compression uniaxiale à grande échelle, σ_c est la résistance en compression uniaxiale obtenue en laboratoire sur des éprouvettes de dimensions normalisées et Γ_{100} représente le paramètre de continuité pour une valeur de RMR de 100 (i.e. sans diaclases). La principale différence avec cette approche est qu'elle inclut un paramètre pour tenir compte de l'effet d'échelle (Γ_{100}), ce qui est négligé avec l'approche classique. Ainsi, selon les équations (2.1) et (2.2), un massif rocheux ayant une cote RMR de 100 aurait les mêmes propriétés qu'une éprouvette de roche en laboratoire. Toutefois, de nombreux résultats provenant de la littérature démontrent clairement que les propriétés mécaniques diminuent avec le volume, jusqu'à une valeur limite. Ainsi, la valeur de σ_{cL} (résistance du massif rocheux avec RMR = 100) est usuellement de l'ordre de 0,1 à 0,5 σ_c avec une valeur moyenne tournant autour de 0,2 à 0,3 σ_c . La figure 2.2 illustre la variation du paramètre de continuité en fonction de la cote RMR pour les équations (2.1), (2.2) et (2.6). Il est possible de remarquer une similitude des fonctions pour les valeurs de la cote RMR inférieures à 80. Passée cette valeur, la fonction proposée par Aubertin et al. (2000) plafonne à la valeur de Γ_{100} alors que les fonctions de Nicholson et Bieniawski (1990) et de Hoek et Brown (1988) plafonnent à une valeur unitaire.

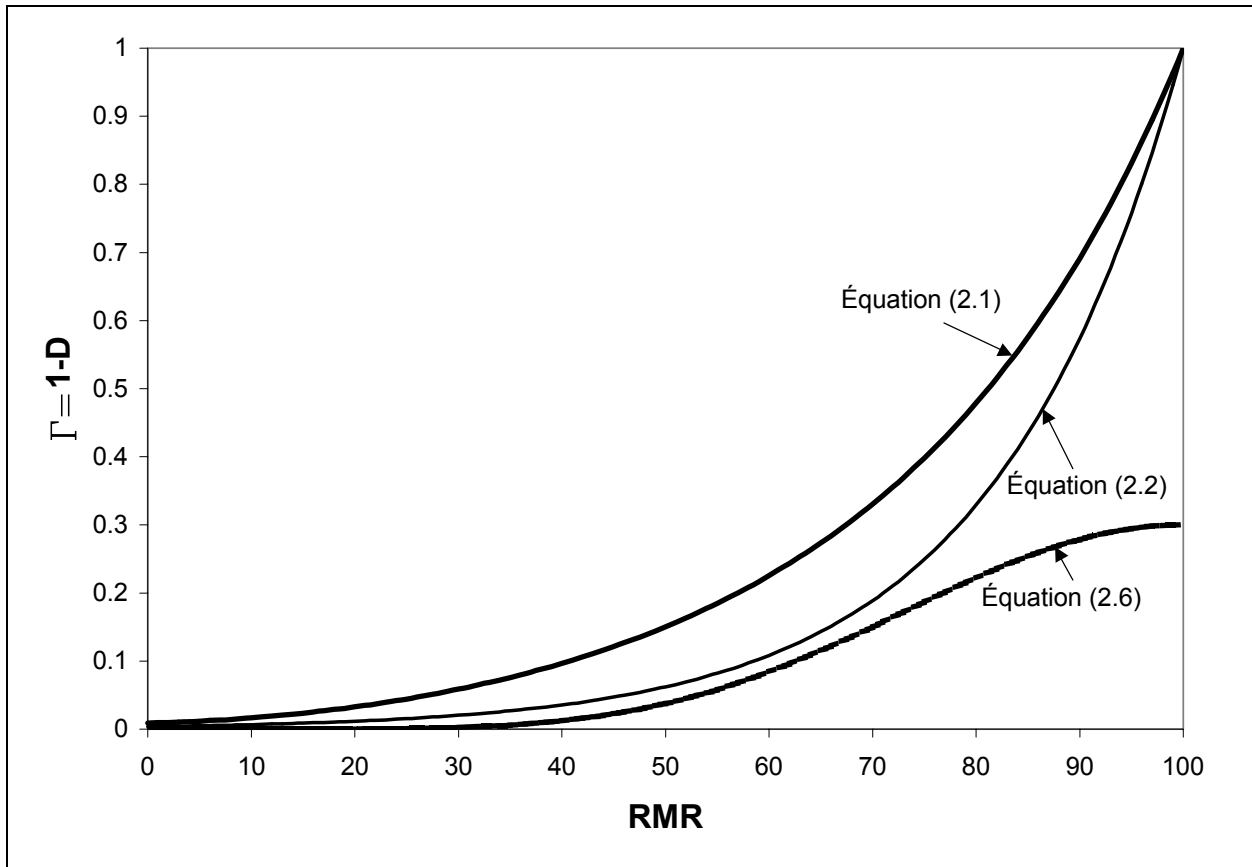


Figure 2.2: Valeur du paramètre de continuité en fonction du RMR; Dans l'équation (2.2), $B = 9$ et dans l'équation (2.6), $\Gamma_{100} = 0,3$.

2.3 Sources d'endommagement

Pour les massifs rocheux, il est possible de distinguer essentiellement trois grandes sources d'endommagement, soit l'endommagement lié à la formation du massif, celui causé par les contraintes générées par la création d'ouverture et celui causé par la méthode de percement. La figure 2.3 illustre de manière schématique les différentes sources d'endommagement à proximité d'une excavation souterraine.

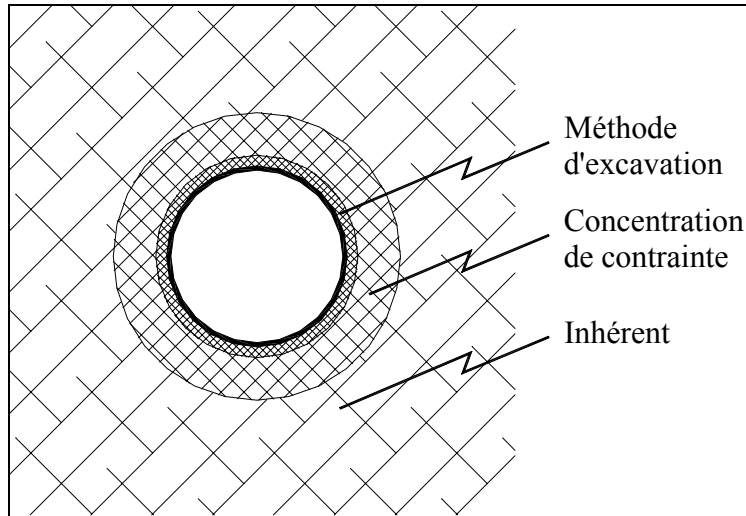


Figure 2.3 Schéma illustrant les différentes sources d'endommagement et leur zone d'influence.

2.3.1 ENDOMMAGEMENT INHÉRENT

Avec les géomatériaux, il est important de faire la distinction entre les imperfections inhérentes et l'endommagement. Les roches (et par extension les massifs rocheux) sont issues, lors de la formation de la Terre, d'un processus «chaotique», c'est à dire sans contrôle de qualité. Elles diffèrent donc des autres matériaux utilisés en ingénierie en ce sens qu'elles peuvent présenter une grande quantité d'imperfections dont l'origine peut remonter à sa formation ou à des transformations au cours des ères géologiques. De plus, ces imperfections ne sont pas constantes et peuvent varier de façon importante sur de faibles distances. Si ce phénomène est vrai à l'échelle de la roche, il est d'autant plus important à l'échelle du massif rocheux.

Ces imperfections liées à la formation de la roche peuvent être toutefois considérées comme de l'endommagement, bien qu'elles ne résultent pas d'un changement de conditions ou d'efforts (chargement) imposés subséquentement à la roche. Par ailleurs, au cours des ères géologiques, plusieurs phénomènes géologiques auront également contribué à créer de l'endommagement aux roches et aux massifs rocheux. Parmi ces phénomènes, mentionnons la force de gravité qui agit sur le massif, les forces tectoniques liées aux mouvements des plaques continentales, et les activités volcaniques et tremblements de terre. Il semble impossible de distinguer les

imperfections qui proviennent de la formation du massif, de l'endommagement qui s'est produit depuis sa formation. Ainsi, dans ce document, le terme «endommagement inhérent» sera utilisé pour parler de l'endommagement du massif rocheux subi avant que les activités d'excavation n'aient débutées. On intégrera également dans l'endommagement inhérent l'influence possible des excavations à proximité.

2.3.2 ENDOMMAGEMENT CAUSÉ PAR LA CONCENTRATION DE CONTRAINTES

À l'état naturel, un massif rocheux est soumis à un niveau de contraintes qui est le résultat des forces gravitationnelles et tectoniques (figure 2.4). La force gravitationnelle qui est appliquée à un volume de roche à une profondeur donnée est causée par le poids des terres (sol et masse rocheuse) au-dessus de ce volume. Dans la formation géologique du Bouclier canadien (dont fait partie la région de l'Abitibi-Témiscamingue), la contrainte verticale σ_v résultant de la force gravitationnelle est de l'ordre de 0,020 à 0,026 MPa par mètre de profondeur (Herget, 1987; Arjang, 1996; Arjang et Herget, 1997; Corthésy et al., 1997). Le mouvement des plaques tectoniques joue également un rôle prédominant dans l'état de chargement du massif rocheux du Bouclier canadien. Ce mouvement des plaques a créé dans le Bouclier canadien des contraintes horizontales (σ_H et σ_h) qui dépassent en amplitude la contrainte gravitationnelle. Ainsi, la contrainte horizontale maximale est en moyenne deux fois plus grande que la contrainte verticale et peut même atteindre quatre fois la valeur de cette dernière (Arjang et Herget, 1997).

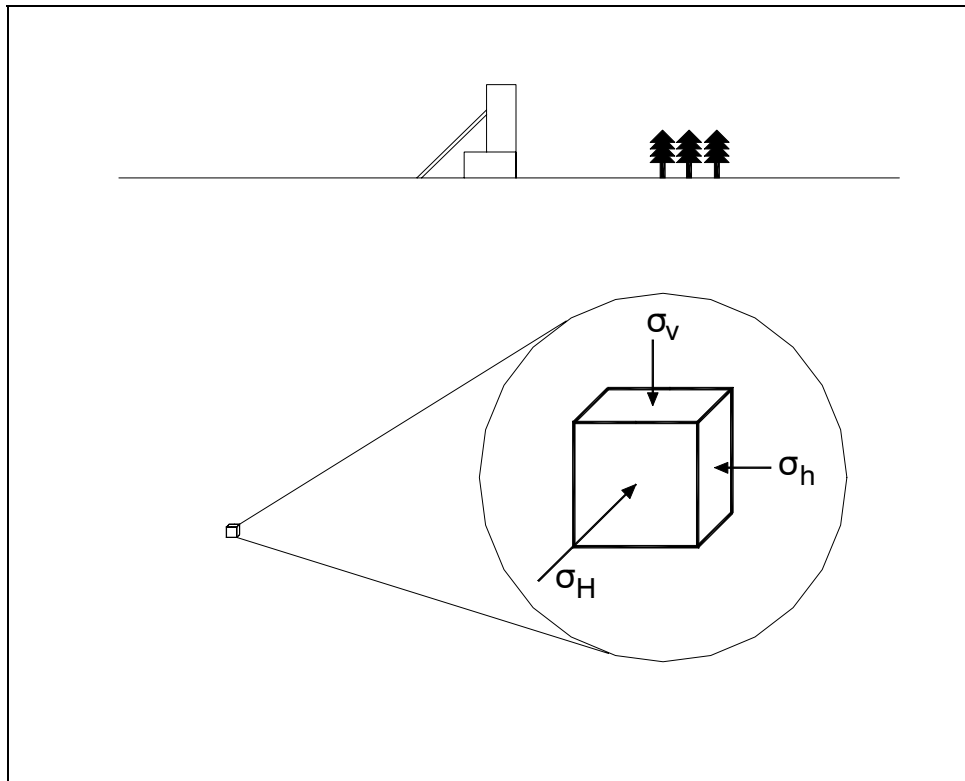


Figure 2.4: Schéma illustrant l'état de contraintes initial du massif rocheux.

Lorsqu'une excavation souterraine est créée, l'équilibre des forces en place est modifié en enlevant un volume de roche qui supportait la charge initiale. Suite à l'excavation, le massif rocheux à proximité de l'excavation subit un accroissement de charge qui est fonction essentiellement de la géométrie de l'ouverture et du comportement mécanique des matériaux composant le massif rocheux. Cet accroissement de charge (ou de contrainte) peut amener le massif rocheux à un état de contraintes qui dépasse son seuil d'endommagement tel que défini à la section 2.1.2 ou même amener le massif à la rupture. Il peut donc en résulter un endommagement lié à ce surplus de charge à supporter.

L'accroissement de charge est usuellement maximum à la périphérie de l'excavation et décroît de manière exponentielle en s'éloignant de l'excavation. Pour un massif rocheux ayant un comportement mécanique élastique linéaire isotrope et homogène, la zone qui subit un accroissement de charge est limitée à une distance d'environ 3 à 5 fois le diamètre de l'excavation.

2.3.3 ENDOMMAGEMENT CAUSÉ PAR LA MÉTHODE D'EXCAVATION

Plusieurs techniques peuvent être utilisées pour excaver le massif rocheux. Le choix d'une technique dépend de plusieurs facteurs tel que le type de roche à excaver, les coûts engendrés et l'utilisation future de l'excavation. Dans les mines en roches dures, la technique usuellement employée est l'excavation à l'aide d'explosifs.

La pression développée dans les trous de forages lors de la détonation peut dépasser 10 GPa (Franklin et Dusseault 1989), soit de 30 à 500 fois la résistance de la roche. Cette pression génère alors une onde qui voyage à une vitesse de l'ordre de 3 à 5 km/s. Lorsque le front de l'onde frappe une surface libre, une contrainte en tension se développe et provoque la fragmentation. La pression des gaz générés aide également à ouvrir les fissures créées ainsi que celles déjà existantes (Franklin et Dusseault 1989). Les dommages aux parois occasionnés par le sautage peuvent être dus à des pressions excessives lors de la détonation, un fardeau trop grand, une séquence de sautage inadéquate ou une orientation défavorable du sautage par rapport aux discontinuités initiales.

En théorie, lorsque les trous adjacents à la paroi sont détonés en même temps (comme c'est usuellement le cas), la distance d'endommagement sera approximativement égale à la moitié de la distance de l'espacement (Worsey, 1981). La figure 2.5 illustre la réaction du massif rocheux lors du sautage. La figure 2.5a présente la situation juste avant la détonation au temps t_0 . La surface libre peut être le résultat d'un sautage précédent ou être le résultat d'une détonation avant t_0 . À $t_1 > t_0$ (figure 2.5b), des ondes de compression générées par la détonation des trous traversent le massif rocheux. À $t_2 > t_1$ (figure 2.5c), les ondes de compression ont rencontré des surfaces libres (la face libre et la face des trous) et des ondes de tension sont émises par la réflexion sur les faces libres. Ces ondes de tension brisent la roche dont la résistance en tension est beaucoup plus faible que celle en compression. À $t_3 > t_2$ (figure 2.5d), la portion inférieure du massif traversée par les ondes de tension est brisée et éjectée, alors que la portion supérieure n'est que fracturée par ces ondes. Lorsque les ondes se rencontrent, la portion supérieure sera également éjectée pour donner le résultat présenté à la figure 2.5e. Les zones endommagées au-

dessus des trous peuvent soit être maintenues en place à cause des contraintes tangentielles qui s'exercent à la nouvelle paroi, ou soit s'effondrer également causant un bris hors profil.

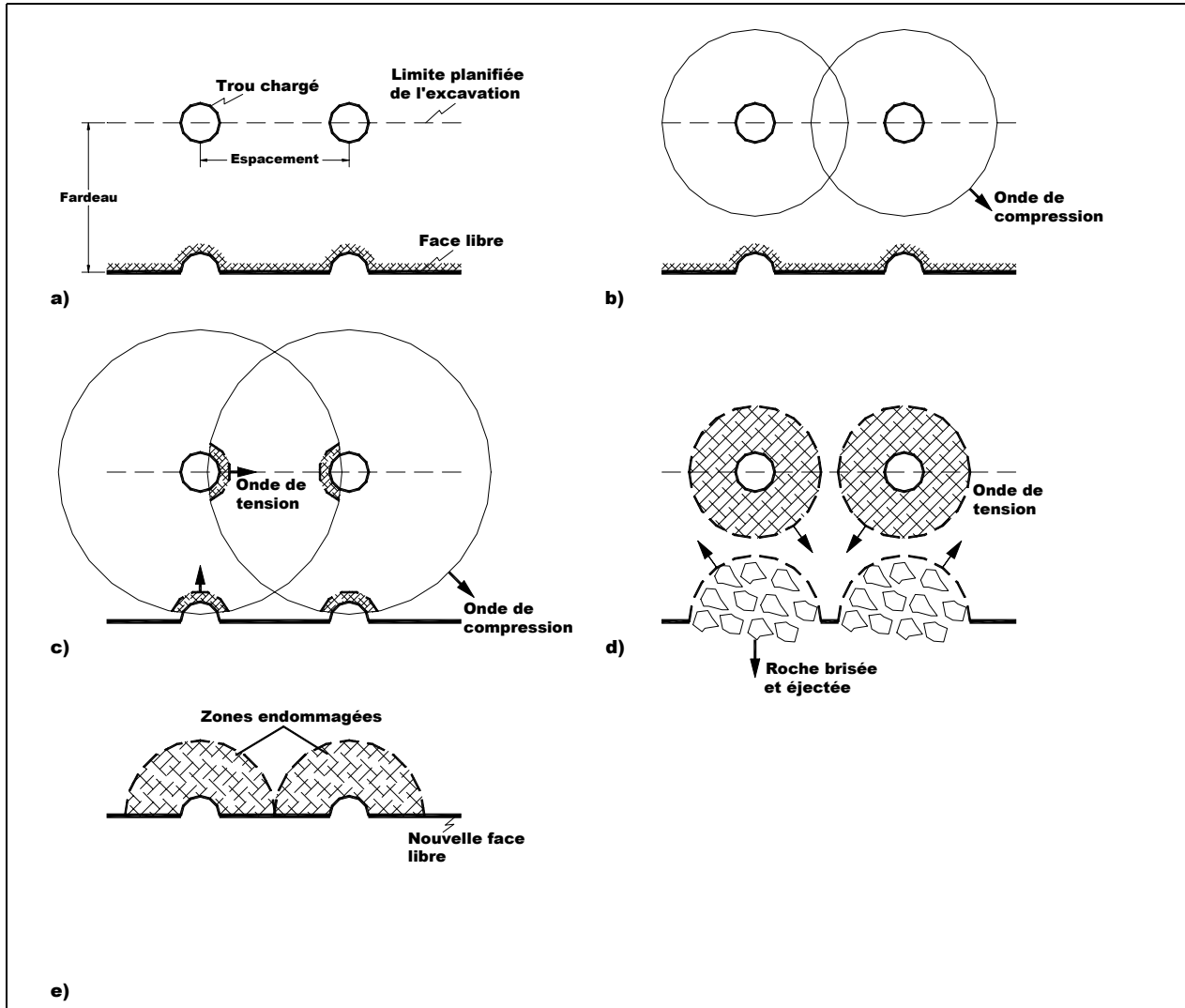


Figure 2.5: Schématisation de la fracturation lors d'un sautage. a) Avant le sautage. b) Après la détonation, une onde de compression se propage à travers le massif. c) Après la rencontre d'une surface libre, l'onde de compression est réfléchiée en une onde de tension qui fracture la roche. d) L'onde de tension continue à se propager en éjectant les fragments de roche libre. e) Nouvelle face libre avec la zone potentiellement endommagée.

Naturellement, les dommages causés et la fracturation induite sont liés à l'état initial du massif. Ainsi, un massif fissuré est plus propice à subir de l'endommagement qu'un massif intact. En effet l'énergie présente travaille à augmenter l'ampleur de la fissuration existante alors que pour un massif intact, la majeure partie de l'énergie est dissipée par la création de nouvelles fissures.

Quelques études ont montré l'influence et l'importance de l'endommagement initial du massif rocheux sur l'endommagement causé par le sautage (e.g., Paventi, 1995; Scoble et al., 1997).

2.4 Évaluation de l'endommagement

Bien qu'il soit possible d'utiliser les classifications géomécaniques pour quantifier l'endommagement, plusieurs études (Kendorski et al. 1983; Paventi 1995) ont démontré les limitations des classifications géomécaniques usuelles (RMR, Q) pour évaluer les dommages créés par le sautage ou par l'accroissement de charge. En effet, ces classifications s'attardent à l'état inhérent du massif rocheux dans lesquelles les familles de discontinuités (séries de diaclases ayant la même orientation) ont une grande importance. Ainsi, les fissures d'orientation aléatoire (telles que celles causées par le sautage) n'ont que peu d'impact sur la valeur des cotes RMR ou Q. De plus, pour être répertoriées lors de l'investigation de site, les fissures (ou diaclases) doivent s'étendre sur une distance non négligeable (d'au moins quelques centimètres) et possiblement se répéter à une certaine fréquence, ce qui n'est pas nécessairement le cas des fissures causées par le sautage. En ce qui a trait à l'endommagement causé par la concentration de contrainte, les fissures créées par l'accroissement de charge sont majoritairement parallèles à la paroi (parallèle à σ_1), donc invisibles lors de l'investigation.

2.4.1 MESURES BASÉES SUR DES OBSERVATIONS VISUELLES

A) Demi-lunes (*Half Cast Factor*; HCF)

Un facteur souvent utilisé pour évaluer l'endommagement du massif rocheux dû au sautage est la proportion des trous de forage visibles à la paroi après le sautage (demi-lune), communément appelé le *Half Cast Factor* (HCF). Celui-ci est obtenu par (McKown, 1986):

$$\text{HCF} = \frac{\sum \text{Longueurs visibles à la paroi}}{\text{Total des longueurs forées à la paroi}} \quad (2.8)$$

Plus le HCF est élevé (maximum 100%), moins le massif rocheux aura été endommagé lors du sautage.

B) Variation du RQD

Le RQD (pour *Rock Quality Designation*) est une valeur mesurée sur les carottes de forage. Cet indice proposé par Deere (1963) représente le pourcentage (en longueur) des morceaux de carottes dont la longueur dépasse deux fois le diamètre. Puisque cet indice est lié à la présence de diaclases et de fissures, on peut comparer la variation du RQD avant et après le sautage (e.g., Tunstall et al., 1997). Une variation moindre du RQD post-sautage signifie un endommagement moindre.

C) Temps d'écaillage

Plusieurs auteurs ont utilisé le temps d'écaillage comme mesure de l'endommagement (e.g., Sutherland, 1990; Paventi, 1995). En théorie, plus le massif rocheux est fissuré, plus le temps nécessaire pour effectuer un bon écaillage est long. Sutherland (1990) a remarqué que le temps d'écaillage diminue de manière linéaire avec une augmentation du HCF. Toutefois, en pratique, cet indice comporte un «biais humain» important. En effet, l'opération d'écaillage étant un travail difficile et épuisant, il est possible que la fatigue physique joue un rôle déterminant dans la complétion de cette opération.

D) Observations en trou de forage

Il est possible de répertorier dans les trous de forage, à l'aide d'une caméra, les zones fissurées dans le massif rocheux (e.g. Meyer et Dunn, 1996; Castro et al., 1996). Il est donc possible de mesurer l'ampleur de la zone fissurée autour de l'excavation.

2.4.2 MESURES INDIRECTES

Les techniques acoustiques et microsismiques (e.g. Worsey, 1985; Meyer et Dunn, 1996; Martin et Read, 1996) et les méthodes géophysiques (e.g., Sjogren, 1979; Cumerlato et al., 1988) reposent essentiellement sur la mesure des vitesses de propagation des ondes (acoustiques ou sismiques) dans le massif rocheux. Les fissures dans le massif réduisent de manière considérable la vitesse de propagation de ces ondes. À l'aide de géophones, une «image» du massif rocheux est établie autour des excavations et déterminer la zone endommagée ou les variations dans la fissuration. Il est toutefois difficile de corrélérer ces résultats à des variations des propriétés mécaniques (module de déformation, résistance) du massif rocheux.

2.4.3 MESURES DIRECTES

A) Mesures dilatométriques

Tel que défini à la section 2.2.2, l'endommagement peut être défini à partir de la variation du module de déformation (équation 2.4). L'endommagement peut donc être mesuré à l'aide d'essais au dilatomètre (e.g., Bock, 1988). L'essai au dilatomètre consiste à appliquer à l'aide d'une sonde déformable une pression à la paroi d'un trou de forage et à mesurer la déformation résultante. Une fois la sonde en place, on applique une pression hydraulique à l'intérieur d'une membrane étanche sur la paroi du trou. La pression et la déformation sont alors mesurées pendant le chargement pour différents paliers de chargement, généralement cinq ou six (Labrie et Conlon, 1999). L'essai est répété une seconde fois pour vérifier le comportement élastique du matériau et évaluer le durcissement occasionné par la fermeture des fissures. À partir de ces mesures, le module de déformation (sécant) du massif rocheux à l'échelle de l'influence de la sonde peut ensuite être déterminé. La figure 2.6 présente schématiquement la variation du module mesuré lors des différents chargements pour un massif fracturé.

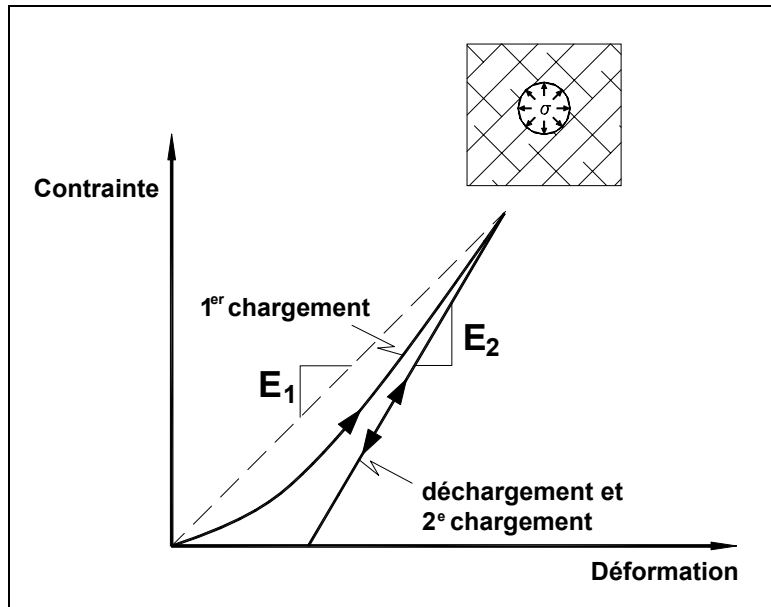


Figure 2.6: Variation du module de déformation pour deux cycles de chargement-déchargement lors d'un essai au dilatomètre.

La déformabilité d'un massif rocheux est étroitement liée au nombre d'imperfections présentes à l'échelle de l'ouvrage. Un plus grand nombre d'imperfections (fissures, diaclases, etc.) permettra au massif de se déformer plus facilement pour une même charge. Ainsi, pour une même roche, un module de déformation plus faible dénotera un plus grand nombre de défauts ou un endommagement plus élevé. La figure 2.7 illustre la variation des modules (pour les 1^{er} et 2^e chargements) selon le degré d'endommagement du massif rocheux.

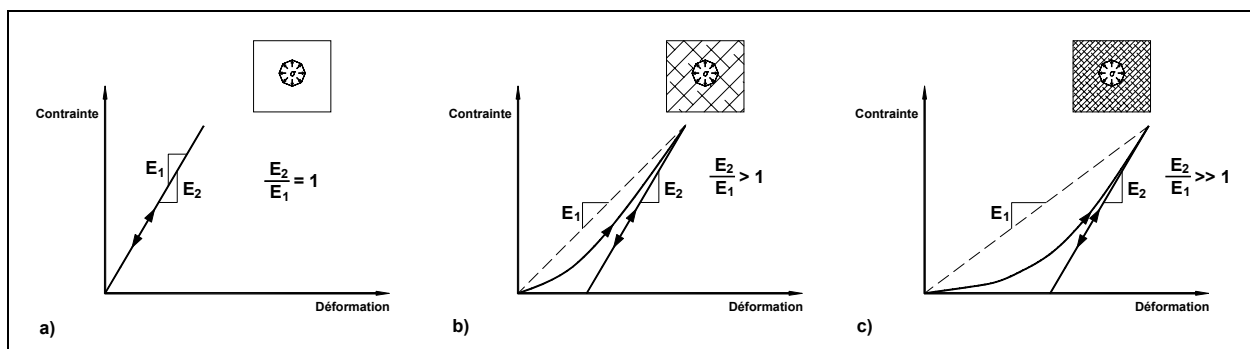


Figure 2.7: Variation des modules mesurés selon l'endommagement du massif rocheux. a) Massif intact (comportement élastique linéaire). b) Massif moyennement fracturé. c) Massif très fracturé.

B) Mesure du suivi des déformations

Liu et Proulx (1996) ont utilisé le suivi des déformations à l'aide d'extensomètres pour évaluer l'endommagement. Un massif rocheux plus endommagé génère plus de déformations pour un même niveau de contraintes. En supposant que le niveau de contraintes demeure constant, le

module de déformation du massif aux différents points de mesures peut être évalué de façon relative.

2.5 Critères d'endommagement

Les critères d'endommagement permettent de déterminer les conditions selon lesquelles le massif rocheux subira un endommagement. On retrouve deux types de critères soit les critères permettant d'évaluer l'endommagement lié aux contraintes induites et les critères spécifiques à l'endommagement causé par le sautage. Quelques-uns de ces critères sont présentés ici.

2.5.1 LE CRITÈRE MSDP_u

Le critère MSDP_u (pour Mises-Schleicher et Drucker-Prager Unifié) est avant tout un critère de rupture qui permet de définir dans l'espace tridimensionnel la surface de résistance ultime des matériaux (Aubertin et Simon, 1996, 1998; Aubertin et al., 1999). Ce critère a été utilisé avec succès pour différents types de matériaux (tels que les roches dures peu poreuses, les roches tendres poreuses, la fonte et le plâtre) et peut tenir compte des effets d'échelle et de temps (Aubertin et al. 1999, 2000). La même formulation a également été utilisée pour déterminer le seuil d'initiation de l'endommagement (Aubertin et Simon, 1997). Ce critère peut donc être utilisé pour déterminer si les contraintes induites génèrent de l'endommagement. Les principaux éléments du critère sont présentés dans ce qui suit.

La formulation multiaxiale est déterminée (dans l'espace usuel des invariants de contraintes) par ce qui suit:

$$\sqrt{J_2} - F_0 F_\pi = 0 \quad (2.9)$$

Ici, F_0 donne la forme et position de la surface de rupture dans le plan $\sqrt{J_2} - I_1$ (I_1 est le premier invariant du tenseur de contraintes σ_{ij} ; J_2 est le second invariant du tenseur de contraintes déviatoriques S_{ij}), alors que F_π définit la même surface dans le plan des contraintes octaédriques (plan π). Les deux fonctions peuvent être définies par:

$$F_0 = \left[\alpha^2 (I_1^2 - 2\tilde{a}_1 I_1) + \tilde{a}_2^2 - a'_3 \langle I_1 - I_c \rangle^2 \right]^{1/2} \quad (2.10)$$

$$F_\pi = \frac{b}{\left[b^2 + (1 - b^2) \sin^2(45^\circ - 1.5\theta) \right]^{1/2}} \quad (2.11)$$

Les principaux paramètres de ces fonctions peuvent être obtenus des équations suivantes:

$$\alpha = \frac{2\sin\phi}{\sqrt{3}(3-\sin\phi)} \quad (2.12)$$

$$\tilde{a}_1 = \left(\frac{\tilde{\sigma}_c - \tilde{\sigma}_t}{2} \right) - \left(\frac{\tilde{\sigma}_c^2 - (\tilde{\sigma}_t/b)^2}{6\alpha^2(\tilde{\sigma}_c + \tilde{\sigma}_t)} \right) \quad (2.13)$$

$$\tilde{a}_2 = \left\{ \left(\frac{\tilde{\sigma}_c + (\tilde{\sigma}_t/b^2)}{3(\tilde{\sigma}_c + \tilde{\sigma}_t)} - \alpha^2 \right) \tilde{\sigma}_c \tilde{\sigma}_t \right\}^{1/2} \quad (2.14)$$

$$a'_3 = a_3 (1 - \Gamma) \quad (2.15)$$

$$\tilde{\sigma}_c = \Gamma \sigma_c \quad (2.16a)$$

$$\tilde{\sigma}_t = \Gamma \sigma_t \quad (2.16b)$$

Dans l'équation (2.10), les deux premiers termes de la partie de droite ont été initialement définis pour des roches peu poreuses. Le dernier terme permet l'extension du critère aux roches poreuses qui peuvent être amenées à la rupture même sous de fortes contraintes hydrostatiques, lorsque I_1 excède la valeur limite I_c . Dans le cas de roches dures peu poreuses, le paramètre a_3 est nul.

Une représentation schématique du critère MSDP_u est présentée à la figure 2.8, pour F_0 (fig.2.8a) et F_π (fig.2.8b) avec $\Gamma = 1$, montrant l'influence des différents paramètres. Ici, θ représente l'angle de Lode défini dans le plan des contraintes octaédriques (π) ($-30^\circ \leq \theta \leq 30^\circ$). Pour des roches isotropiques soumises à des essais en compression triaxiale conventionnelle (CTC), le critère devient pratiquement le critère de Mises-Schleicher à faible contrainte moyenne et se rapproche de la formulation de Drucker-Prager (avec une pente α) à haute contrainte moyenne (Aubertin et Simon, 1996; Aubertin et al., 1999).

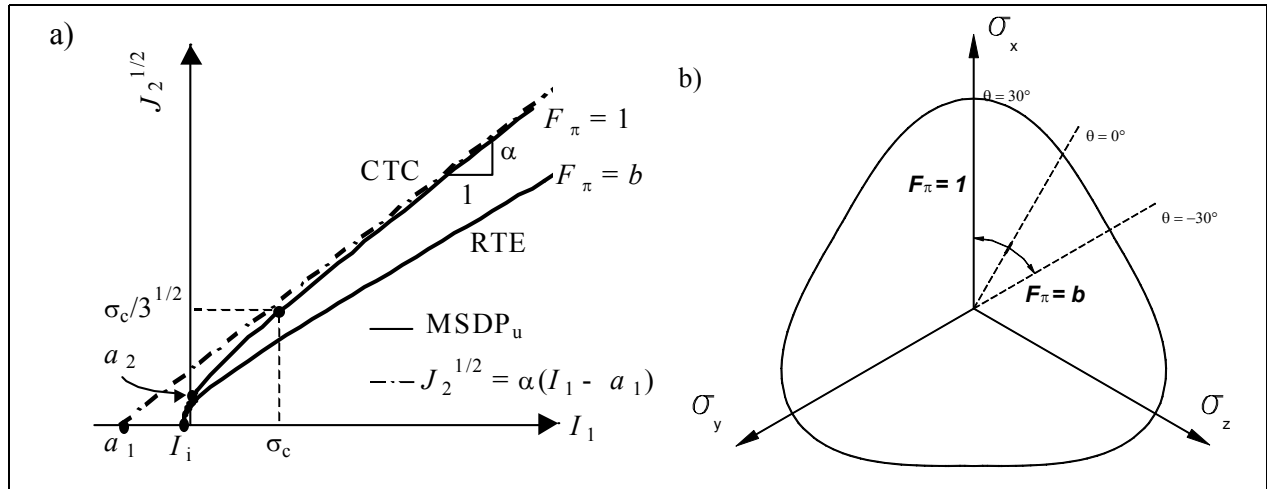
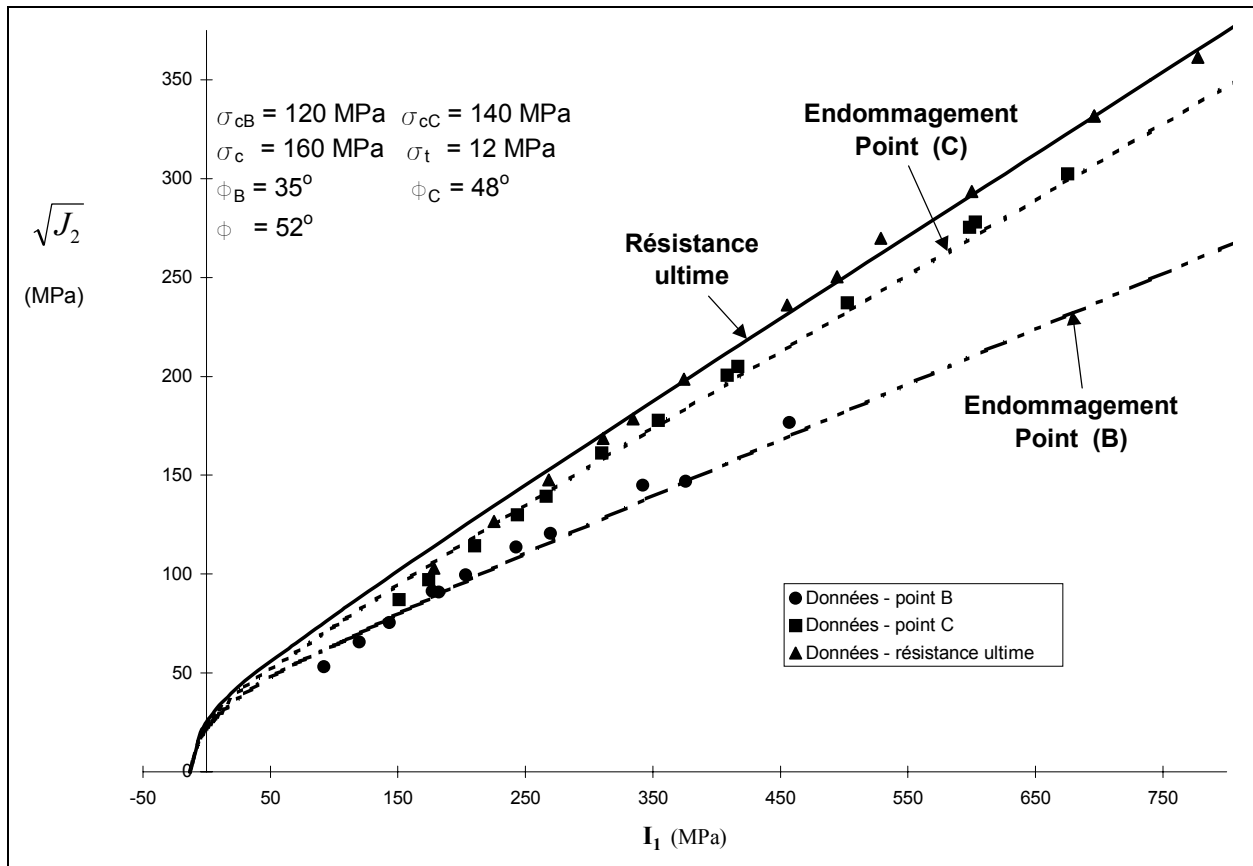


Figure 2.8: Représentation schématique du critère MSDP_u (pour $\Gamma = 1$ et $I_1 < I_c$): a) dans le plan $\sqrt{J_2} - I_1$, CTC: compression triaxiale conventionnelle ($\theta = 30^\circ$), RTE: extension triaxiale ($\theta = -30^\circ$); b) dans le plan π (d'après Aubertin et al., 2000).

Dans les équations précédentes, les paramètres α , a_1 et a_2 sont obtenus à partir des propriétés de base du matériau: σ_c et σ_t , les résistances en compression uniaxiale et en tension (en valeur absolue); ϕ , l'angle de friction ($\phi \cong \phi_r$ ou ϕ_b , les angles de friction résiduelle ou de base). Les autres composantes incluses dans la formulation sont a_3 et I_c définis dans le plan $\sqrt{J_2} - I_1$ et b dont le sens est illustré à la figure 2.8b. Typiquement, $0,7 \leq b \leq 1$ mais dans la majorité des cas, il a été observé que $b \cong 0,75$ pour les roches peu poreuses. Le paramètre Γ a été défini précédemment (voir la section 2.2.3).

La formulation peut également être utilisée pour déterminer le seuil d'initiation de l'endommagement causé par les contraintes induites tel que défini par les points B ou C de la figure 2.1. Il suffit, dans la formulation du critère, de remplacer la valeur des propriétés du matériau (σ_c , σ_t et ϕ) par les valeurs correspondantes aux points B (σ_{cB} , σ_{tB} et ϕ_B) ou C (σ_{cC} , σ_{tC} et ϕ_C) (Aubertin et Simon, 1997). Les valeurs de σ_{cB} et σ_{cC} peuvent être facilement déduites des courbes contrainte-déformation lors d'essais de compression uniaxiale. Les autres valeurs doivent cependant être déduites à partir de lissage de courbe en ajoutant des essais de compression triaxiale supplémentaires sur lesquels il est possible également de déterminer le seuil d'endommagement. La figure 2.9 montre l'application du critère $MSDP_u$ à un granite.



2.5.2 CRITÈRE D'ENDOMMAGEMENT INDUIT (D_M)

Paventi (1995; Paventi et al., 1996) a proposé un indice d'endommagement (D_M) basé sur le produit de cinq paramètres:

- La réduction de la résistance de la roche intacte;
- La valeur du HCF;
- L'état de la galerie obtenu par auscultation des parois à l'aide d'une barre d'écaillage;
- Le temps d'écaillage normalisé;
- La direction des structures géologiques par rapport à la galerie

L'auscultation des parois peut cependant être relativement subjective selon les individus et difficile à évaluer. Paventi (1995) a également proposé un indice pour évaluer l'endommagement initial du massif rocheux. Cet indice (D_I) est basé sur la résistance de la roche et la présence de structures géologiques. L'évaluation de ces indices pour une cinquantaine de volées a permis d'établir une relation entre l'endommagement initial et l'endommagement causé par le sautage (figure 2.10). Cette relation est toutefois liée à un patron de sautage défini.

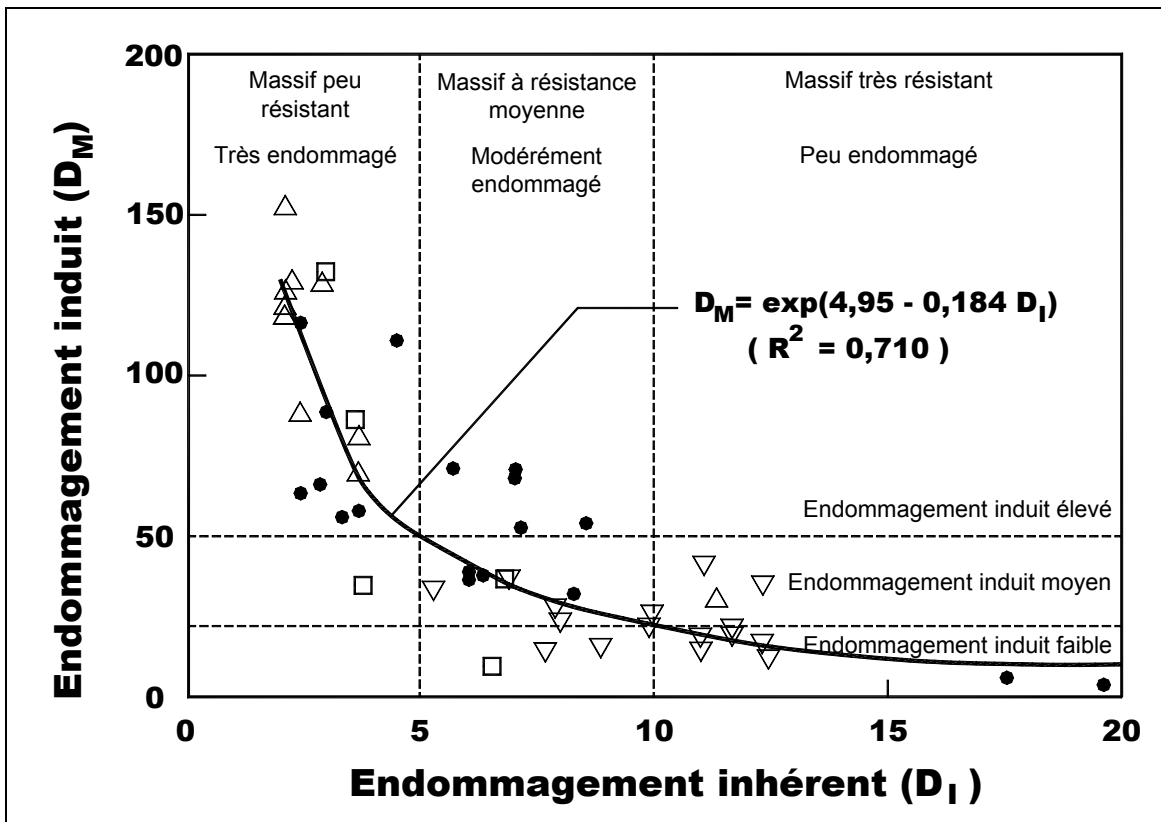


Figure 2.10: Variation de l'endommagement induit en fonction de la qualité initiale du massif rocheux (d'après Paventi, 1995).

2.5.3 AUTRES CRITÈRES BASÉS SUR LA PROPAGATION DES VIBRATIONS (PPV)

Plusieurs chercheurs ont proposé des critères basés sur la vitesse maximale des particules lors du sautage (Lizotte, 1996; Yu et Vongpaisal, 1996; Liu et Proulx 1996). La vitesse maximale des particules (*Peak Particle Velocity*; PPV) lors du sautage peut être mesurée à l'aide d'un système de géophones répartis autour de la zone exploitée. Cette vitesse s'atténue avec la distance de la source selon une relation du type (Persson et al., 1994):

$$PPV = K \frac{W^\alpha}{R^\beta} \quad (2.17)$$

où PPV est la vitesse maximale des particules (m/s), W est le poids des explosifs (kg), R est la distance (m); K , α et β sont des constantes reliées au massif rocheux. En roches dures, Persson et al. (1994) suggère $K = 0,7$, $\alpha = 0,7$ et $\beta = 1,5$. L'équation 2.17 est valable pour des distances supérieures à environ 3 mètres. Pour de faibles distances de la source détonante, la figure 2.11 peut être utilisée.

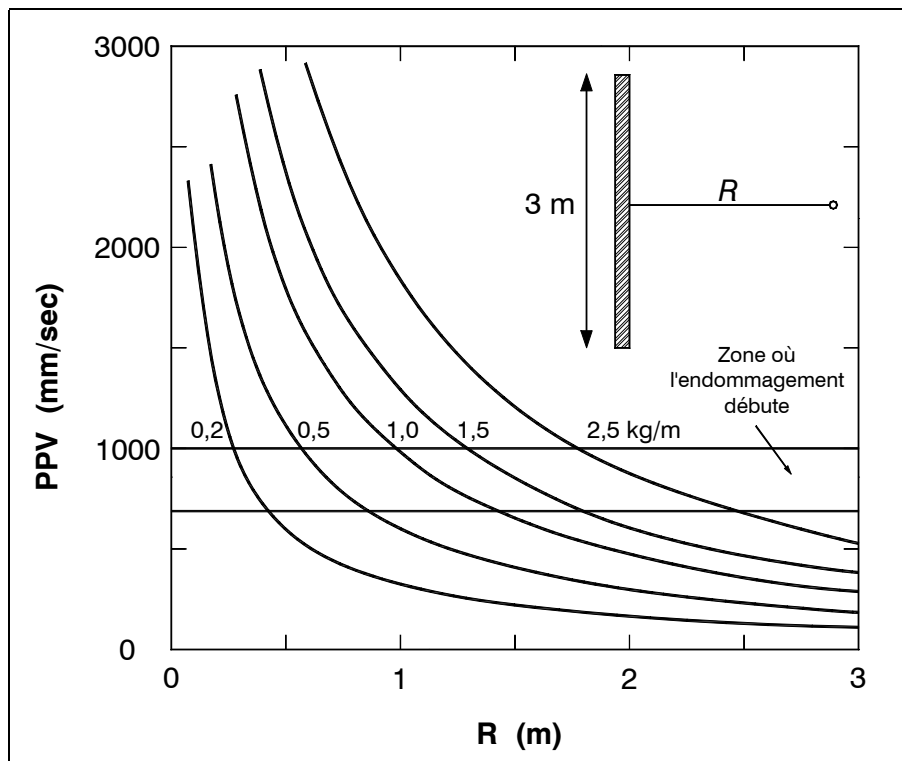


Figure 2.11: Vitesse maximale des particules estimée selon la distance du trou pour différentes densités de chargement (d'après Persson et al., 1994).

La valeur de PPV à partir de laquelle il y aura endommagement est influencée par les propriétés du massif rocheux. Ainsi, Meyer et Dunn (1996) suggèrent une valeur de 600 mm/s, Persson et

al. (1994) proposent une valeur de 700 à 1000 mm/s alors que Bauer et Calder (1978) ont noté un endommagement pour des valeurs variant entre 635 à 2540 mm/s.

Par ailleurs, Yu et Vongpaisal (1996) ont proposé un critère d'endommagement causé par le sautage, appelé BDI (*Blast Damage Index*), qui en plus de tenir compte de la PPV, tient compte de la résistance dynamique de la roche, de la vitesse de propagation des ondes dans le massif et de l'état initial du massif rocheux. La valeur du BDI est donnée par (Yu et Vongpaisal, 1996):

$$\text{BDI} = \frac{\text{PPV} * d * C}{K_r * T} \quad (2.18)$$

où PPV est la vitesse maximale des particules (qui semble être mesurée à environ 5 à 6 m de distance) en m/s; d est la densité du massif rocheux en g/cm^3 ; C est la vitesse des ondes de compression dans le massif en km/s; K_r est une constante reflétant l'état initial du massif rocheux ($0 < K_r \leq 1$); T est la résistance dynamique en tension du massif en MPa. La constante K_r peut être estimée à l'aide de la classification géomécanique RMR avec $K_r = \text{RMR}/100$. Des études de cas à la mine Kidd Creek (Ontario) ont permis d'établir des types d'endommagement liés aux valeurs du BDI (Tableau 2.1).

Tableau 2.1: Indice BDI et endommagement associé (d'après Yu et Vongpaisal, 1996).

BDI	Type d'endommagement
$\leq 0,125$	Aucun endommagement aux excavations
0,25	Aucun endommagement apparent
0,5	Endommagement mineur et léger écaillage
0,75	Endommagement moyen et écaillage modéré
1,0	Endommagement et écaillage important; nécessite une réhabilitation de l'excavation
1,5	Endommagement sévère à l'excavation; la réhabilitation peut être difficile ou impossible
$\geq 2,0$	Effondrement important; abandon de l'excavation

3. SITE À L'ÉTUDE

3.1 Généralités

La mine Francoeur est un producteur aurifère situé à 25 km à l'ouest de Rouyn-Noranda. Elle est la propriété de Mines Richmond inc. dont le siège social est situé à Rouyn-Noranda. Depuis le début des travaux de mise en valeur réalisés par Mines Richmond, la mine Francoeur a produit plus de 350 000 onces d'or.

La mine Francoeur exploite un gisement filonien de pendage général de 40° (figure 3.1). Cependant, des embranchements secondaires exploitables pouvant avoir un pendage jusqu'à 65° sont rencontrés. C'est le cas de la zone no 7 qui est exploitée principalement par méthode d'abattage longs trous en combinaison avec quelques chantiers chambres-magasins. La mine est actuellement desservie par deux puits (6 et 7) ayant respectivement 1559 et 2723 pieds (475 et 830 m) de profondeur. Le puits no 6 a été réhabilité en 1998 pour permettre l'exploitation de la zone no 7.

Le site retenu pour les travaux de terrain est une galerie de ventilation située sur le niveau 4 de la mine Francoeur, à une profondeur de 150 m (figure 3.2). La portion de la galerie utilisée pour les travaux est une portion de 80 pieds (24,4 m) de long, soit 10 volées*. À la mine Francoeur, une volée brise de 7 à 8 pieds linéaires de roche. Cinq volées ont été foncées avec un patron de forage standard et cinq volées ont été foncées avec un patron de forage adouci. La dimension planifiée de la galerie est de 8,5 pieds de largeur par 9 pieds de hauteur. Des foreuses sur béquille sont utilisées pour effectuer le forage avec des trous de 1¼". Une mini-chargeuse sur rail est utilisée pour le déblaiement. Le transport est réalisé à l'aide d'une locomotive électrique et d'un wagon de 68 pi³. Le chargement des explosifs est fait de façon pneumatique.

Les travaux préliminaires ont débuté en août 1999 et le fonçage de la galerie a eu lieu en septembre 1999. Les travaux post-sautage sur le site ont eu lieu d'octobre à novembre 1999 et les travaux en laboratoire de janvier 2000 à février 2001.

* une volée est un cycle de sautage-déblayage

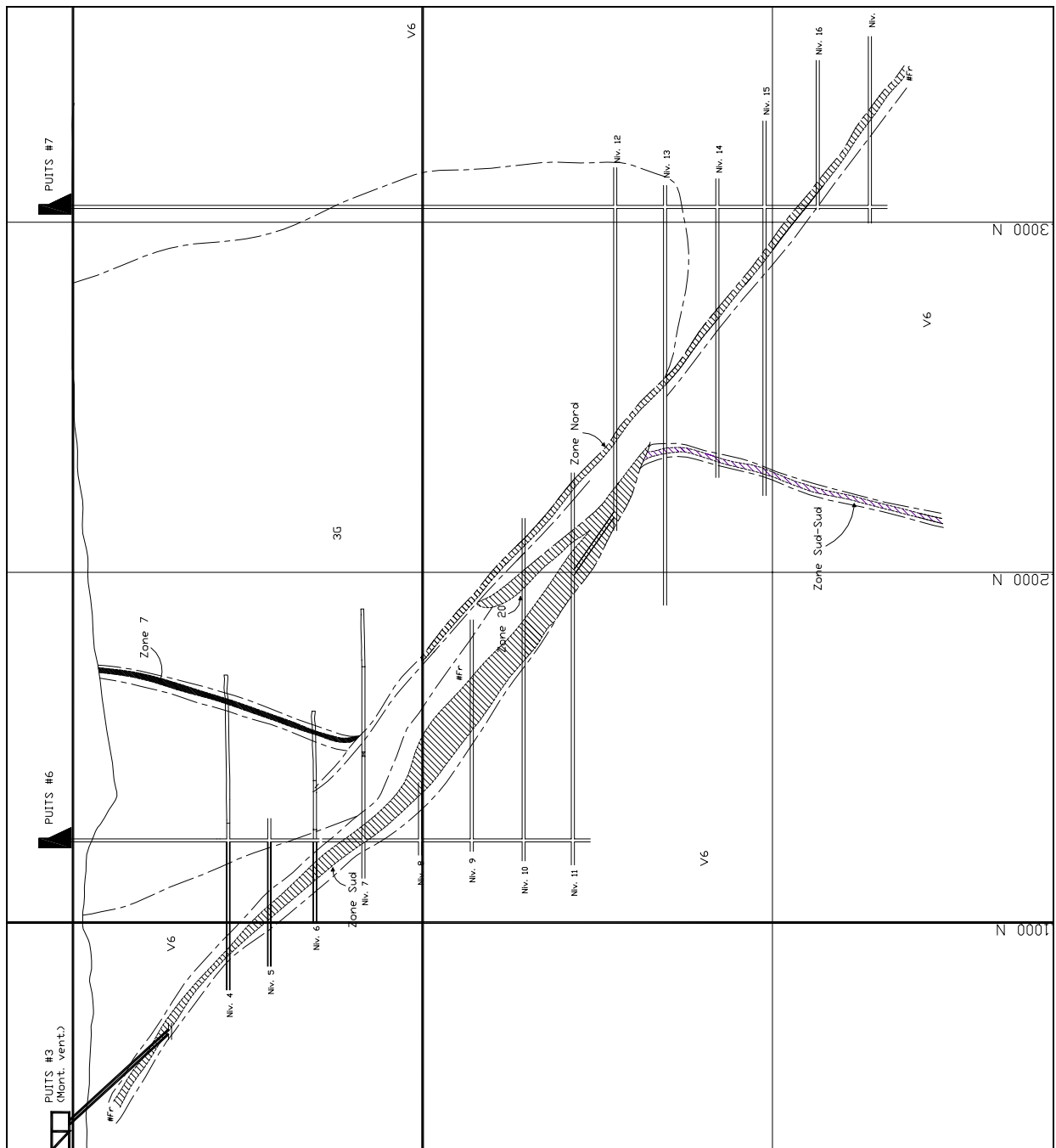


Figure 3.1: Section typique de la mine Francoeur.

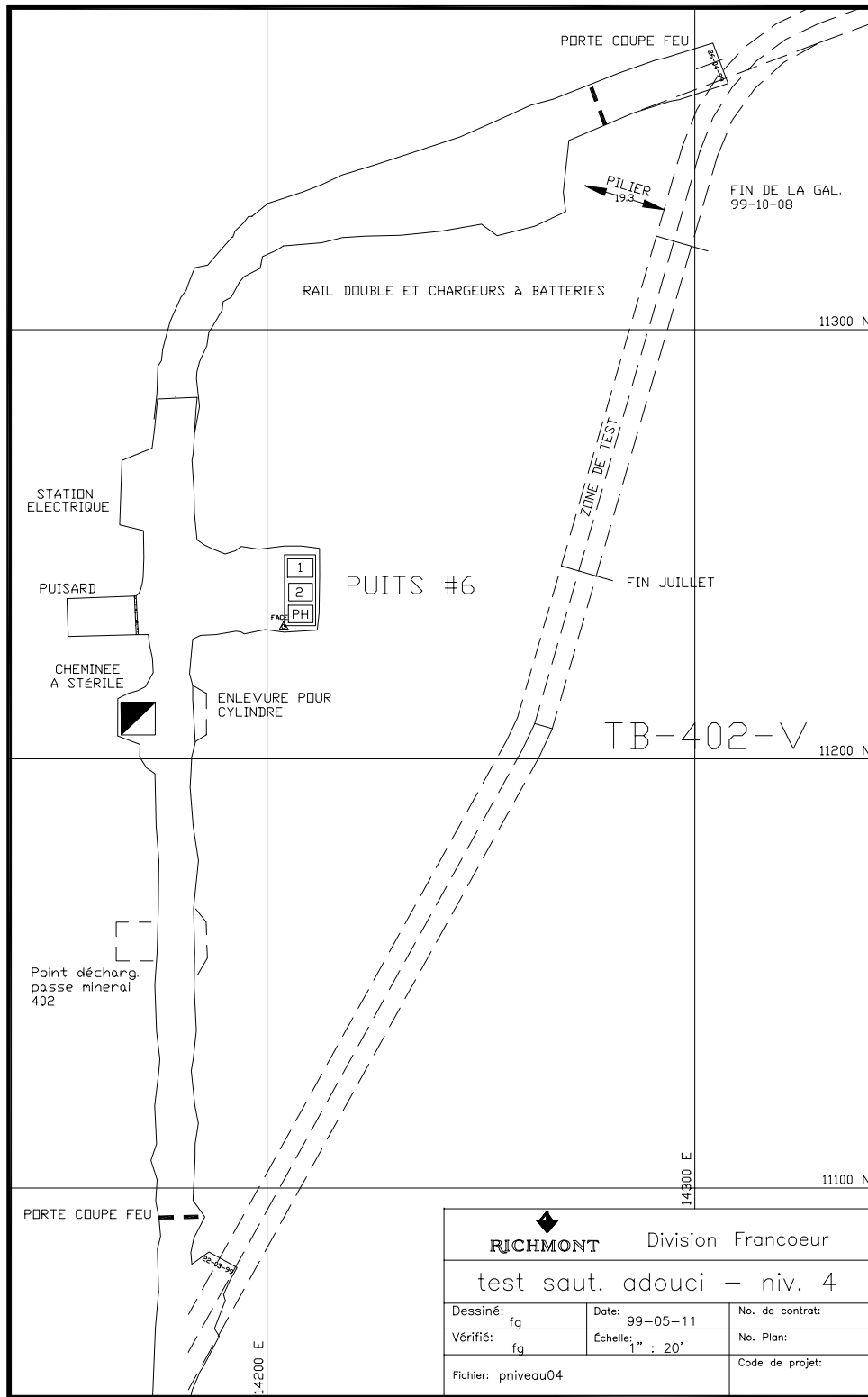


Figure 3.2: Galerie de ventilation planifiée au niveau 4.

3.2 Caractérisation du site

Afin de pouvoir bien caractériser le site à l'étude, certains travaux ont été réalisés avant le percement de la galerie dans la zone d'étude. Ces travaux ont compris le forage de deux trous pilotes de 80 pieds et de diamètre de 3 pouces à mi-hauteur de la galerie sur toute la zone étudiée. Une inspection visuelle à la caméra a été réalisée dans les trous et des essais au dilatomètre ont été effectués dans l'un des trous. Des essais en laboratoire ont été réalisés sur les carottes de forages récupérées. Une fois la galerie foncée, un relevé des discontinuités a été fait pour permettre l'évaluation de la cote RMR. La description géologique des forages a été réalisée par M. Jacques Daigneault, chef géologue à la mine Francoeur. Les essais au dilatomètre et l'observation des trous à la caméra ont été réalisés par le personnel de CANMET (Labrie et Conlon, 1999).

3.2.1 GÉOLOGIE

La figure 3.3 présente la géologie de la zone étudiée. Il avait été présumé au début de l'étude que le massif rocheux était homogène. Toutefois, il est possible de remarquer que la galerie débute dans de l'andésite, puis traverse une zone de gabbro pour les volées 5 à 8 pour revenir dans de l'andésite.

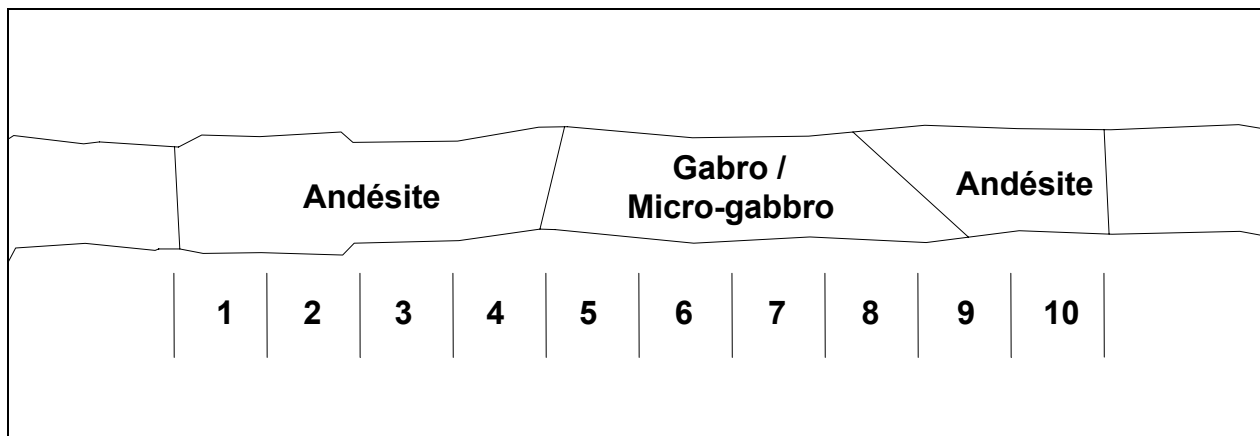


Figure 3.3 Géologie du site étudié.

3.2.2 PROPRIÉTÉS GÉOMÉCANIQUES

La figure 3.4 montre la variation du RQD mesuré dans les trous de forage. Il est possible de remarquer une diminution importante du RQD pour les deux dernières volées. Cette diminution a également été observée à la caméra dans les trous de forage (Labrie et Conlon, 1999). Le relevé des discontinuités a également permis l'évaluation de la cote RMR le long de la galerie (figure 3.5). Il y a également une augmentation de la cote dans le gabbro et une réduction importante pour les deux dernières volées.

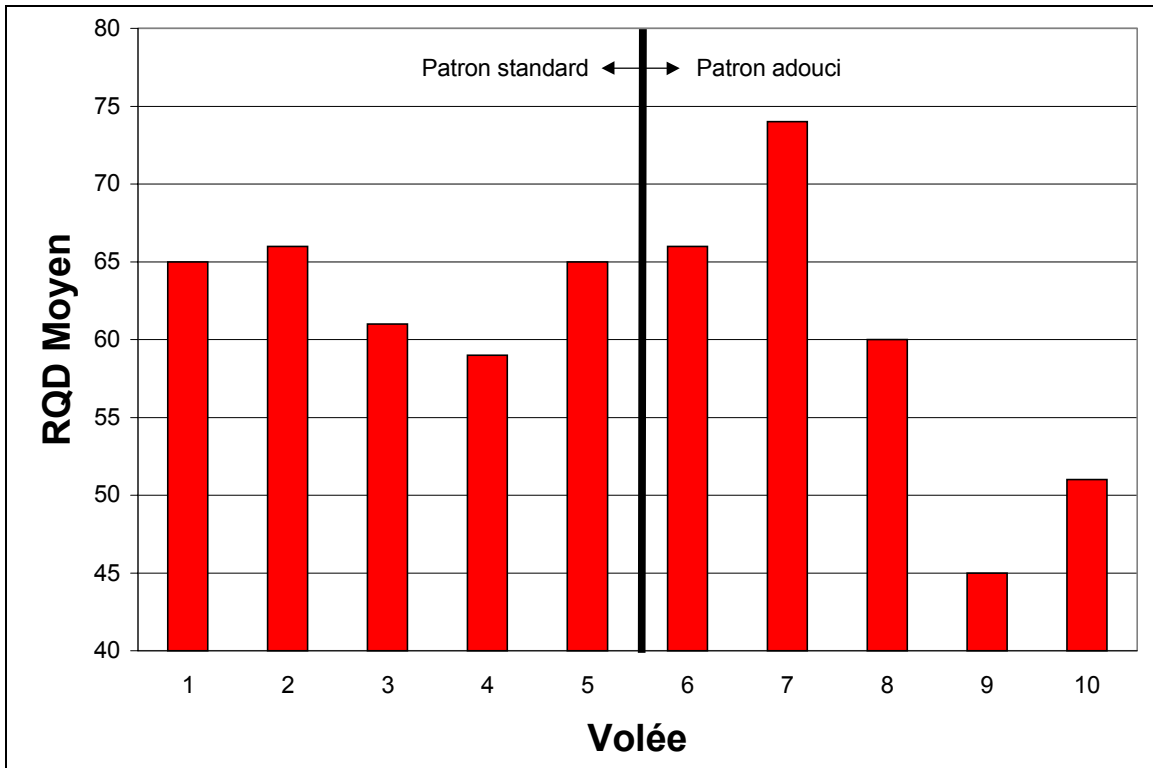


Figure 3.4: Variation du RQD calculé dans les trous pilotes le long de la galerie.

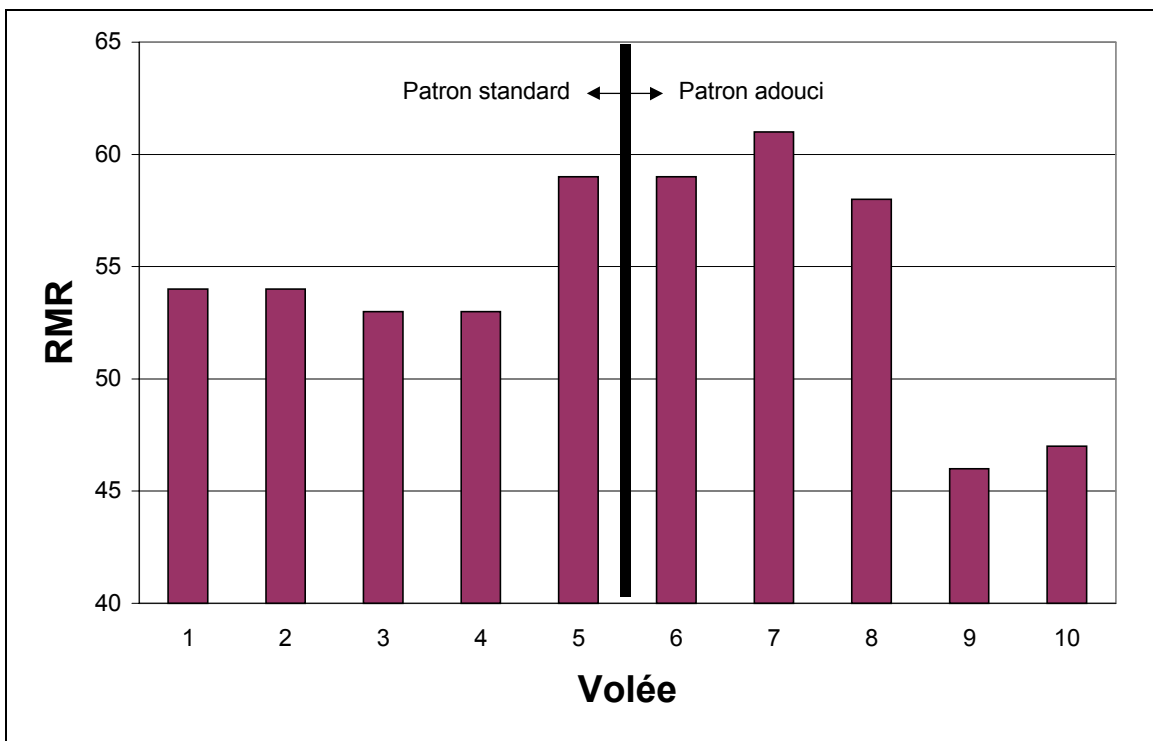


Figure 3.5: Variation de la cote RMR le long de la galerie.

Une caméra a également été utilisée pour observer l'intérieur des trous de forage. Seul le trou #2 a permis d'obtenir des résultats sur toute la longueur du trou, le trou #1 étant partiellement rempli d'eau. Le tableau 3.1 présente les observations réalisées dans le trou #2.

Tableau 3.1: Inspection du trou pilote #2 (d'après Labrie et Conlon, 1999).

Distance (m)	Volée	Remarques
0.0 - 2.4	1	Section généralement intacte, endommagement mineur, cisaillement léger
2.4 - 4.9	2	Généralement intact, matériau de remplissage légèrement cisailé
4.9 - 7.3	3	Généralement intact, matériau de remplissage légèrement cisailé
7.4 - 9.8	4	Généralement intact, géodes
9.8 - 12.2	5	Généralement intact
12.2 - 14.6	6	Généralement intact
14.6 - 17.1	7	Généralement intact
17.1 - 19.5	8	Généralement intact
19.5 - 22.0	9	Géodes, cisaillement des matériaux de remplissage, endommagement léger à prononcé
22.0 - 24.0	10	Géodes, cisaillement des matériaux de remplissage, endommagement léger à prononcé

Ces observations confirment que les volées 9 et 10 sont dans un massif rocheux plus fracturé que les autres volées.

Des essais de résistance en compression uniaxiale et de compression diamétrale (brésilien) ont été réalisés sur les carottes des trous pilotes. La figure 3.6 montre la variation de la résistance en compression uniaxiale (C_0) et en tension (T_0) et le module de déformation (E) le long de la zone d'étude. Le tableau 3.2 présente les valeurs moyennes de ces paramètres selon le type de roche. Plus de détails sur ces essais sont donnés en annexe.

Tableau 3.2: Propriétés mécaniques moyennes obtenues en laboratoire.

		Andésite	Gabbro
Résistance en compression uniaxiale	C_0 (MPa)	75,5	146,3
	Nombre d'essais	5	4
	Coefficient de variation *	44%	36%
Résistance en tension	T_0 (MPa)	12,3	10,4
	Nombre d'essais	6	4
	Coefficient de variation *	37%	30%
Module de déformation	E (GPa)	62,0	59,3
	Nombre d'essais	5	4
	Coefficient de variation *	23%	15%
Coefficient de Poisson	ν	0,23	0,25
	Nombre d'essais	5	4
	Coefficient de variation *	29%	2%

* Coefficient de variation = écart-type/moyenne

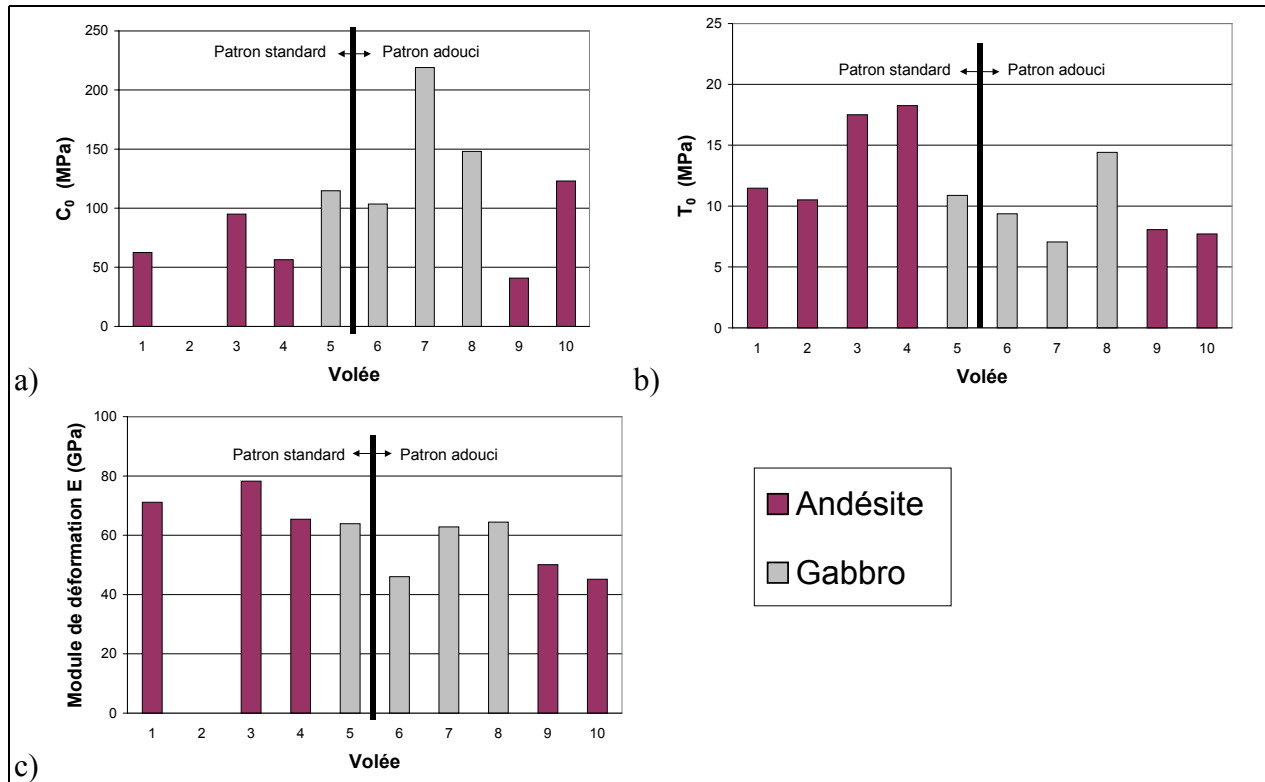


Figure 3.6: Variation des propriétés mécaniques le long de la galerie (un essai par volée). a) Résistance en compression uniaxiale. b) Résistance en tension. c) Module de déformation.

On peut remarquer que le gabbro a une résistance en compression uniaxiale très supérieure à celle de l'andésite. Notons toutefois une grande variabilité dans les résultats et le nombre restreint d'essais.

3.3 Fonçage de la galerie

Dans le cadre de cette étude, dix volées ont été prises dont cinq avec un patron de forage standard et cinq avec un patron de sautage adouci.

3.3.1 PATRON DE FORAGE STANDARD

Le patron de forage standard a été établi par l'équipe de mineurs affectée au développement de la galerie et par le personnel de supervision de la mine. La figure 3.7 montre le patron de forage standard et la séquence de tir. Celui-ci a consisté en 35 trous de 1¼" chargés et 3 trous non chargés alésés à 2". Tous les trous ont été chargés pneumatiquement à l'ANFO (mélange de nitrate d'ammonium et huile à chauffage) sauf les trous du bouchon (délais 1 à 8) et ceux du plancher qui sont chargés à l'aide d'explosifs en bâton (de type Minerite 3). Les détonateurs utilisés étaient de type Primadet LP.

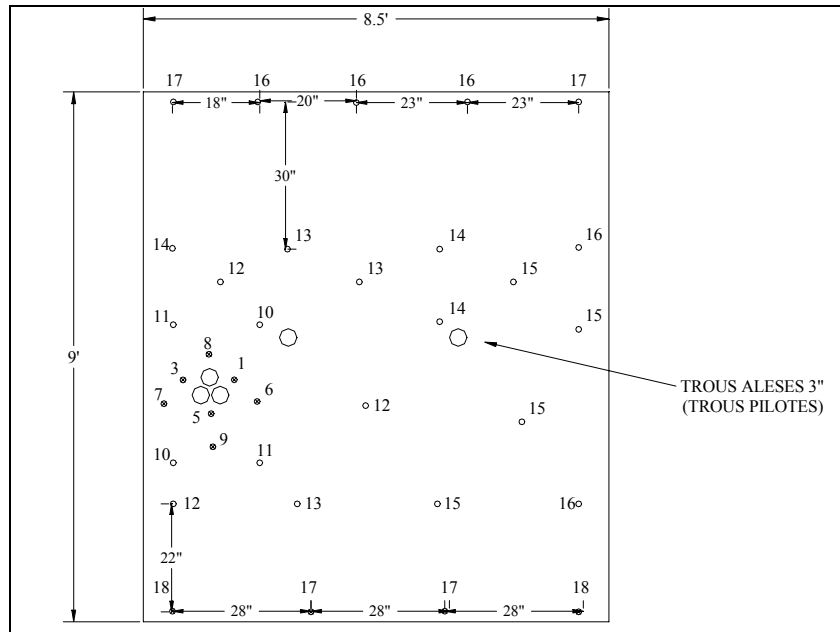


Figure 3.7a: Patron de forage standard (les numéros représentent la séquence de tir).



Figure 3.7b: Photographie montrant le patron de forage standard

3.3.2 PATRON DE SAUTAGE ADOUCI

Le patron de sautage adouci a été élaboré par Laurent Roy d'Explosifs ETI et François Girard de Mines Richmond. Pour ce patron, il a été décidé de ne modifier que le haut du patron en laissant la partie inférieure identique au patron de sautage standard. Au total, six trous supplémentaires sont forés. La figure 3.8 présente le patron de forage adouci. De plus, les trous au toit de la galerie (délais 17 et 18) contiennent du cordeau détonant 25 grains afin de réduire la puissance explosive dans ces trous. Par rapport au patron standard, deux trous ont été ajoutés à la paroi et une rangée de quatre trous a été ajoutée à mi-distance de la deuxième rangée.

Les deux patrons de sautage ont été strictement respectés pour les dix volées, afin de minimiser les variations de conditions entre les sautages. Les travaux d'excavation ont été réalisés par la même équipe de mineurs.

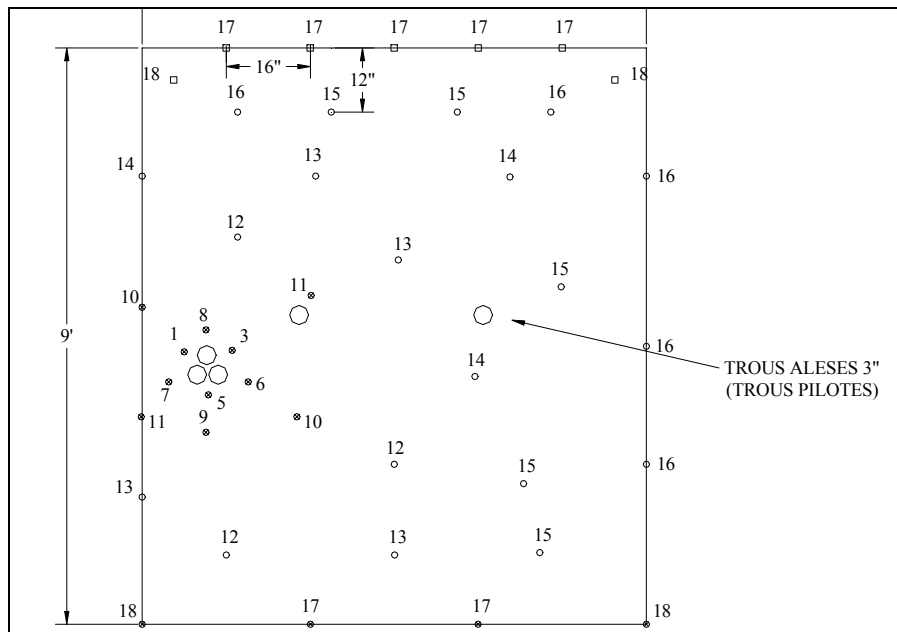


Figure 3.8a: Patron de forage adouci (les numéros représentent la séquence de tir). Les trous au toit de la galerie (délais 17 et 18) contiennent également du cordeau détonant 25 grains.



Figure 3.8b: Photographie montrant le patron de forage adouci

3.4 Travaux de terrain réalisés

Les travaux réalisés ont été effectués en trois étapes distinctes, soit les travaux pré-fonçage (juillet-août 1999), le fonçage de la galerie (septembre 1999) et les travaux post-fonçage (octobre 1999 - février 2001).

Les travaux pré-fonçage ont compris:

- le forage de deux trous pilotes de 3" de diamètre sur toute la longueur de la zone d'essai;
- l'inspection et description des carottes de forage;
- l'inspection visuelle du massif rocheux dans les trous de forage à l'aide d'une caméra*;
- des essais dilatométriques dans les trous de forage afin d'en mesurer la déformabilité*.

Les travaux réalisés durant le fonçage de la galerie ont compris:

- l'inspection visuelle des résultats des sautage;
- des études de temps et quantité de roche abattue;
- évaluation des difficultés liées à l'installation du soutènement.

Les travaux de terrain post-sautage ont compris:

- le forage de deux trous de 3" de diamètre, long de 5' dans le toit de la galerie situés au milieu de chaque ronde (20 trous au total);
- l'inspection visuelle du massif rocheux dans les trous de forage à l'aide d'une caméra*;
- des essais dilatométriques dans les trous de forage afin d'en mesurer la déformabilité*;
- le relevé des diaclases et la caractérisation géomécanique du massif rocheux dans la zone d'intérêt;
- la cartographie géologique du site;
- des essais en laboratoire sur les carottes de forage récupérées.

* travaux réalisés par CANMET

4. RÉSULTATS DES TRAVAUX

L'objectif des travaux de cette étude était d'évaluer l'endommagement causé par le sautage pour deux patrons de forage différents. Il a été mentionné au chapitre 2 qu'il y avait trois causes possibles d'endommagement soit l'endommagement inhérent (ou initial), l'endommagement causé par l'accroissement de l'état de contraintes et l'endommagement causé par le sautage. Ces endommagements sont traités séparément dans ce qui suit.

4.1 Endommagement inhérent

Des mesures au dilatomètre ont été réalisées dans un des trous pilotes sur une longueur de 36 pieds (11 m) avant le fonçement de la galerie. Ces travaux ont été réalisés par CANMET (Labrie et Conlon, 1999) qui possède le matériel et l'expertise nécessaire à ce type d'essais. Des problèmes avec l'équipement ont empêché l'évaluation du module de déformation sur toute la longueur de la galerie. Le tableau 4.1 présente les résultats obtenus.

Tableau 4.1: Modules de déformation obtenus lors des essais au dilatomètre dans les trous pilotes (d'après Labrie et Conlon, 1999).

Volée	Distance (m)	1 ^{er} chargement (GPa)	2 ^e chargement (GPa)
1	1,55-2,00	24,7	30,2
	2,55-3,00	24,4	30,6
2	3,55-4,00	26,1	30,3
	4,55-5,00	28,4	31,9
3	5,55-6,00	30,5	31,5
	6,55-7,00	31,1	34,6
4	7,55-8,00	26,4	31,3
	8,55-9,00	28,3	37,4
5	9,55-10,00	33,5	35,9
	10,55-11,00	34,2	---

À la section 2.2, il a été montré que l'on pouvait évaluer l'endommagement par un paramètre de continuité Γ . En combinant les équations (2.4) et (2.5) on obtient:

$$\Gamma = 1 - D = 1 - \left(1 - \frac{\tilde{E}}{E} \right) = \frac{\tilde{E}}{E} \quad (4.1)$$

où D est le paramètre d'endommagement, \tilde{E} est le module de déformation apparent du matériau endommagé et E est le module de déformation du matériau intact. S'il est considéré que le matériau intact est bien représenté par les essais en laboratoire, il est possible d'estimer le

paramètre de continuité Γ_d à l'échelle du dilatomètre en utilisant comme valeur de \tilde{E} , le module obtenu lors des essais au dilatomètre (1^{er} chargement). Le tableau 4.2 présente les valeurs de Γ_d obtenues avec cette approche.

Tableau 4.2: Évaluation de l'endommagement par les mesures au dilatomètre.

Volée	Distance (m)	\tilde{E} (GPa)	E (GPa)	Γ_d	Γ_d moyen
1	1,55-2,00	24,7	71,1	0,347	0,347
	2,55-3,00	24,4	71,1*	0,343	
2	3,55-4,00	26,1	71,1*	0,367	0,370
	4,55-5,00	28,4	71,1*	0,399	
3	5,55-6,00	30,5	78,3	0,390	0,394
	6,55-7,00	31,1	78,3	0,397	
4	7,55-8,00	26,4	65,4	0,404	0,418
	8,55-9,00	28,3	65,4	0,433	
5	9,55-10,00	33,5	63,9	0,524	0,530
	10,55-11,00	34,2	63,9	0,535	

* Aucune valeur disponible pour cette volée; la valeur utilisée est celle de la volée #1.

Il est toutefois généralement reconnu que le volume impliqué dans un essai au dilatomètre est inférieur au volume impliqué dans la déformation du massif rocheux. En fait, le volume impliqué lors d'un essai au dilatomètre serait de l'ordre de 0,05 à 0,06 m³ (Wittke, 1990). Celui des éprouvettes de roches testées est de 0,0002 m³, soit de 300 fois inférieur. Un autre élément démontrant que les valeurs de Γ_d obtenues ne reflètent pas réellement l'endommagement du massif rocheux est le manque de corrélation entre Γ_d et les valeurs de RQD et RMR tel qu'illustré à la figure 4.1. Par ailleurs, il y a une augmentation notable de la valeur de Γ_d pour la volée #5, qui correspond à un changement de type de roche (de l'andésite au gabbro).

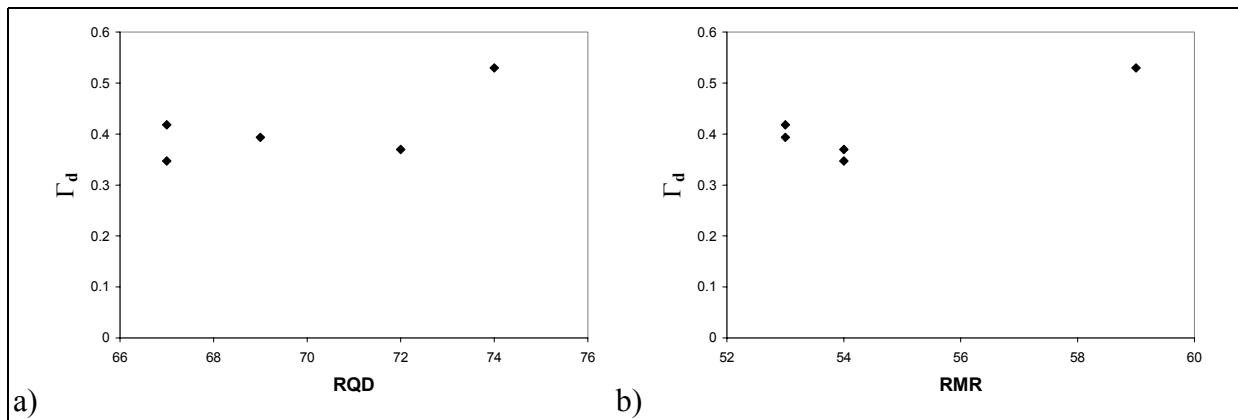


Figure 4.1: Corrélation entre le paramètre de continuité Γ et a) la valeur du RQD; b) la cote RMR.

Pour évaluer la valeur de l'endommagement inhérent du massif rocheux, il faut tenir compte de la présence de discontinuités. L'approche proposée par Aubertin et al. (2000) est ici utilisée avec l'équation (2.6) donnée par:

$$\Gamma = \Gamma_{100} \left[0,5 \left(1 - \cos \frac{\pi \text{RMR}}{100} \right) \right]^3 \quad \text{avec} \quad \Gamma_{100} = \frac{\sigma_{cL}}{\sigma_c}$$

où Γ_{100} représente la résistance avec un $\text{RMR} = 100$, c'est-à-dire à l'échelle où seul l'ajout de nouveaux défauts comme des discontinuités réduira la résistance. Par ailleurs, si les mesures au dilatomètre ne permettent pas de déterminer la valeur réelle de Γ à l'échelle du massif rocheux, la valeur de Γ_d pourrait bien être une borne supérieure de la valeur Γ_{100} . C'est toutefois là un aspect qui n'a jamais été étudié et qui sera discuté dans le chapitre suivant. La valeur usuelle de σ_{cL} est généralement dans la plage de 0,1 à 0,5 σ_c avec une moyenne qui tourne autour de 0,2 à 0,3 σ_c (Aubertin et al. 2000). Ici, une valeur de 0,3 est utilisée pour Γ_{100} . À partir de l'équation (2.6), on obtient donc les valeurs du paramètre de continuité Γ et de l'endommagement pour le massif rocheux données au tableau 4.3.

Tableau 4.3: Endommagement inhérent du massif rocheux basé sur la cote RMR.

Volée	Type de roche	RMR	Γ	D (= 1 - Γ)
1	Andésite	54	0,053	0,947
2	Andésite	54	0,053	0,947
3	Andésite	53	0,049	0,951
4	Andésite	53	0,049	0,951
5	Gabbro	59	0,079	0,921
6	Gabbro	59	0,079	0,921
7	Gabbro	61	0,090	0,910
8	Gabbro	58	0,073	0,927
9	Andésite	46	0,025	0,975
10	Andésite	47	0,028	0,972

Il y a donc une variabilité de l'endommagement inhérent un peu plus importante pour l'andésite, avec des valeurs de 94,7 à 97,5% pour l'andésite et de 91,0 à 92,7% pour le gabbro. Les valeurs moyennes de Γ sont respectivement de 0,043 pour l'andésite et de 0,080 pour le gabbro. On peut donc considérer l'endommagement inhérent très important avec une résistance du massif rocheux de l'ordre de 4 à 8% seulement de la résistance obtenue en laboratoire sur des éprouvettes de roche.

4.2 Endommagement causé par l'accroissement de contraintes

Pour évaluer si l'accroissement de contraintes généré par l'excavation de la galerie a causé de l'endommagement, il faut pouvoir:

- déterminer l'état de contraintes autour de l'excavation;
- déterminer le seuil d'initiation de l'endommagement du massif rocheux.

4.2.1 CONTRAINTES INDUITES À LA PAROI

L'endroit où l'accroissement dans l'état de contraintes sera le plus important est situé directement à la paroi de l'excavation. Ces contraintes peuvent être évaluées à l'aide de la modélisation numérique. Le modèle requiert toutefois la connaissance des contraintes initiales présentes dans le massif rocheux. Des mesures de contraintes in situ réalisées à la mine Francoeur à une profondeur de 687 m ont donné les résultats suivants (Corthésy et al., 1997):

$$\begin{aligned}\sigma_1 &= 21,9 \text{ MPa avec un azimut de } 230^\circ \text{ et pendage de } 5^\circ \\ \sigma_2 &= 13,4 \text{ MPa avec un azimut de } 320^\circ \text{ et pendage de } 10^\circ \\ \sigma_3 &= 10,2 \text{ MPa avec un azimut de } 113^\circ \text{ et pendage de } 79^\circ\end{aligned}$$

Les contraintes σ_1 et σ_2 sont donc quasi-horizontales et $\sigma_3 \cong \sigma_v$. Transposés à la profondeur de 150 m, ces résultats seraient:

$$\begin{aligned}\sigma_1 &= 5,0 \text{ MPa} \\ \sigma_2 &= 3,0 \text{ MPa} \\ \sigma_3 &= 2,3 \text{ MPa}\end{aligned}$$

La figure 4.2 présente l'orientation des contraintes principales et l'orientation de la galerie. Il est possible de voir qu'aucune des contraintes principales horizontales n'est dans l'axe de la galerie. Il serait toutefois possible de démontrer que la situation qui amènerait la plus grande concentration de contraintes est celle où σ_1 est perpendiculaire à la galerie. C'est cette approche qui a été utilisée pour la modélisation 2D.

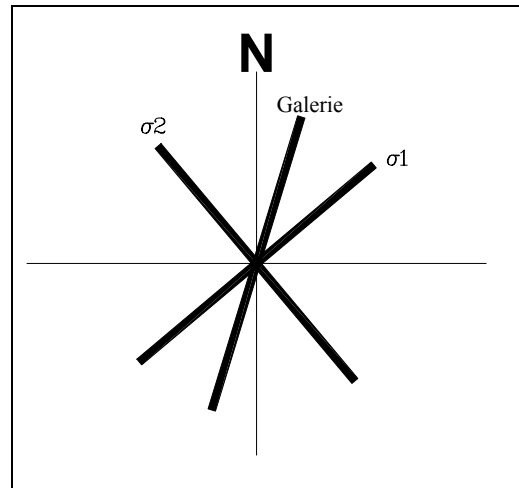


Figure 4.2: Orientation des contraintes principales horizontales et de la galerie.

Pour modéliser la galerie, le logiciel PHASES (version 2.32) a été utilisé. PHASES est un logiciel hybride (éléments finis et frontières) 2D spécialement développé pour les excavations souterraines (Hoek et al., 1994). Pour cette analyse, le massif rocheux a été modélisé comme étant homogène et ayant un comportement élastique linéaire isotrope. La figure 4.3 montre les isocontours de la contrainte principale majeure obtenue à l'aide du modèle.

Comme c'est généralement le cas, la simulation montre une augmentation des contraintes au toit et au sol de la galerie (principalement dans les coins) et une réduction de celles-ci à la paroi des murs. La contrainte principale majeure maximale à la paroi est de l'ordre de 12 MPa.

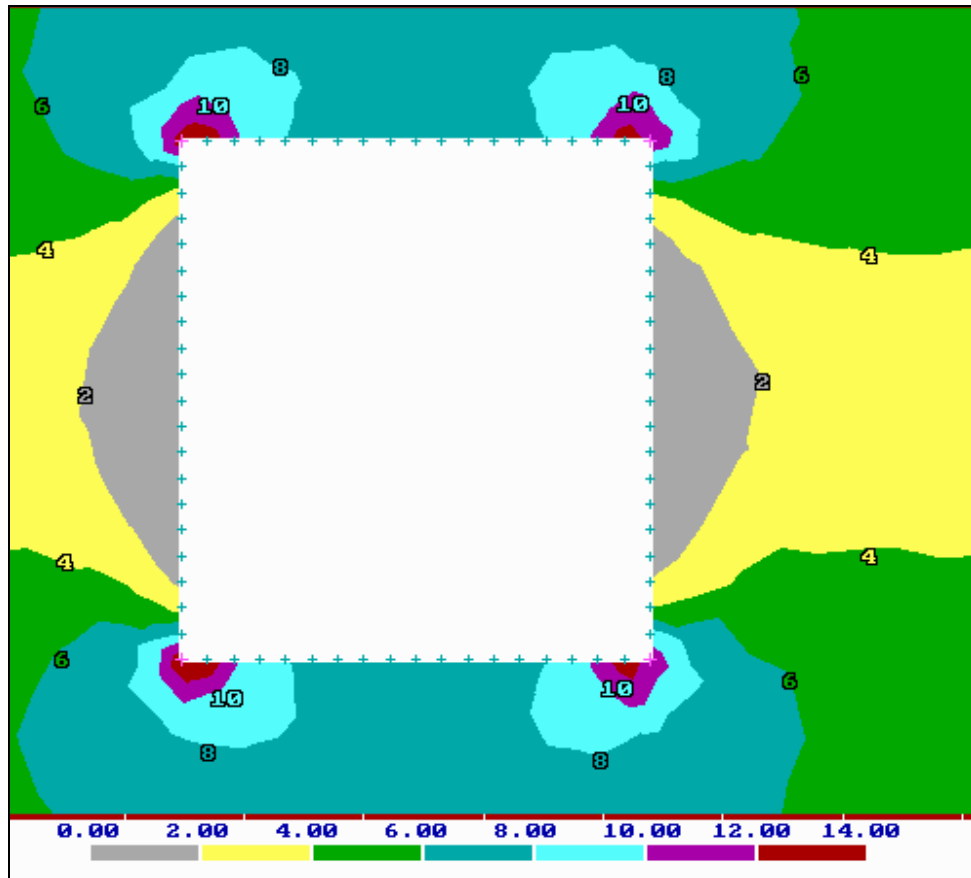


Figure 4.3: Isocontours de la contrainte principale majeure résultante (σ_1) autour de la galerie (valeurs en MPa).

4.2.2 SEUIL D'INITIATION DE L'ENDOMMAGEMENT

Pour déterminer le seuil d'initiation de l'endommagement, le point B de la figure 2.1 a été utilisé comme point de référence. Celui-ci correspond au niveau de contrainte à partir duquel la courbe de la déformation transversale cesse d'être linéaire. Ce point a été déterminé pour tous les essais de compression uniaxiale réalisés et présentés en annexe. De plus, une série d'essais de compression triaxiale à faible confinement a été réalisée au laboratoire de CANMET à Ottawa (Labrie, 2000). Ces résultats sont également présentés en annexe. Ces essais, et les essais de compression diamétrale, ont permis d'établir les courbes enveloppes de résistance ultime et du seuil d'initiation à l'endommagement avec le critère $MSDP_u$. Les figures 4.4 et 4.5 montrent les courbes obtenues pour l'andésite et le gabbro respectivement.

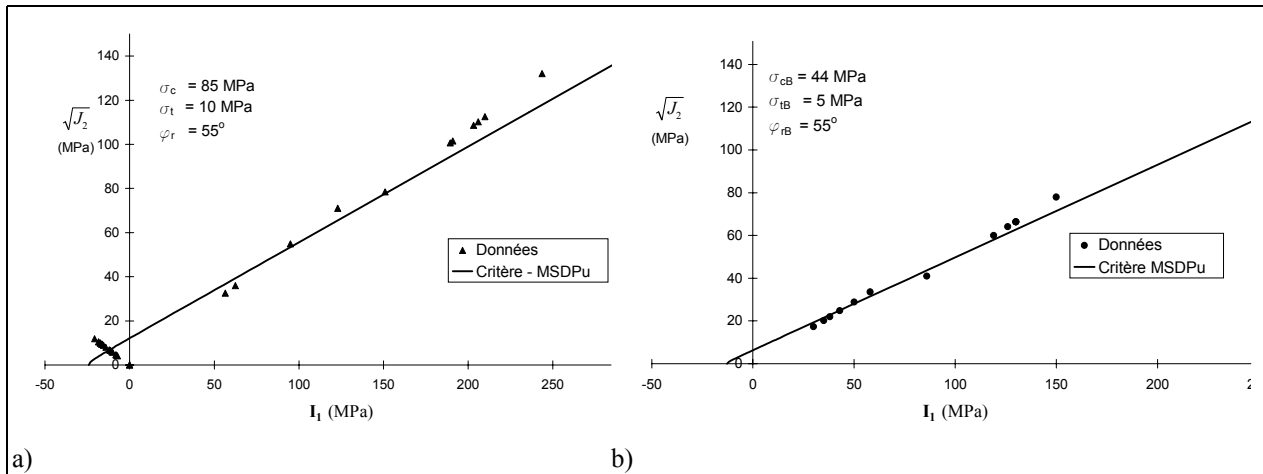


Figure 4.4: Application du critère MSDP_u pour les essais sur l'andésite. a) Résistance ultime. b) Seuil d'initiation de l'endommagement.

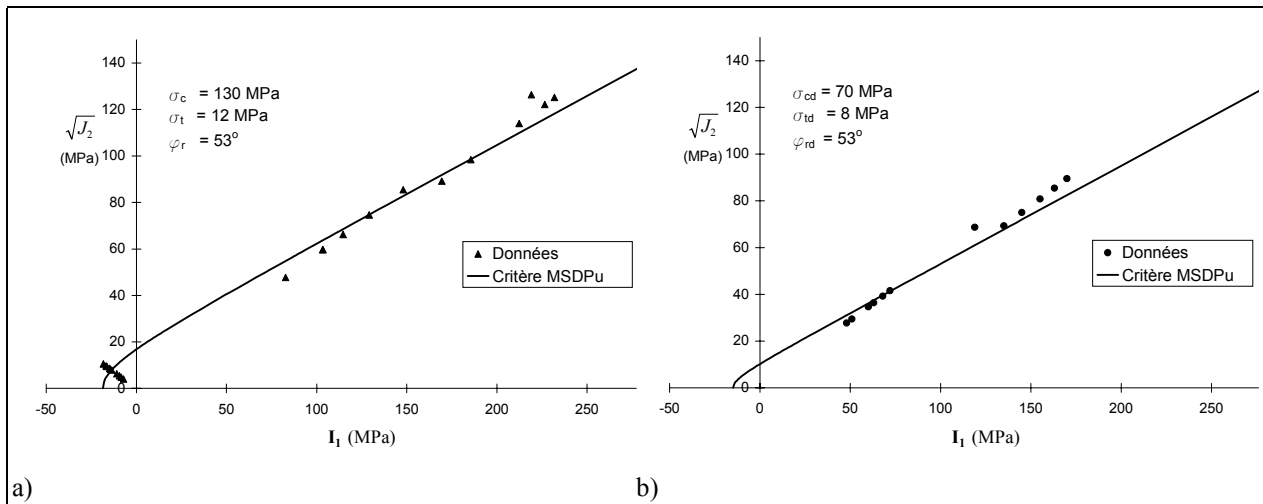


Figure 4.5: Application du critère MSDP_u pour les essais sur le gabbro. a) Résistance ultime. b) Seuil d'initiation de l'endommagement.

À partir de ces résultats, il est possible de constater que le seuil d'initiation de l'endommagement est pratiquement identique pour les deux types de roche et se situe à environ 53% de la résistance ultime.

4.2.3 ÉVALUATION DE L'ENDOMMAGEMENT

Pour évaluer s'il y a eu endommagement à l'échelle du massif rocheux, il faut utiliser les valeurs à l'échelle du massif. Avec le modèle MSDP_u, la résistance à l'échelle du massif rocheux est déterminée à l'aide du paramètre de continuité Γ . Les valeurs utilisées ici sont les valeurs minimales du tableau 4.3, soit $\Gamma = 0,025$ pour l'andésite et $\Gamma = 0,073$ pour le gabbro. Les figures 4.6 et 4.7 présentent les courbes enveloppes de la résistance ultime et du seuil d'initiation de

l'endommagement du massif rocheux. Les contraintes induites à la paroi du toit de l'excavation obtenues par modélisation numérique et les contraintes initiales sont également indiquées sur ces figures.

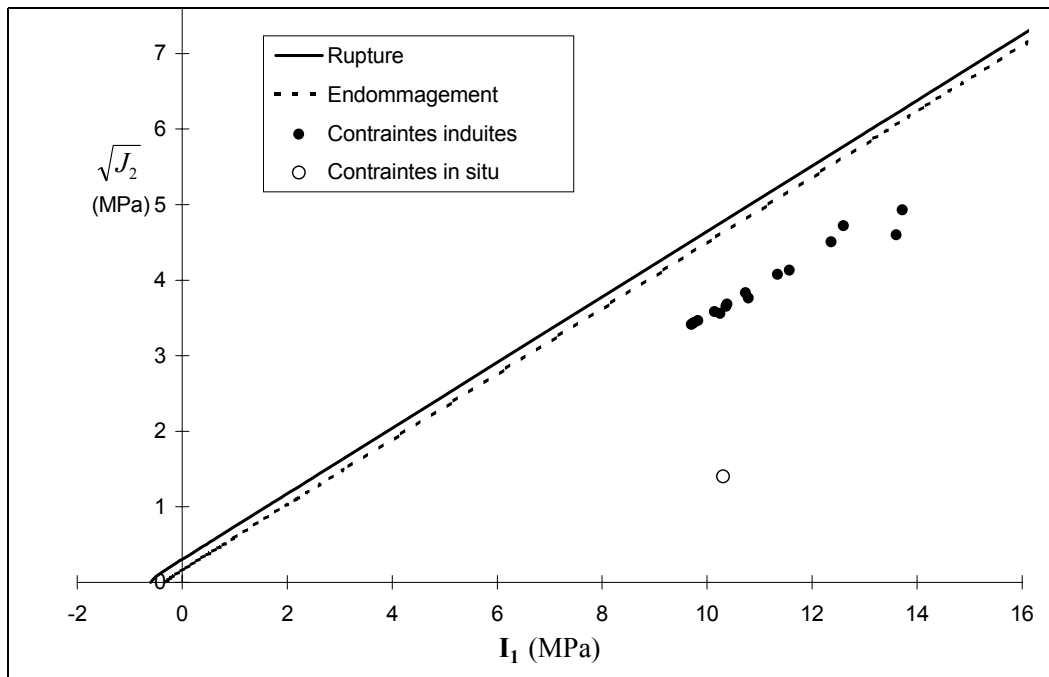


Figure 4.6: Comparaison pour l'andésite entre le critère $MSDP_u$ pour la résistance ultime et le seuil d'endommagement et les contraintes induites au toit de l'excavation obtenues par modélisation ($\Gamma = 0,025$).

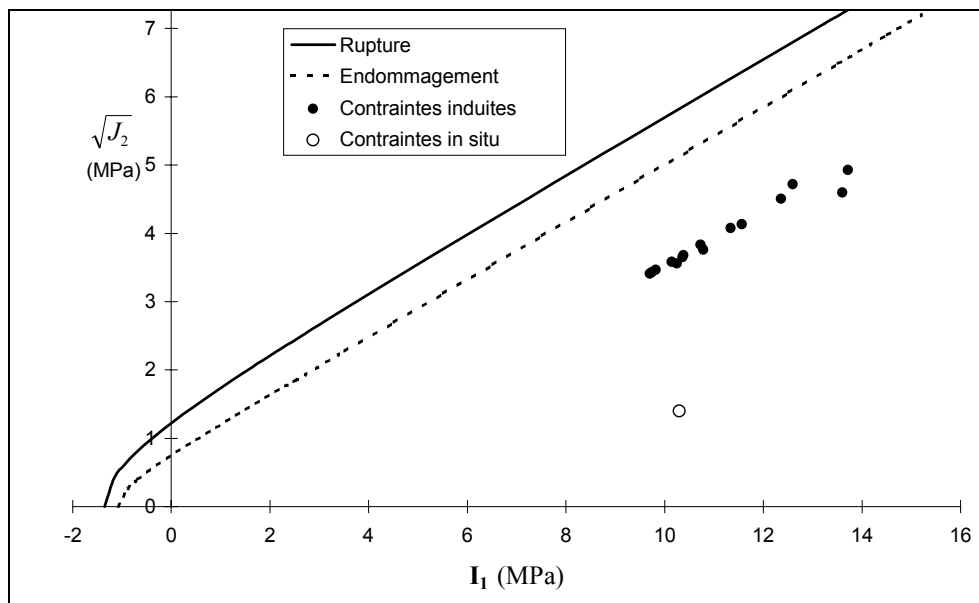


Figure 4.7: Comparaison pour le gabbro entre le critère $MSDP_u$ pour la résistance ultime et le seuil d'endommagement et les contraintes induites au toit de l'excavation obtenues par modélisation ($\Gamma = 0,073$).

Les résultats présentés sur ces figures montrent que les contraintes induites sont inférieures au seuil d'initiation de l'endommagement même si celui-ci est très faible pour l'andésite. La principale raison de ceci est que la galerie est à faible profondeur et que les contraintes in situ sont très faibles. Notons également que les courbes de résistance ultime et du seuil d'initiation de l'endommagement sont très près l'une de l'autre pour l'andésite. Ceci est dû au fait que le massif rocheux est initialement très fracturé avec un RMR relativement faible. La résistance du massif est alors principalement liée à l'angle de friction du matériau, qui est le même pour la résistance ultime et pour le seuil d'initiation de l'endommagement.

Il est donc possible de conclure qu'il n'y a pas d'endommagement lié à la concentration de contraintes au toit de la galerie. De plus, puisque le seuil d'initiation de l'endommagement peut également être considéré comme la résistance à très long terme (e.g., Aubertin et al., 2000), cela signifie que la galerie est stable à long terme s'il n'y a aucun changement dans l'état de contrainte.

4.3 Endommagement causé par le sautage

L'évaluation directe de l'endommagement causé par le sautage est difficile à réaliser. Ainsi, plusieurs indices indirects ont été évalués pour mesurer et comparer l'endommagement relié à chacun des patrons de forage.

4.3.1 OBSERVATIONS VISUELLES

A) Half Cast Factor (HCF)

Tel que mentionné au chapitre 2, plus le HCF est élevé (maximum 100%), moins le massif rocheux aura été endommagé lors du sautage. Le HCF a été évalué pour chacune des volées. Le tableau 4.4 montre les résultats obtenus.

Tableau 4.4: HCF mesuré après le sautage.

Volée	Patron standard	Volée	Patron adouci
1	33%	6	53%
2	31%	7	57%
3	33%	8	36%
4	33%	9	50%
5	57%	10	43%
Moyenne	37%		48%
Variation	---		+11%

Le patron adouci montre donc une amélioration moyenne de 11% pour le patron adouci.

B) Écaillage et installation du soutènement

Un autre type d'observation visuelle qui a été réalisé est l'évaluation des problèmes liés à l'écaillage et à l'installation du soutènement. En ce qui a trait à l'écaillage, aucune différence tangible n'a pu être observée. Par contre, lors de l'installation du soutènement, le nombre de fois où des fragments de roche (volume > $\approx 350 \text{ cm}^3$) se détachaient du toit lors du forage des trous a été noté. Le tableau 4.5 montre les résultats obtenus.

Tableau 4.5: Nombre de roches ($V > 350 \text{ cm}^3$) tombées par trous forés lors de l'installation du soutènement.

Volée	Patron standard		Volée	Patron adouci	
	Trous forés	Roches tombées (nb/trou)		Trous forés	Roches tombées (nb/trou)
1	7	0,29	6	6	0,00
2	5	0,60	7	6	0,00
3	6	0,00	8	6	0,17
4	7	0,29	9	6	0,33
5	6	0,33	10	7	0,43
Moyenne	6,2	0,30		6,2	0,19
Variation	---	---		---	-33%

Cet indicateur, bien que circonstanciel, donne toutefois une idée des liens avec le risque de blessures liées à des chutes de roches. Lors de l'utilisation du patron de sautage standard, on enregistrait en moyenne une chute de roches par 3,4 trous forés au toit. Pour le patron adouci cette moyenne a diminué à une chute par 5,2 trous forés. Ceci dénote une amélioration de 33% en faveur du patron adouci.

C) Observations dans les trous de forage témoins

Après le percement de la galerie, deux trous de forage (A et B) de 3" de diamètre ont été réalisés au toit du chantier au milieu de chacune des volées. Des observations visuelles ont été réalisées dans les trous de forage à l'aide d'une caméra. Ces travaux ont été réalisés par CANMET (Labrie et Conlon 1999). À partir des enregistrements vidéo obtenus, une évaluation visuelle de la zone d'endommagement a pu être établie par CANMET. L'épaisseur d'endommagement au toit, une fois corrigée selon le pendage de chacun des trous, est donnée au tableau 4.6.

Tableau 4.6: Profondeur d'endommagement observé à la caméra (en m) (d'après Labrie et Conlon 1999).

Volée	Patron standard		Volée	Patron adouci	
	A	B		A	B
1	0,25	0,75	6	0,05	0,25
2	0,75	1,00	7	0,20	0,65
3	0,75	0,60	8	0,38	0,20
4	1,00	0,65	9	1,00	0,55
5	0,30	0,40	10	1,25	0,95
Moyenne	0,62			0,53	
Variation	---			-9 cm	

Il y a donc une diminution de l'épaisseur d'endommagement d'environ 9 cm (ou de 14%) en faveur du patron adouci.

4.3.2 ESSAIS EN LABORATOIRE

Deux séries d'essais ont été réalisées sur les carottes récupérées des forages effectués au toit de la galerie. Quelques essais de compression uniaxiale réalisés à l'École Polytechnique ont donné les résultats présentés au tableau 4.7.

Tableau 4.7: Résultats d'essais en compression uniaxiale post-sautage.

Volée	Type de roche	Trou	C_0 (MPa)	E (GPa)	ν
1	Andésite	A	87,60	71,7	0,25
3	Andésite	A	65,90	77,1	0,22
5	Gabbro	A	82,74	76,3	0,24
6	Gabbro	B	129,17	53,9	0,21
7	Gabbro	B	103,34	75,2	0,26
8	Gabbro*	A	39,45	86,2	0,24

* Rupture sur un plan structural

Par ailleurs, CANMET a effectué des essais de compression triaxiale (à contrainte de confinement de 5 MPa) et des essais brésiliens pour déterminer la résistance en tension. Les tableaux 4.8a et 4.8b présentent les résultats obtenus.

Tableau 4.8a: Résultats d'essai de compression triaxiale avec confinement de 5 MPa (d'après Labrie, 2000).

Volée	Type de roche	Trou	σ_1 (MPa)
2	Andésite	A	180,80
	Andésite	A	193,13
	Andésite	A	199,89
	Andésite	A	233,65
4	Andésite	B	179,34
	Andésite	B	195,94
7	Gabbro	A	159,42
	Gabbro	A	202,32
	Gabbro	A	175,52
	Gabbro	A	221,88
10	Andésite	B	140,96
	Gabbro	B	216,56

Tableau 4.8b: Résultats d'essai brésilien (d'après Labrie, 2000).

Volée	Type de roche	Trou	T_0 (MPa)
2	Andésite	A	16,39
	Andésite	A	16,25
	Andésite	A	20,61
	Andésite	A	17,17
	Andésite	A	16,33
	Andésite	B	7,9
4	Andésite	B	10,06
	Andésite	B	15,48
	Andésite	B	11,92
	Andésite	B	16,17
	Gabbro	A	16,77
7	Gabbro	A	16,46
	Gabbro	A	18,23
	Gabbro	A	16,40
	Gabbro	A	14,86
	Gabbro	A	13,64
	Andésite	B	13,99
10	Gabbro	B	8,34

4.3.3 MESURES AU DILATOMÈTRE

Des mesures au dilatomètre ont également été réalisées dans les trous forés au toit après le percement de la galerie. Les essais ont été réalisés à différentes profondeurs lorsque les conditions à la paroi du trou permettaient la réalisation de ce type d'essai. Le tableau 4.9 montre les résultats obtenus lors de ces essais au dilatomètre, où E_1 représente le module du premier chargement et E_2 le module du second chargement. Le tableau 4.10 présente les valeurs moyennes obtenues.

Tableau 4.9: Valeurs du module de déformation pour les essais au dilatomètre (d'après Labrie et Conlon 1999).

Volée	Type de roche	Trou	Profondeur (m)	E_1 (GPa)	E_2 (GPa)	E_2/E_1
1	Andésite	A	0,35-0,80	36,8	44,3	0,831
	Andésite	A	0,80-1,25	31,6	38,6	0,820
2	Andésite	B	0,55-1,00	49,4	45,7	1,082
	Andésite	B	0,95-1,40	39,4	45,9	0,857
3	Andésite	A	0,50-0,95	45,9	51,5	0,890
	Andésite	A	0,90-1,35	40,6	48,5	0,837
	Andésite	B	0,62-1,07	25,5	30,4	0,838
	Andésite	B	0,80-1,25	40,0	57,0	0,702
4	Andésite	B	0,45-0,90	25,8	31,8	0,811
	Andésite	B	0,85-1,30	33,7	41,3	0,816
5	Gabbro	A	0,62-1,07	31,0	34,6	0,897
	Gabbro	A	0,80-1,25	29,5	36,2	0,815
	Gabbro	B	0,42-0,87	24,0	26,8	0,895
	Gabbro	B	0,78-1,23	27,0	31,7	0,850
6	Gabbro	A	0,25-0,70	39,9	47,0	0,849
	Gabbro	A	0,60-1,05	38,3	45,9	0,833
	Gabbro	A	0,90-1,35	31,6	38,4	0,823
	Gabbro	B	0,25-0,70	28,1	31,9	0,883
	Gabbro	B	0,55-1,00	24,7	31,9	0,774
	Gabbro	B	0,83-1,28	28,6	33,5	0,853
7	Gabbro	A	0,25-0,70	43,9	49,0	0,895
	Gabbro	A	0,55-1,00	47,6	49,3	0,964
	Gabbro	A	0,82-1,27	41,6	48,8	0,852
	Gabbro	B	0,55-1,00	39,5	41,2	0,960
	Gabbro	B	0,75-1,20	30,7	34,7	0,885
8	Gabbro	B	0,25-0,70	33,9	40,2	0,844
	Gabbro	B	0,60-1,05	29,0	26,8	1,082
	Gabbro	B	0,90-1,35	28,3	31,3	0,906
10	Andésite	B	0,95-1,40	26,9	33,2	0,809

Tableau 4.10: Valeurs moyennes du module de déformation (d'après Labrie et Conlon 1999).

	1 ^{er} chargement (GPa)	2 ^e chargement (GPa)
Avant percement	29,1	32,6
Patron standard	34,3	40,3
Patron adouci	34,2	38,9

Le premier élément qu'il est possible d'observer est l'augmentation du module de déformation moyen après le percement. Cette observation peut sembler contradictoire avec le fait que le massif avant sautage est censé être moins endommagé. Il faut cependant tenir compte de deux facteurs: 1° l'état de contrainte dans le massif est différent et 2° l'orientation des essais diffère également. Après le percement de la galerie, l'état de contrainte au pourtour de la galerie est passablement supérieur à l'état initial. Ceci a pour effet de fermer certaines fissures et d'augmenter la résistance au déplacement, ce qui génère un module de déformation plus élevé. L'orientation de la mesure peut également affecter le module de déformation si le massif présente de l'anisotropie.

Le deuxième élément observable est le peu de variation entre les modules de déformation moyens pour les différents patrons de sautage. En fait, le patron de sautage adouci présente un module légèrement plus faible qui semble indiquer un plus grand endommagement. Une des raisons qui peut expliquer ceci est que les observations à la caméra ont montré une différence moyenne de zone endommagée de 9 cm alors que la distance sur laquelle la mesure est effectuée est de 45 cm (longueur de la sonde). La zone d'essai ne semble donc pas permettre a priori l'évaluation de cette différence. Un second aspect est que ces valeurs sont les mesures moyennes sur toute la longueur du trou, soit 1,5 m. En ne tenant compte que des essais réalisés dans la première portion du trou (là où l'endommagement a eu lieu), les valeurs moyennes du module de déformation sont plutôt:

	1 ^{er} chargement
Patron de sautage standard:	34,1 GPa
Patron de sautage adouci:	37,1 GPa

Ceci représente alors une amélioration de 9% en faveur du patron de sautage adouci.

Par ailleurs, tout comme pour l'évaluation de l'endommagement inhérent, il est possible également de déterminer le paramètre de continuité Γ_d . Les valeurs de celui-ci sont présentées au tableau 4.11. Lorsque disponible, le module de déformation de la roche intacte utilisé est celui des essais du tableau 4.7. Dans le cas contraire, les valeurs de E utilisées sont celles du tableau 4.2. Lorsque ces données sont compilées, la valeur moyenne de Γ_d est de 0,490 pour le patron standard et de 0,551 pour le patron adouci, soit une amélioration de 12%. En comparant selon le type de roche, l'amélioration est de 17% pour l'andésite et de 48% pour le gabbro en faveur du patron adouci. Il est possible de remarquer ici que l'impact du sautage adouci est plus important lorsque l'endommagement initial du massif rocheux est moindre. Ceci peut probablement s'expliquer par le fait que lorsque le massif est très fracturé, même un sautage adouci génère des forces trop grandes pour la résistance du massif en tension. Cet aspect a également été remarqué dans les travaux de Paventi (1995) illustrés à la figure 2.10.

Un autre élément de comparaison possible avec les mesures au dilatomètre est la différence entre les modules de déformation du premier chargement (E_1) et du second chargement (E_2). Ainsi, tel qu'illustré au chapitre 2, plus la roche est endommagée, plus la différence entre les modules sera importante. Le tableau 4.12 présente les ratios E_1/E_2 moyens obtenus pour chaque volée. Les résultats montrent ainsi une valeur moyenne de 0,85 pour le patron standard et de 0,88 pour le

patron adouci, soit une amélioration de 3,5%. En comparant selon le type de roche, il y a une amélioration de 3,8% pour le gabbro mais une détérioration de 5,5% pour l'andésite. Cette détérioration peut probablement s'expliquer par l'endommagement initial plus important pour la volée 10.

Tableau 4.11: Évaluation de l'endommagement par les mesures au dilatomètre.

Volée	Type de roche	Profondeur (m)	\tilde{E} (GPa)	E (GPa)	Γ_d	Γ_d moyen
1	Andésite	0,35-0,80	36,8	71,7	0,514	0,514
	Andésite	0,80-1,25	31,6	71,1	0,445	
2	Andésite	0,55-1,00	49,4	71,1	0,695	0,565
	Andésite	0,95-1,40	39,4	71,1	0,554	
3	Andésite	0,50-0,95	45,9	77,1	0,645	0,493
	Andésite	0,90-1,35	40,6	77,1	0,571	
	Andésite	0,62-1,07	25,5	77,1	0,358	
	Andésite	0,80-1,25	40,0	77,1	0,563	
4	Andésite	0,45-0,90	25,8	65,4	0,395	0,455
	Andésite	0,85-1,30	33,7	65,4	0,515	
5	Gabbro	0,62-1,07	31,0	76,3	0,406	0,369
	Gabbro	0,80-1,25	29,5	76,3	0,387	
	Gabbro	0,42-0,87	24,0	76,3	0,314	
	Gabbro	0,78-1,23	27,0	76,3	0,353	
6	Gabbro	0,25-0,70	39,9	53,9	0,739	0,591
	Gabbro	0,60-1,05	38,3	53,9	0,710	
	Gabbro	0,90-1,35	31,6	53,9	0,587	
	Gabbro	0,25-0,70	28,1	53,9	0,522	
	Gabbro	0,55-1,00	24,7	53,9	0,458	
	Gabbro	0,83-1,28	28,6	53,9	0,531	
7	Gabbro	0,25-0,70	43,9	75,2	0,584	0,541
	Gabbro	0,55-1,00	47,6	75,2	0,633	
	Gabbro	0,82-1,27	41,6	75,2	0,553	
	Gabbro	0,55-1,00	39,5	75,2	0,526	
	Gabbro	0,75-1,20	30,7	75,2	0,408	
8	Gabbro	0,25-0,70	33,9	64,5	0,526	0,472
	Gabbro	0,60-1,05	29,0	64,5	0,450	
	Gabbro	0,90-1,35	28,3	64,5	0,439	
10	Andésite	0,95-1,40	26,9	45,1	0,596	0,596

Tableau 4.12: Valeurs moyennes du ratio E_1/E_2 .

Volée	E_1/E_2
1	0,831
2	0,920
3	0,817
4	0,814
5	0,864
6	0,836
7	0,911
8	0,944
9	---
10	0,809

4.3.4 AUTRES CRITÈRES D'ENDOMMAGEMENT

La section 2.5.3 a présenté des critères basés sur la vitesse maximale des particules PPV lors du sautage. Bien que la PPV n'ait pas été mesurée lors des sautages, il est possible de l'estimer à l'aide de relations empiriques.

A) Patron standard

La densité de chargement pour l'ANFO dans le patron standard était de 0,76 kg/m. À partir de la figure 2.11, et pour un seuil d'endommagement de 1000 mm/s, une profondeur d'endommagement de 75 cm est obtenue. Cette valeur est dans la plage des valeurs observées dans les trous de forage témoins. L'indice BDI proposé par Yu et Vongpaisal (1996) et décrit à la section 2.5.3 peut également être évalué. En estimant la valeur des PPV à 5 m de distance (qui semble la distance de référence) à l'aide de l'équation 2.17 et en utilisant les valeurs suggérées par Persson et al. (1994) soit $K = 0,7$, $\alpha = 0,7$ et $\beta = 1,5$, la valeur des PPV est:

$$PPV = K \frac{W^\alpha}{R^\beta} = 0,7 \frac{(0,76 \text{ kg/m} \times 2,4\text{m})^{0,7}}{5^{1,5}} = 0,1 \text{ m/s}$$

La valeur du BDI peut ensuite être calculée avec l'équation 2.18 avec les valeurs suivantes: la densité de la roche $d = 2,77 \text{ g/cm}^3$; les valeurs de C et T utilisées sont celles proposées par Yu et Vongpaisal (1996) pour de l'andésite soit $C = 6,2 \text{ km/s}$ et $T = 32 \text{ MPa}$; la valeur de K_r est la cote RMR divisée par 100. Le tableau 4.13 présentent les valeurs obtenues. La moyenne est de l'ordre de 0,098, ce qui signifie qu'il n'y a pas d'endommagement selon l'échelle proposée par les auteurs de l'indice. Il faut toutefois noter que cet indice a été proposé pour évaluer l'endommagement visible à la paroi des excavations.

B) Patron adouci

Pour évaluer ces mêmes indices pour le patron adouci, il faut évaluer l'impact de l'utilisation d'un cordeau détonant dans les trous du toit. Selon Bushan et al. (1986), la puissance explosive avec cette technique serait réduite d'environ 38%. Par ailleurs, Singh (1996) rapporte une réduction de la PPV de 20% pour des trous de 1¼". Si on utilise les résultats de Bushan et al. (1986), la densité effective de chargement devient $0,62 * 0,76 \text{ kg/m} = 0,47 \text{ kg/m}$. Avec la figure 2.11, une profondeur d'endommagement d'environ 57 cm est obtenue (ce qui s'approche de la moyenne de 53 cm observée) pour une réduction de 24% par rapport au 75 cm obtenu avec le patron standard. Si la réduction de PPV obtenue par Singh (1996) est utilisée, le seuil d'endommagement devient 1250 mm/s ($1000/0,8$) et sur la figure 2.11, pour une densité de chargement de 0,76 kg/m, une profondeur d'endommagement similaire est obtenue soit 58 cm. Pour l'indice BDI, la valeur de PPV à 5 m varie de 0,07 à 0,08 m/s selon l'approche utilisée. Le tableau 4.13 présente les valeurs obtenues (avec PPV = 0,08 m/s). Il y a une variation importante de l'indice pour le patron adouci avec une valeur moyenne de 0,080 soit une réduction de 18% par rapport au patron standard. Il est également possible de remarquer une augmentation importante de l'indice pour les deux

dernières volées du patron adouci, ce qui est corroboré par les observations dans les trous de forage.

Tableau 4.13: Valeurs de l'indice BDI.

Volée	RMR	PPV (m/s)	BDI
1	54	0,1	0,099
2	54	0,1	0,099
3	53	0,1	0,101
4	53	0,1	0,101
5	59	0,1	0,091
6	59	0,08	0,073
7	61	0,08	0,070
8	58	0,08	0,074
9	46	0,08	0,093
10	47	0,08	0,091

5. DISCUSSION

5.1 Aspects opérationnels

5.1.1 ÉTUDE DE TEMPS

Un des objectifs de cette étude était de vérifier s'il était possible d'intégrer un patron de sautage adouci dans le cycle de sautage tout en permettant aux mineurs de compléter le cycle dans un quart de travail. Les résultats ont montré que le patron de sautage adouci utilisé peut s'intégrer dans le cycle à l'intérieur du quart de travail. En effet, le forage des trous supplémentaires a augmenté le temps de forage de 5 minutes en moyenne et d'au maximum 15 minutes (sur 2¼ h) alors que le chargement a pris 10 minutes de plus (sur ¾ h) pour un total de 15 minutes supplémentaires (sur un total de 3 h) ou une augmentation de 8%. Aucune différence notable n'a été observée dans les temps d'écaillage et d'installation du soutènement.

Les mineurs ont réussi à compléter à temps leur cycle pour les dix volées liées à l'étude. Toutefois, il est important de préciser que la distance de transport pour disposer de la roche abattue était très courte soit environ 150 m. Une distance de transport plus importante aurait augmenté le temps de déblaiement et réduit considérablement la marge de manœuvre pour le forage et le chargement des explosifs. Notons également qu'aucun bris mécanique ne s'est produit durant l'étude. Par ailleurs, mentionnons que pour les mines où le forage est mécanisé, le temps supplémentaire de forage requis pour le patron adouci peut ne pas être un facteur important.

5.1.2 IMPACT SUR LES COÛTS DE DÉVELOPPEMENT

Les modifications au patron de forage et de sautage a naturellement un impact sur les coûts associés au développement de la galerie. Le forage de six trous supplémentaires (soit 48 pieds linéaires ou 14,6 m) augmente les coûts, de même qu'une quantité supplémentaire de matériel de sautage est nécessaire (cordeau détonant, détonateurs et ANFO). Environ 12,5 kg d'ANFO supplémentaire par volée étaient nécessaires pour le patron de sautage adouci. Ainsi, les coûts en matériel ont augmenté de 9,7% lors de l'utilisation du patron de sautage adouci. Cependant, cette augmentation n'est que 3,6% des coûts totaux lorsque les coûts de main-d'œuvre (qui constituent la majeure partie des coûts de développement) sont inclus.

5.1.3 IMPACT SUR LA SANTÉ ET SÉCURITÉ DES TRAVAILLEURS

Bien que la réduction de l'endommagement du massif rocheux puisse avoir des impacts positifs importants pour la sécurité des travailleurs, l'augmentation de la quantité de forage peut également avoir des impacts négatifs sur la santé des travailleurs. Dans le cas des mines à gisement filonien, le forage est souvent effectué manuellement à l'aide de foreuse sur béquille. Dans ce type de forage, les membres de l'opérateur sont soumis à un certain niveau de vibration qui peut permettre le développement de la maladie des vibrations, communément appelée le syndrome de Raynaud ou des doigts blancs (Beaudet et al., 1985). L'augmentation du temps de forage augmente la durée d'exposition du travailleur aux vibrations, ce qui peut augmenter le risque de développer cette maladie professionnelle.

5.2 Évaluation de l'endommagement

Dans cette étude, trois causes d'endommagement ont été identifiées soit : l'endommagement inhérent (causé lors de la formation du massif rocheux et au cours des ères géologiques subséquentes), l'endommagement causé par l'accroissement des contraintes suite au percement de l'excavation et l'endommagement causé par la technique de percement.

5.2.1 ENDOMMAGEMENT INHÉRENT

Pour évaluer l'endommagement inhérent, une approche basée sur la mécanique de l'endommagement en milieu continu (*Continuum Damage Mechanics*) a été utilisée. Celle-ci fait appel à un paramètre d'endommagement D ou de continuité Γ ($= 1-D$). La première série d'essai au dilatomètre a permis d'évaluer les paramètres de continuité à l'échelle d'influence du dilatomètre pour les cinq premières volées. Des difficultés rencontrées sur le terrain n'ont pas permis la poursuite de ces mesures sur les cinq autres volées. Les valeurs du paramètre Γ_d obtenues varient de 0,347 à 0,530. Une variation importante peut être remarquée pour la cinquième volée, qui correspond également à un changement du type de roche, où la géologie passe d'une andésite à un gabbro. Par ailleurs, il a été montré que les valeurs obtenues de Γ_d n'ont pas de relation avec les valeurs du RQD ou du RMR, ce qui tend à démontrer que le volume impliqué dans ce type d'essai n'est pas influencé par la présence de discontinuités.

Pour évaluer l'endommagement à l'échelle du massif, l'approche proposée par Aubertin et al. (2000) a été utilisée. Celle-ci repose sur la classification géomécanique RMR et sur l'évaluation de l'effet de volume. Cet effet de volume, noté Γ_{100} , est donné par le ratio de la résistance en compression uniaxiale du bloc unitaire (σ_{cL}) sur la résistance en compression uniaxiale (σ_c) obtenue lors d'essai en laboratoire sur des éprouvettes de dimension standardisée. L'évaluation de cet effet de volume est toutefois difficile à réaliser en pratique puisqu'il nécessite la réalisation d'essais sur des échantillons de différents volumes. Ce type de campagne d'essais est très coûteux et rarement réalisé pour des applications pratiques. Les valeurs moyennes de Γ_{100} dans la

littérature sont de l'ordre de 0,2 à 0,3 mais peuvent varier de 0,1 à 0,5 (Aubertin et al., 2000). Une valeur de 0,3 a été postulée dans cette étude. Puisque la même valeur est utilisée pour les deux patrons de forage, l'influence de ce postulat est ici de moindre importance.

L'évaluation de l'endommagement inhérent a montré que le massif rocheux dans la zone de l'étude est fortement endommagé comme c'est souvent le cas à faible profondeur. Les résultats ont montré un paramètre de continuité Γ variant de 0,025 à 0,090, ce qui signifie que la résistance du massif rocheux est au mieux à 9% de la résistance obtenue en laboratoire. La relation utilisée montre également qu'une faible variation de la cote RMR a une influence importante sur la résistance. Ainsi, une valeur de RMR passant de 54 à 61 (augmentation de 13%) augmente Γ de 0,053 à 0,090, soit une augmentation de la résistance de 70%.

En ce qui a trait à l'évaluation de Γ_{100} , une alternative moins coûteuse pourrait être l'utilisation du Γ_d obtenu avec les essais au dilatomètre. En effet, plusieurs auteurs ont montré que la diminution progressive de la résistance peut généralement être reliée à une augmentation du volume de l'échantillon en utilisant une loi de puissance (e.g., Jaeger et Cook, 1979; da Cunha, 1993). Ainsi, même si le volume influencé par le dilatomètre est moindre que le bloc unitaire, la valeur de Γ_d pourrait être relativement près de celle de Γ_{100} , comme en témoigne les valeurs obtenues de Γ_d qui s'approchent de la borne supérieure des valeurs de Γ_{100} retrouvées dans la littérature. Cette approche reposerait sur l'hypothèse que l'effet d'échelle est identique pour le module de déformation et pour la résistance, une hypothèse qui reste toutefois à prouver. C'est là un aspect qui n'a jamais été étudié spécifiquement mais qui pourrait être une avenue intéressante d'explorer dans le futur.

5.2.2 ENDOMMAGEMENT CAUSÉ PAR L'ACCROISSEMENT DE CONTRAINTES

Pour évaluer s'il y avait eu endommagement causé par l'accroissement des contraintes à la paroi, un modèle numérique a été construit. Une approche conservatrice a été utilisée en considérant dans le modèle 2D que la contrainte horizontale maximale était perpendiculaire à la galerie, ce qui n'était pas exactement le cas. Cette approche mène à des concentrations de contraintes qui sont supérieures à celles qui seraient obtenues par modélisation 3D puisque le cas le plus défavorable a été utilisé.

Pour déterminer le seuil d'endommagement du massif rocheux, le critère $MSDP_u$ a été utilisé avec pour paramètre la valeur de la contrainte au point B de la figure 2.1. Bien que le point C soit souvent utilisé pour définir le seuil d'endommagement (e.g., Martin, 1993; Aubertin et Simon, 1997), il a été jugé plus conservateur d'utiliser le point B. Ce seuil est aussi plus facile à déterminer comme en témoigne les courbes des essais en laboratoire fournies en annexe. En effet, le point C, déterminé par le point où la variation de la déformation volumique prend une pente positive, n'est pas toujours identifiable sur les courbes obtenues. Fait intéressant de noter, les résultats des essais ont montré un angle de friction très élevé (53 à 55°), même pour des roches dures.

Les résultats combinés ont montré, malgré le haut niveau d'endommagement inhérent du massif rocheux et en prenant sa résistance minimale (avec un σ_c de l'ordre de 9 MPa pour le gabbro et de 2 MPa pour l'andésite), que le seuil d'initiation de l'endommagement n'était pas atteint. Mentionnons également que Aubertin et al. (2000) ont proposé que le seuil d'initiation de l'endommagement soit considéré comme étant la résistance à long terme des matériaux. Ainsi, selon cette approche, il n'y aurait aucun danger pour la stabilité à long terme de cette excavation, à condition évidemment que d'autres excavations ne viennent pas modifier l'état de contrainte de la galerie.

5.2.3 ENDOMMAGEMENT CAUSÉ PAR LE SAUTAGE

L'endommagement des roches est une caractéristique difficile à mesurer de façon absolue et catégorique. Ceci est particulièrement vrai pour l'endommagement causé par le sautage qui ne s'étend généralement que sur une faible distance à l'intérieur du massif rocheux. C'est la raison pour laquelle une étude comparative a été réalisée.

Pour comparer les deux patrons de sautage, plusieurs indicateurs ont été utilisés. Tous les indicateurs utilisés montrent que le patron de sautage adouci a réduit l'ampleur de la zone d'endommagement au toit de la galerie. La réduction de l'endommagement varie de 3 à 14% selon l'indicateur utilisé. Bien que cette variation puisse sembler faible, il faut tenir compte des variations dans la condition initiale du massif rocheux. En effet, ni le type de roche, ni la cote RMR n'était constante dans la zone d'étude. En fait, une dégradation importante de la qualité du massif rocheux dans les deux dernières volées du patron adouci a réduit les valeurs moyennes obtenues. La figure 5.1 montre bien cet aspect pour la profondeur d'endommagement. Le faible nombre de mesures ne permet pas la détermination d'une relation mathématique statistiquement fiable, mais elle montre que l'endommagement est influencé par la condition initiale du massif. Cet aspect a également été corroboré par Paventi (1995).

Par ailleurs, si on utilise le RMR comme critère de comparaison, trois zones distinctes sont présentes dans la galerie. La première, avec une valeur de 53 à 54, correspond aux quatre premières volées dans l'andésite. La deuxième, correspondant à des valeurs de 58 à 61, se situe dans le gabbro pour les volées 5 à 8. Finalement la dernière zone correspond à l'andésite avec une valeur de 46 à 47. Étant donné la variation relativement importante entre les zones d'andésite, il est difficile d'établir une comparaison équitable. Pour le gabbro, il est possible de faire cette comparaison. Ainsi, une amélioration moyenne de la profondeur d'endommagement de 20% est obtenue en faveur du patron adouci. En comparant seulement les volées 5 et 6 où le RMR est le même, l'amélioration est de 43% ou 20 cm.

De plus, il faut également considérer que même une faible réduction d'endommagement peut représenter néanmoins un gain appréciable sur la résistance du massif rocheux. Ainsi, en comparant les valeurs de Γ_d dans le gabbro et en prenant comme hypothèse que $\Gamma_{100} \propto \Gamma_d$, l'augmentation moyenne de la résistance est de 48% avec le critère de rupture MSDP_u. De plus, un massif rocheux moins endommagé présente moins de risques de chutes de roches par gravité comme le démontre le taux plus faible de roches tombées par trou foré soit une réduction

moyenne de 33% et de 83% pour la zone située dans le gabbro. Cela a donc un impact direct et non négligeable sur la sécurité des travailleurs lors des opérations d'écaillage et d'installation du soutènement.

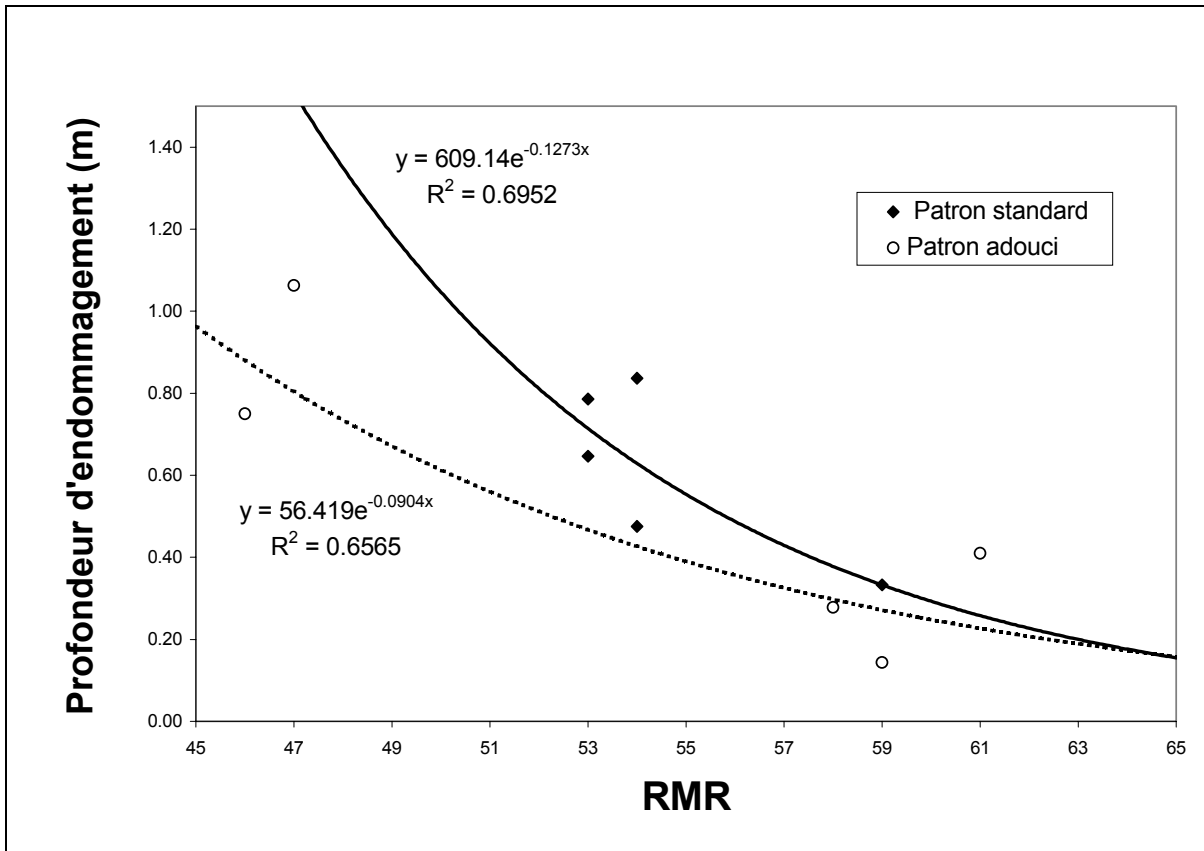


Figure 5.1: Variation de la profondeur d'endommagement en fonction de la cote RMR.

Un autre aspect dont il faut tenir compte est la qualité du forage et des accessoires de sautage. L'angle avec lequel les trous périphériques sont forés doit demeurer constant afin que la distance réelle entre les trous soit la même sur toute la longueur de la volée. En pratique, lors du percement d'une galerie, plusieurs facteurs rendent difficile le maintien de cet angle constant d'un trou à l'autre tels que:

- une face de travail irrégulière;
- les discontinuités du massif;
- la hauteur du toit de la galerie versus la taille du travailleur;
- l'attention du travailleur.

Ces facteurs peuvent influencer de manière importante l'endommagement comme semble en témoigner les observations visuelles qui montrent des variations importantes dans une même volée. Ainsi, la profondeur d'endommagement observée montre des variations moyennes entre les deux trous de 30 cm et pouvant aller jusqu'à 50 cm. La qualité des accessoires de sautage est

également importante. Pour que le sautage soit bien réussi, les trous périphériques doivent détoner au même moment. Une variation de quelques ms entre la détonation de deux trous adjacents augmentera la zone d'endommagement. Plusieurs études (e.g. Mohanty et al., 1990) ont montré qu'il y avait généralement une variation dans le temps de détonation réel versus celui nominal, et que cette variation avait des conséquences sur l'endommagement.

5.3 Avantages du patron adouci

De manière théorique, le patron adouci présente plusieurs avantages. Tel qu'illustré à la figure 2.5, la réduction de l'espace entre les trous réduit la zone d'endommagement de l'onde de tension réfléchi, puisqu'en théorie, la zone d'endommagement est égale à la moitié de l'espacement. Ainsi, les zones d'endommagement théoriques seraient de 56 cm pour le patron standard et 40 cm pour le patron adouci. Ceci se situe dans la plage de valeurs observées. Il serait également possible de postuler qu'une profondeur d'endommagement observée inférieure à ces valeurs théoriques sont le résultat d'un bon sautage et qu'une valeur supérieure résulte d'un moins bon sautage. Ainsi, les deux patrons analysés auraient réussi dans 40% des fois à avoir un endommagement moindre à la théorie de la moitié de l'espacement. Il faut cependant rappeler ici l'influence importante de la qualité initiale du massif rocheux.

De plus, la réduction de la puissance explosive dans les trous périphériques joue également un rôle dans la réduction de l'endommagement. Comme l'ont démontré les indices basés sur la PPV, la réduction serait de l'ordre de 18 à 24% selon le critère utilisé. Ainsi, l'utilisation de cordeau détonant dans les trous périphériques pour réduire la puissance explosive est souhaitable et facilement applicable. Cependant, si la puissance explosive de la dernière rangée de trous est réduite, il faut aussi réduire le fardeau afin d'avoir une fragmentation acceptable pour le chargement et le transport de la roche abattue.

6. CONCLUSIONS

Lors de l'excavation de galeries souterraines, certains travaux présentent un risque accru de blessure par chute de roches. C'est le cas notamment des travaux d'écaillage et d'installation du soutènement. L'objectif de cette étude était de vérifier si la technique du sautage adouci pouvait réduire l'endommagement au toit de la galerie et si elle pouvait être intégrée au cycle de développement d'une galerie.

Dans le cadre de cette étude, une galerie a été foncée avec deux patrons de forage différents soit un patron standard et un patron utilisant la technique du sautage adouci. Le patron adouci comprenait, par rapport au patron standard, six trous supplémentaires dont deux au toit. De plus, du cordeau détonant était inséré dans les trous au toit pour réduire sa puissance explosive. Cinq volées ont été foncées avec le patron standard et cinq avec le patron adouci.

L'endommagement causé par le sautage est difficile à définir et à mesurer précisément. Pour estimer cet endommagement, différentes mesures dont des observations visuelles dans des trous de forage et des mesures au dilatomètre ont permis la comparaison entre les deux patrons de forage. Une amélioration moyenne de 3 à 14% a été observée selon l'indicateur utilisé. De plus, puisque l'endommagement est influencé par la qualité initiale du massif rocheux et que celle-ci n'était pas constante, l'amélioration est probablement encore plus importante. En ne comparant que les zones de qualité similaire, l'amélioration serait de 20% à 48%, ce qui n'est pas négligeable.

Tous les indicateurs utilisés pour comparer l'endommagement ont été favorables au patron adouci. Il est donc clair que cette technique lors du percement de galerie peut amener des gains importants au niveau de la sécurité des travailleurs en réduisant le risque de chutes de roches lors de l'installation du soutènement.

Par ailleurs, l'utilisation du patron adouci a nécessité entre 10 à 20 minutes supplémentaires pour le forage et le chargement, tout en entraînant une augmentation des coûts de 10% en matériel et de 4% total (matériel et main-d'œuvre). Les travailleurs ont réussi à compléter leur cycle de travail sans problème majeur.

Étant donné les gains non négligeables sur l'endommagement au toit de la galerie, il est possible de conclure que la technique du sautage adouci est intéressante et devrait être considérée lorsque des problèmes de chutes de blocs sont fréquemment rencontrés lors de l'excavation de galeries ou lorsque la stabilité (à court ou long terme) peut être problématique ou lorsque les conditions de terrain se détériorent.

RÉFÉRENCES

- Anon. (1977): Manuel des explosifs. E.I. du Pont de Nemours & Co., U.S.A.
- Anon. (1993): Un aperçu des accidents mortels dus aux chutes de terrain. C.R. 8^e Colloque en contrôle de terrain, AMQ, Val d'Or, 11 p.
- APSM (1999): Statistiques de l'APSM sur les accidents dans les mines. Document présenté au comité en contrôle de terrain de l'AMQ.
- Arjang, B. (1996): In situ ground stresses in the Abitibi Mining District. CIM Bulletin, 89, 65-71.
- Arjang, B., Herget, G. (1997): In situ ground stresses in the Canadian hard rock mines: An update. Proc. 36th U.S. Rock Mech. Symp., In Int. J. Rock Mech. & Mining Sci., 34, paper 15.
- Aubertin, M. & Simon, R. (1996): A multiaxial failure criterion that combines two quadric surfaces. In M. Aubertin, F. Hassani & H. Mitri (eds), Rock Mechanics: Tools and Techniques in Rock Mechanics, Rotterdam: Balkema, 2, 1729-1736.
- Aubertin, M., Simon, R. (1997): A damage initiation criterion for low porosity rocks. Proc. 36th U.S. Symposium on Rock Mech., Int. J. Rock Mech. & Min. Sci., 34, Paper No. 017.
- Aubertin, M., Simon, R. (1998): Un critère de rupture multiaxial pour matériaux fragile. Can. J. Civil Engng, 25(2), 277-290.
- Aubertin, M., Gill, D.E., Sgaoula, J. (1992): Un modèle viscoplastique avec endommagement pour le fluage tertiaire des roches tendres. Proc. 16th Can. Rock Mech. Symp., Sudbury, 109-119.
- Aubertin, M., Gill, D.E., Ladanyi, B. (1994): Constitutive equations with internal state variables for the inelastic behavior of soft rocks. Applied Mech. Rev., ASME, 47(6-2), S97-S101.
- Aubertin, M., Li, L., Simon, R. & Khalfi, S. (1999): Formulation and application of a short term strength criterion for isotropic rocks. Can. Geotech. J. 36(5), 947-960.
- Aubertin, M., Li, L., Simon, R. (2000): A multiaxial stress criterion for short- and long-term strength of isotropic rock media. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., 37, 1169-1193.
- Barton, N., Lien, R., Lunde, J. (1974): Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. Rock Mech., 6, 189-239.
- Bauer, A., Calder, P.N. (1978): Open Pit and Blast Seminar, Course #63-321. Queens University, Kingston, Ont., Mining Engng dept.
- Beaudet, M. et al. (1985): Hygiène du Travail. Le Griffon d'argile inc.
- Bhushan, V., Konya, C.J., Lukovic, S. (1986): Effects of detonating cord downline on explosive energy release. Proc. 2nd Mini-Symp. on Explosives and Blasting Research, Montville, 41-55.
- Bieniawski, Z.T. (1973): Engineering classification of jointed rock masses. The Civil Engineer in S. Afr., 15, 335-344.
- Bieniawski, Z.T. (1984): Rock Mechanics Design in Mining and Tunnelling. A.A. Balkema.
- Bock, H. (1988): Stress-induced microcracks in borehole walls as detected by the conjunctive use of two innovative borehole instruments. Key Questions in Rock Mechanics, Cundall et al. (eds), Balkema, 587-595.
- Castro, L.A.M., McCreath, D.R., Oliver, P. (1996): Rockmass damage initiation around the Sudbury neutrino observatory cavern. Rock Mechanics, Tools and Techniques, Aubertin, Hassani & Mitri (eds), Balkema, 2, 1589-1595.

- Charlez, P.A. (1991): Rock Mechanics, Vol. 1 Theoretical Fundamentals. Editions Technip.
- Corthésy, R., Leite, M.H., Gill, D.E. (1997): Élaboration d'un modèle de prédiction des contraintes in situ dans le Nord-Ouest québécois. Rapport présenté à l'Institut de Recherche en Santé et en Sécurité du Travail du Québec (IRSST), Rapport R-173.
- Costin, L.S. (1987): Time-dependent deformation and failure. Fracture Mechanics of Rock, B.K. Atkinson (ed.), Academic Press, 167-215.
- Cristescu, N. (1989): Rock Rheology. Kluwer Academic Publishers.
- Cumerlato, C.L., Stachura, V.J., Tweeton, D.R. (1988): Application of refraction tomography to map the extent of blast-induced fracturing. Key Questions in Rock Mechanics, Cundall et al. (eds), Balkema, 691-698.
- da Cunha, A.P. (1993): Research on scale effects in the determination of rock mass mechanical properties - the Portuguese experience. Scale Effects in Rock Masses, da Cunha (ed.), Balkema, 3-14.
- Deere, D.U. (1963): Technical description of rock cores for engineering purposes. Rock Mech. Engng Geol., 1(1), 18.
- Forsyth, W.W. Moss, A.E. (1990): Observations on blasting and damage around development openings. Proc. 92nd CIM Annual General Meeting.
- Fourney, W.L., Dick, R.D. (eds) (1987): Proc. 2nd Int. Symp. on Rock Fragmentation by Blasting. Soc. for Experimental Mech.
- Franklin, J.A., Dusseault, M.B. (1989): Rock Engineering. McGraw-Hill.
- Gramberg, J. (1989): A Non-Conventional View on Rock Mechanics and Fracture Mechanics. A.A. Balkema, Rotterdam.
- Herget, G. (1987): Stress assumptions for underground excavations in the Canadian Shield. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., 24, 95-97.
- Hoek, E., Brown, E.T., (1988): The Hoek-Brown Failure Criterion - a 1988 Update. Proc. 15th Can. Rock Mech. Symp., 31-38.
- Hoek, E., Carvalho, J.L., Corkum, B.T. (1994): Plastic Hybrid Analysis of Stresses for Estimation of Support (PHASES). User's manual version 2.32, University of Toronto.
- Huang, J., Wang, Z., Zhao, Y. (1993): The development of rock fracture from microfracturing to main fracture formation. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 30(7), 925-928.
- Jaeger, J.C., Cook, N.G.W. (1979): Fundamentals of Rock Mechanics. Chapman and Hall, 3rd ed.
- Kachanov, L.M. (1958): On the time to failure under creep conditions. Izv. AN SSSR Otd. Tekhn. Nauk, (8), 26-31.
- Kendroski, F.S., Cummings, R.A., Bieniawski, Z.T. (1983): Rock mass classification for block caving mine drift support. Proc. 15th Int. Cong. Rock Mech., ISRM, B101-B113.
- Krajcinovic, D. (1996): Damage Mechanics. North-Holland series in applied mathematics and mechanics, Elsevier.
- Labrie, D., Conlon, B. (1999): Vérification de l'endommagement dû au sautage et son effet sur la déformabilité du massif à la périphérie d'une galerie de ventilation à la mine Francoeur. Rapport LMSM 99-069 (RC), CANMET, Ottawa.
- Labrie, D. (2000): Résultats d'essais en laboratoire sur les roches de la mine Francoeur réalisés au laboratoire de CANMET. Communication personnelle, non publiée.
- Lajtai, E.Z., Dzik, E.J. (1996): Searching for the damage threshold in intact rock. Rock Mechanics: Tools and Techniques, Aubertin, Hassani & Mitri (eds.), Balkema, 1, 701-708.

- Lau, J.S.O., Gorski, B., Jackson, R., Conlon, B. (1994): Progressive fracture of granite under compression: a laboratory study. 1st North American Rock Mechanics Symposium, Austin, Poster Volume, 42-45.
- Lemaître, J. (1996): A Course on Damage Mechanics. 2nd ed. Springer.
- Liu, Q., Proulx, R. (1996): The mechanisms of rock damages in blasthole open stope mining: Blast induced versus stress induced. Rock Mechanics, Tools and Techniques, Aubertin, Hassani & Mitri (eds), Balkema, 1, 599-608.
- Lizotte, Y.C. (1996): Controlled blasting at the CANMET experimental mine. Mining Engng, 48, 74-78.
- Martin, C.D. (1993): Strength of Massive Lac du Bonnet Granite Around Underground Openings. Ph.D. Thesis, University of Manitoba.
- Martin, C.D., Chandler, N.A. (1994): The progressive fracture of Lac du Bonnet granite. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 31(6), 643-659.
- Martin, C.D., Read, R.S. (1996): AECL's Mine-by experiment: A test tunnel in brittle rock. Rock Mechanics, Tools and Techniques, Aubertin, Hassani & Mitri (eds), Balkema, 1, 13-24.
- McKown, A. (1986): Production blasts in open pit mines and their effect on slope stability. Bull. Assoc. Engng Geologists, 23(4), 461-478.
- Meredith, P.G. (1990): Fracture and failure of brittle polycrystals: an overview. Deformation Processes in Minerals, Ceramics and Rocks. Barber & Meredith (eds.). Unwin Hyman, 5-47.
- Meyer, T., Dunn, P.G. (1996): Fragmentation and rock mass damage assessment - Sunburst excavator and drill and blast. Rock Mechanics, Tools and Techniques, Aubertin, Hassani & Mitri (eds), Balkema, 1, 609-617.
- Mohanty, B., Kuzyk, G.W., Thorpe, R. (1990): Full-face blast rounds in shaft sinking with electronic delay detonators - A critical appraisal. Proc. 16th Conf. Explosives and Blasting Techniques, Soc. Expl. Eng., 115-131.
- Morrison, D.M. (1996): Rock mechanics and the future of underground mining. Rock Mechanics, Tools and Techniques, Aubertin, Hassani & Mitri (eds), Balkema, 1, 25-28.
- Nicholson, G.A., Bieniawski, Z.T. (1990): A nonlinear deformation modulus based on rock mass classification. Int. J. Min. Geol. Engng., 8(3), 181-202.
- Paterson, M.S. (1978): Experimental Rock Deformation - The Brittle Field. Springer-Verlag.
- Paventi, M. (1995): Rock Mass Characteristics and Damage at the Birchtree Mine. Thèse de Ph.D. non publiée, Université McGill.
- Paventi, M., Lizotte, Y., Scoble, M., Mohanty, B. (1996): Measuring rock mass damage in drifting. Rock Fragmentation by Blasting, FRAGBLAST 5, Mohanty (ed.), Balkema, 131-138.
- Persson, P., Holmberg, R., Lee, J. (1994): Rock Blasting and Explosive Engineering. CRC Press Inc.
- Rabotnov, Y.N. (1969): Creep Problems in Structural Members. North-Holland Publ. Co., Elsevier.
- Rossmannith, H.P. (ed.) (1993): Rock Fragmentation by Blasting. Proc. 4th Int. Symp. FRAGBLAST 4, Balkema.
- Scoble, M.J., Lizotte, Y.C., Paventi, M., Mohanty, B.B. (1997): Measurement of blast damage. Mining Engineering, 49(6), 103-108.

- Sgaoula, J., Aubertin, M., Gill, D.E. (1995): Using internal state variables for modeling the viscoplastic behavior of rocksalt in the semi-brittle regime. Proc. 35th U.S. Symp. Rock Mech., Daemen & Schultz (eds), Balkema, 749-759.
- Singh, S.P. (1996): Mechanism of tracer blasting. Geotechnical and Geological Engng, 14, 41-50.
- Sjogren, B. (1979): Seismic classification of rock mass qualities. Geophys. Prospect., 27, 409-442.
- Sutherland, M. (1990): Improving mine safety through perimeter blasting at Inco Limited's Thompson T-3 Mine. CIM Bulletin, 83(940), 45-48.
- Tharp, T.M. (1996): A fracture mechanics analysis of stand-up time for mine roof beams. Rock Mechanics: Tools and Techniques, Aubertin, Hassani & Mitri (eds.), Balkema, 2, 1177-1184.
- Tunstall, A.M., Djordjevic, N., Villalobos, H.A. (1997): Assessment of rock mass damage from smooth wall blasting at El Soldado mine, Chile. Trans. Inst. Min. Metall., 106, A42-A46.
- Wawersik, W.R., Rudnicki, J.W., Olsson, W.A., Holcomb, D.J., Chau, K.T. (1990): Localization of deformation in brittle rock: Theoretical and laboratory investigations. Proc. Int. Conf. on Micromech. of Failure of Quasi-Brittle Materials, 115-124.
- Wittke, W. (1990): Rock Mechanics - Theory and Applications with Case Histories. Springer-Verlag.
- Worsey, P.N. (1981): Geotechnical Factors Affecting the Application of Pre-slit Blasting to Rock Slopes. Ph.D. Thesis, U. Newcastle-upon-Tyne, U.K.
- Worsey, P.N. (1985): Insitu measurement of blast damage underground by seismic refraction surveys. Proc. 26th US Symp. on Rock Mech., Ashworth (ed.), Balkema, 2, 1133-1140.
- Yu, T.R., Vongpaisal, S. (1996): New blast damage criteria for underground blasting. CIM Bull. 89(998), 139-145.