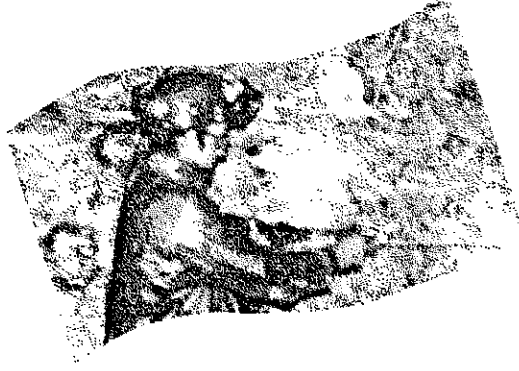


**Guide d'évaluation
du potentiel de coups
de terrain dans les mines
à l'aide de la méthode ERP**



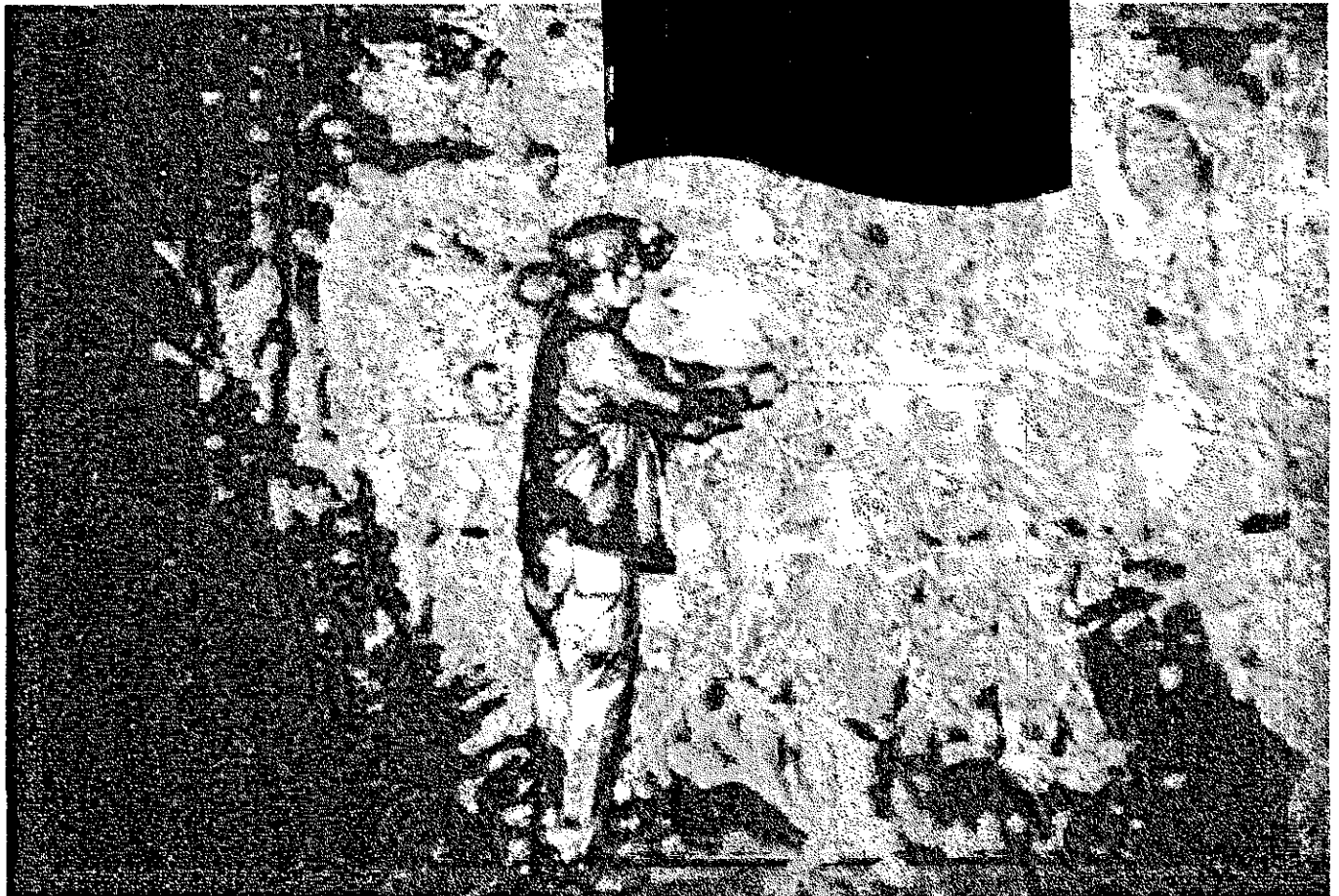
**ÉTUDES ET
RECHERCHES**

Richard Simon
Michel Aubertin
Denis E. Gill

Mai 1998

R-182

RAPPORT



IRSST
Institut de recherche

La recherche, pour mieux comprendre

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

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

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

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

ATTENTION

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

Dépôt légal
Bibliothèque nationale du Québec

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

**Guide d'évaluation
du potentiel de coups
de terrain dans les mines
à l'aide de la méthode ERP**

Richard Simon, Michel Aubertin et Denis E. Gill
École Polytechnique de Montréal

**ÉTUDES ET
RECHERCHES**

RAPPORT

SOMMAIRE

Afin de donner aux mines québécoises un outil relativement simple pour aborder le problème des coups de terrain, Gill et Aubertin (1988) ont proposé une méthodologie d'évaluation du potentiel de coups de terrain qui peut aisément être appliquée dans les mines souterraines québécoises par les ingénieurs en contrôle de terrain. La méthodologie proposée, appelée ici méthode ERP, fait appel à divers outils spécifiques utilisés régulièrement en mécanique des roches, incluant notamment les travaux de zonage, les résultats d'essais en laboratoire et de caractérisation du massif rocheux et une modélisation numérique bidimensionnelle. La méthode ERP vise à déterminer s'il existe un potentiel de rupture violente de la roche autour des excavations. Cette méthode peut s'appliquer autant aux excavations existantes qu'aux futurs développements.

Ce guide consiste principalement à présenter en détail l'application de la méthode ERP à travers diverses situations pouvant être rencontrées dans les mines québécoises. Quatre cas types et trois applications à des cas réels sont illustrés. Les cas types étudiés incluent le cas d'un long pilier, celui d'un pilier de longueur finie, celui d'un chantier unique (rupture à la paroi d'une excavation) et celui du glissement le long d'une discontinuité géologique. Les applications à des situations réelles consistent en deux rétro-analyses de coups de terrain (cas de coup de terrain dans un chantier et celui d'un coup de terrain dans un chantier et dans les galeries adjacentes) et à l'évaluation du potentiel de coups de terrain pour une structure géométriquement complexe.

ABSTRACT

To provide Québec underground hard rock mine operators a relatively simple tool to assess the rockburst potential of openings, Gill and Aubertin (1988) have proposed a methodology that can be easily used by ground control engineers. The proposed methodology, hereafter called the ERP Method, makes use of engineering tools often used in rock mechanics including zoning, laboratory testing, rock mass characterization and numerical modeling. The ERP method aims to evaluate whether or not there is a potential for rockbursting near an underground opening. The method can be applied to either existing openings or planned excavations.

This document mainly consists in detailed presentations of the ERP method using typical case applications that can be encountered in Québec mines. Four schematic situations and three real cases are presented. The idealized cases include application to a long pillar, the case of a pillar of finite length, the case of an isolated stope and the case of a fault-slip. The real cases are two back-analyses of rockbursts in a hard rock mine and the evaluation of the rockburst potential for a complex excavation.

REMERCIEMENTS

Les auteurs tiennent à remercier l'Institut de Recherche en Santé et en Sécurité du Travail du Québec, et en particulier M. Louis Bousquet, pour leur appui financier dans ce projet. Les auteurs tiennent également à remercier les personnes qui ont travaillé à la révision de ce document, en particulier MM. Louis Bienvenu (MRNQ), François Charrette (Atlas Copco), François Girard (Mines Richmont), André Harvey (Aurizon), Denis Labrie (CANMET), Pierre Thibault (AMQ), Luc Vandamme (Centre de Technologie Noranda), ainsi que M. Luc Auer (École Polytechnique, maintenant avec Nanisivik Mines) pour son apport aux études de cas.

TABLE DES MATIÈRES

SOMMAIRE	i
ABSTRACT	ii
REMERCIEMENTS	iii
TABLE DES MATIÈRES	iv
1. INTRODUCTION	1
1.1 PRÉAMBULE.....	1
1.2 OBJECTIFS DU PROJET	2
2. LE PROBLÈME DES COUPS DE TERRAIN	3
2.1 DÉFINITION	3
2.2 HISTORIQUE.....	4
2.3 CLASSIFICATION.....	5
2.4 MÉCANISMES PHYSIQUES.....	6
2.4.1 Analogies classiques.....	6
2.4.2 Quelques considérations énergétiques.....	7
3. PRÉVISION ET CONTRÔLE DES COUPS DE TERRAIN	13
3.1 PRÉAMBULE.....	13
3.2 MÉTHODES DE PRÉVISION BASÉES SUR LES PROPRIÉTÉS DES ROCHES INTACTES.....	13
3.2.1 Comportement des roches dures sous compression uniaxiale	14
3.2.2 Indices basés sur l'énergie	15
3.2.3 Fragilité	17
3.2.4 Indice du module décroissant ("Decrease Modulus Index").....	17
3.2.5 Coefficient d'énergie élastique de déformation	17
3.2.6 Remarques.....	18
3.3 MÉTHODES DE PRÉVISION BASÉES SUR LES CONDITIONS EN PLACE	18
3.3.1 Résistance électrique de la roche.....	18
3.3.2 Technique de la vitesse sismique.....	18
3.3.3 Bilan énergétique.....	19
3.3.4 Taux de relâchement d'énergie ("Energy Release Rate; ERR").....	20
3.3.5 Approche basée sur l'énergie de déformation	21
3.3.6 Contrainte de cisaillement en excès ("Excess Shear Stress"; ESS)	21
3.3.7 Indice d'activité ("Activity Index").....	22
3.3.8 Activité microsismique.....	22

3.4 CONTRÔLE DES COUPS DE TERRAIN.....	23
3.4.1 Précision du potentiel.....	23
3.4.2 Réduction ou élimination du potentiel.....	24
3.4.3 Minimisation de l'impact des coups de terrain.....	24
4. MÉTHODE ERP	30
4.1 INTRODUCTION	30
4.2 IDENTIFICATION DES FRONTIÈRES DE ZONES	31
4.2.1 Zonage.....	31
4.2.2 Frontières de zones.....	31
4.3 IDENTIFICATION DES EXCAVATIONS VULNÉRABLES.....	31
4.4 ANALYSE DE STABILITÉ.....	32
4.4.1 Coup de terrain de type I.....	33
4.4.2 Coup de terrain de type II.....	34
4.5 COMPARAISON DES RIGIDITÉS	35
4.5.1 Cas des piliers de mine.....	35
4.5.2 Rupture à la paroi des excavations	37
4.6 DISCUSSION	39
5. EXEMPLES D'APPLICATION DE LA MÉTHODE ERP	46
5.1 INTRODUCTION	46
5.2 APPLICATION À DES CAS TYPES	46
5.2.1 Exemple 1: Long pilier.....	46
5.2.2 Exemple 2: Pilier de longueur finie.....	51
5.2.3 Exemple 3: Chantier unique (rupture à la paroi d'une excavation).....	56
5.2.4 Exemple 4: Glissement le long d'une discontinuité géologique.....	60
5.3 APPLICATION À DES CAS RÉELS	62
5.3.1 Exemple 5: Coup de terrain dans un chantier.....	62
5.3.2 Exemple 6: Coup de terrain dans un chantier et dans les galeries adjacentes.....	65
5.3.3 Exemple 7: Évaluation du potentiel de coup de terrain pour une structure complexe.....	71
6. DISCUSSION ET CONCLUSIONS.....	112
6.1 DISCUSSION	112
6.2 CONCLUSIONS.....	114
RÉFÉRENCES.....	115

1. INTRODUCTION

1.1 PRÉAMBULE

Les coups de terrain (aussi appelés coups de toit ou coups de charge; "rockbursts" en anglais) constituent un problème important pour l'industrie minière à l'échelle mondiale. Ce phénomène est généralement associé aux mines en roches dures exploitées à grande profondeur, mais il peut également se produire dans les exploitations à ciel ouvert, les mines en roches tendres, les tunnels de génie civil et au pourtour d'autres excavations souterraines (Brown, 1984).

Le problème existe au Québec depuis plusieurs années. Cependant, il ne semble pas avoir atteint ici l'ampleur du problème ontarien (e.g., Hedley, 1992), et encore moins celui de l'Afrique du Sud (e.g., Ortlepp, 1984; Gay, 1993). Néanmoins, puisque la profondeur des exploitations québécoises ne cesse d'augmenter, il est probable qu'un nombre croissant de mines du Québec ont (ou auront) à faire face à ce problème qui peut infliger des pertes importantes aux niveaux humain et financier.

Malheureusement, les caractéristiques des mines québécoises sont telles que les techniques de prévision traditionnelles et le 'savoir faire' élaborés ailleurs sont souvent très coûteux à appliquer ou ne se transposent pas directement. D'ailleurs, il semble que plusieurs exploitants de mines québécoises croient que si aucun coup de terrain ne s'est produit à ce jour dans leur mine, c'est qu'ils ne rencontreront vraisemblablement pas ce problème. Ce n'est que lorsque confrontés à un premier (ou plusieurs) événement(s) qu'ils réalisent l'existence d'un potentiel de coups de terrain pour leur exploitation.

Afin de donner aux mines québécoises un outil relativement simple pour aborder le problème, Gill et Aubertin (1988) ont proposé une méthodologie d'évaluation du potentiel de coups de terrain qui peut aisément être appliquée, de façon économique, par les ingénieurs en contrôle de terrain. Cette méthodologie, dont les concepts de base ont d'abord été proposés par Gill (1982), a pour point de départ les travaux de zonage, les résultats d'essais en laboratoire et de caractérisation du massif rocheux, et les analyses de contraintes qui sont fréquemment exécutées sur une base de routine dans les mines québécoises. Cette méthodologie ne vise pas à statuer de façon absolue sur l'existence et sur l'ampleur du potentiel de coups de terrain, mais cherche plutôt à déterminer de façon conservatrice s'il existe un risque de rupture violente de la roche autour des excavations. Cette méthodologie peut s'appliquer autant aux excavations existantes qu'aux futurs développements.

1.2 OBJECTIFS DU PROJET ET CONTENU DU GUIDE

Dans la première phase de ce projet (Gill et Aubertin, 1988), une méthodologie pour évaluer le potentiel de coups de terrain des excavations souterraines a été développée. La deuxième phase a consisté à valider partiellement la méthodologie proposée lors de la phase I (Aubertin et al., 1992). L'objectif de cette phase III est l'élaboration d'un guide technique d'application de la méthodologie rédigé pour les ingénieurs de mines.

Ce guide consiste principalement à illustrer l'application de la méthodologie à travers diverses situations pouvant être rencontrées dans les mines québécoises. L'ingénieur de mine oeuvrant en contrôle de terrain trouvera dans ce rapport plusieurs exemples détaillés d'évaluation du potentiel de coups de terrain pour des structures minières. Ces exemples, essentiellement présentés au chapitre 5, font suite à un exposé de la problématique générale des coups de terrain, et à une présentation de la méthodologie développée par les auteurs.

La méthodologie proposée, appelée ici méthode ERP (pour "Evaluation of Rockburst Potential"), fait appel à divers outils utilisés régulièrement en mécanique des roches, incluant notamment la modélisation numérique. Étant conscients que les ingénieurs en contrôle de terrain n'ont pas toujours accès aux outils nécessaires pour effectuer une modélisation tridimensionnelle, les auteurs ont basé leur approche sur des analyses bidimensionnelles. Cependant, certaines situations ne pouvant être facilement modélisées en 2D, l'ingénieur trouvera également dans ce manuel quelques indications permettant de simuler de façon réaliste les effets 3D à l'aide d'un modèle numérique 2D.

Ce document comprend 6 chapitres. Ce premier chapitre, qui constitue une brève mise en situation, est suivi d'un second discutant du problème des coups de terrain et des mécanismes les provoquant. Le troisième chapitre se veut une brève revue des techniques de prévision et de contrôle des coups de terrain. Le chapitre quatre présente en détail la méthode ERP proposée par les auteurs. Puis, le cinquième chapitre montre diverses applications de la méthode proposée, soit à partir de cas idéalisés ou soit à partir de rétro-analyses de coups de terrain. Une application tridimensionnelle pour une structure géométriquement complexe est également incluse.

Enfin, le chapitre 6 permet de discuter plus avant certains aspects, d'apporter certaines remarques complémentaires, et de suggérer des voies pour poursuivre la validation de la méthodologie proposée et son développement futur. Une liste de références relativement exhaustive termine ce document.

2. LE PROBLÈME DES COUPS DE TERRAIN

En raison de leur nature violente et soudaine, les coups de terrain peuvent causer des dommages aux excavations et aux équipements, en plus de représenter un problème pour la sécurité des travailleurs. Ceci résulte alors en des coûts directs supplémentaires pour l'exploitation d'une mine, en plus d'une perte de productivité. Dans certains cas, le problème des coups de terrain peut même s'avérer tel, qu'il mettra en péril la viabilité de l'exploitation. Il n'est donc pas surprenant que ce problème ait fait l'objet d'un grand nombre de travaux de recherche au cours des dernières années (e.g., Richards, 1983; Gay et Wainwright, 1984; Fairhurst, 1990; Hedley, 1991, 1992; Young, 1993; Kaiser et al., 1996a). Dans ce qui suit, les auteurs présentent une brève description du problème, qui sera suivie au chapitre 3 par un exposé succinct sur certaines méthodes de prévision et de contrôle du problème.

2.1 DÉFINITION

On définit habituellement le coup de terrain comme étant une rupture soudaine de la masse rocheuse à proximité d'une excavation souterraine, caractérisée par l'expulsion d'un volume de roche et d'un violent relâchement d'énergie (Blake, 1972).

Le coup de terrain est généralement associé à un événement sismique s'étant produit près des excavations d'une mine souterraine. Notons que dans ce rapport, un coup de terrain est considéré comme étant un événement sismique provoquant des **dommages** aux excavations. Brown (1984) note que le phénomène du coup de terrain doit être perçu comme une manifestation particulière des événements sismiques qui se produisent dans les massifs rocheux lorsque influencés par l'activité minière. La rupture soudaine qui caractérise un coup de terrain peut être, elle-même, la source de l'événement sismique, ou elle peut résulter soit des ondes générées par un événement sismique se produisant à une certaine distance, soit d'un transfert de charge découlant de ce dernier (Gill et Aubertin, 1988).

L'énergie sismique relâchée durant un coup de terrain peut varier en magnitude de moins de 0.5 à plus de 5.0 sur l'échelle Richter (Jaeger et Cook, 1979). Usuellement, des dommages autour des excavations n'apparaissent que lorsque la magnitude de l'événement sismique est supérieure à environ 0.5 (McMahon, 1988). Les conditions nécessaires pour provoquer un événement sismique sont, selon Salamon (1983):

- Une région du massif doit être près de l'équilibre instable; cela peut être dû à:
 - a) la présence d'une discontinuité géologique pré-existante (telle une diaclase, une faille, un dyke ou un plan de stratification) sollicitée de façon critique;
 - b) un changement dans l'état de contraintes qui amène un volume de roche à la rupture;
 - c) un système de soutènement qui approche un état où la rupture est imminente.
- Les contraintes induites doivent affecter la région en question, et l'ampleur des changements de contraintes doit être assez grande pour amorcer l'instabilité.
- Des changements soudains de l'état de contraintes, d'amplitude appréciable, doivent se produire à l'endroit de l'instabilité afin d'initier la propagation d'ondes sismiques.
- Des quantités substantielles d'énergie doivent être emmagasinées dans la roche autour de la zone instable pour procurer la source d'énergie cinétique ou sismique. L'origine de cette énergie de déformation emmagasinée est le travail fait par:
 - a) les forces gravitationnelles et/ou;
 - b) les forces tectoniques et/ou;
 - c) les contraintes induites par les excavations.

Ainsi, il y aurait trois sources pour ces relâchements d'énergie soit:

- l'énergie de déformation emmagasinée dans le massif adjacent aux excavations souterraines;
- le changement dans l'énergie potentielle de ce massif;
- le glissement le long de contacts rocheux.

Les changements dans l'énergie potentielle se produisent lors des opérations d'excavation et une partie de cette énergie peut alors être emmagasinée dans le massif adjacent. Les changements amenés par l'exploitation provoquent des événements sismiques qui proviennent principalement de l'énergie de déformation produite par les différences à petite échelle dans l'état de contraintes (Cook, 1983).

2.2 HISTORIQUE

Les premiers rapports écrits faisant état de coups de terrain dans des exploitations minières semblent émaner de l'Inde à la fin du siècle dernier (Morrison, 1942). Puis on retrouve, quelques années plus tard, des documents relatifs à un tel problème en Afrique du Sud (Gay et al., 1982; Salamon, 1983). L'ancienne U.R.S.S. et les pays avoisinants ont également une histoire bien remplie à cet égard (e.g., Tan, 1986; Petukhov, 1987).

Au Canada, Morrison (1942) rapporte l'existence du problème en Ontario dès la fin des années 20 dans la région de Kirkland Lake, puis dans la région de Sudbury quelques années plus tard.

L'histoire des coups de terrains au Québec est relativement peu documentée. Néanmoins, le phénomène est présent dans les mines québécoises au moins depuis le début des années 60 (Gill et Aubertin, 1988). Au cours des dernières années, plusieurs mines du Québec ont éprouvé des ennuis reliés à ce phénomène (AMMQ, 1988; Mottahed, 1992; Aubertin et al., 1997).

De nombreux pays mènent actuellement des recherches reliées à ce problème. Le Canada en particulier y a consacré d'importants efforts, notamment au cours des douze dernières années soit depuis les événements survenus à Sudbury (Ontario) en juillet 1984 (e.g., Hedley, 1992). Ces travaux, essentiellement concentrés en Ontario, résultent d'une coordination des activités entre les gouvernements fédéral et provincial ontarien, et l'industrie minière. Ces travaux ont amené des résultats intéressants (e.g., Hedley, 1992; Kaiser et al., 1996a). Au Québec, bien que le sujet ait reçu moins d'attention, certains travaux ont néanmoins été réalisés depuis plusieurs années (e.g., Gouvernement du Québec, 1980; Gill et Aubertin, 1988; Aubertin et al., 1992, 1997; Mitri et al., 1993).

2.3 CLASSIFICATION

Les événements sismiques et les coups de terrain qui résultent de l'activité minière sont associés à des états d'équilibre instable qui peuvent impliquer (Brown, 1984):

- i) le glissement le long de discontinuités géologiques majeures;
- ii) la rupture d'une portion du massif rocheux.

Ceci mène alors à la définition de deux catégories de coups de terrain, soit (Gill et Aubertin, 1988; Gill et al., 1993):

- i) les coups de terrain de type I ("fault-slip rockbursts") résultant du premier des deux états d'équilibre instable mentionnés ci-haut;
- ii) les coups de terrain de type II ("strain bursts" et "pillar bursts") résultant du second de ces états d'équilibre instable.

Par ailleurs, Kaiser et al. (1996b) distinguent les coups de terrain selon qu'ils soient amorcés par la rupture (équivalent des coups de terrain de type II) ou qu'ils soient amorcés par un événement à une certaine distance, généralement un glissement le long d'une faille (coups de terrain de type I).

Il est important de noter, en regard de la classification des coups de terrain, que certaines études de cas (e.g., Morrison et Coates, 1957; Ortlepp, 1984) tendent à démontrer qu'une rupture non violente d'une portion de massif rocheux (deuxième état d'équilibre instable) peut déclencher un glissement le long d'une discontinuité géologique majeure et provoquer un coup de terrain de

type I. Alternativement, le glissement le long d'une discontinuité peut amener une portion de massif rocheux à son état d'équilibre instable et provoquer un coup de terrain de type II.

2.4 MÉCANISMES PHYSIQUES

Le percement d'excavations souterraines a pour effet de modifier l'état des pressions de terrains par rapport aux conditions préalables, et ainsi forcer l'établissement d'un nouveau champ de contraintes. Les modifications dans le champ de contraintes sont limitées à une zone dite zone d'influence (Brady et Brown, 1992). Au fur et à mesure que le front d'une excavation avance, la zone d'influence, où le champ de contraintes a été modifié, se déplace à travers le massif. Cette zone d'influence peut parfois se rapprocher d'une discontinuité géologique et provoquer un glissement le long de celle-ci. Si une rupture violente en résulte, on aura alors un coup de terrain de type I.

D'autre part, si le percement de l'excavation fait en sorte que celle-ci traverse une frontière de zone (qui définit la transition entre deux secteurs de propriétés différentes), une portion du massif peut être amenée à la rupture et s'effondrer violemment; on serait alors en présence d'un coup de terrain de type II.

2.4.1 Analogies classiques

Il a été proposé par divers auteurs que la rupture violente d'une éprouvette de roche dans une presse non rigide représente une simulation en laboratoire de certains types de coups de terrain. Dans ce contexte, la portion du massif qui atteint la rupture est représentée par l'éprouvette de roche, et les zones du massif englobant cette portion amenée à la rupture agissent comme la presse.

À partir de cette analogie, on peut démontrer que lorsqu'il y a possibilité qu'une rupture se produise près d'une excavation souterraine, ce sera la rigidité du massif environnant et la rigidité post-pic (ou post-rupture) de la portion du massif instable qui contrôleront la nature de la rupture (Cook, 1965).

La figure 2.1 montre une courbe charge-déplacement idéalisée pour une éprouvette de roche fragile soumise à un essai de compression uniaxiale, ainsi que la réponse mécanique du système de chargement définie par la pente k_{sc} . Si k_r (la rigidité apparente) représente la pente post-pic de la courbe charge-déplacement, il peut être démontré que le système est dans un état d'équilibre stable seulement lorsque la valeur absolue de k_r est inférieure à celle de k_{sc} (Cook, 1965; Hawkes et Mellor, 1970; Salamon, 1974). Le système est toujours stable jusqu'à la rupture (correspondant au pic de résistance), mais au-delà de celle-ci, la stabilité dépend des valeurs

relatives des rigidités k_{sc} et k'_r . Sur la figure 2.1, l'équilibre post-pic est stable jusqu'à ce que la droite représentant k_{sc} devienne tangente à la courbe charge-déplacement de l'éprouvette au point C. À ce point, une rupture violente se produit parce que l'énergie accumulée dans le système de chargement est supérieure au travail que peut faire l'éprouvette au-delà du point C pour un incrément de déplacement U.

Même si l'analogie décrite ci-dessus est grandement simplifiée, elle apparaît néanmoins comme une représentation adéquate du comportement de la masse rocheuse in situ. Pour transposer cette analogie, il faut cependant garder en mémoire que l'état de contraintes dans les portions de massif impliquées dans les structures rocheuses peut être polyaxial et non uniforme, et que le comportement du massif rocheux dépend de celui de la roche intacte et des effets qui découlent de la présence des discontinuités à diverses échelles.

D'autre part, puisque le modèle précédant ne s'applique qu'aux coups de terrain de type II, Salamon (1974) a suggéré un modèle alternatif pour illustrer le mécanisme des coups de terrain de type I. La figure 2.2 montre deux diagrammes charge tangentielle-déplacement tangentiel, obtenus lors d'essais de cisaillement direct sur un plan structural avec une faible contrainte normale. Soit k_p , la rigidité pré-pic du plan, k'_p , sa rigidité post-pic et k_{sc} , la rigidité du système de chargement. Le point C de la figure 2.2b représente la résistance ultime offerte par le plan structural. La poursuite du chargement au-delà de ce point fait évoluer la résistance vers sa résistance limite inférieure, soit la résistance résiduelle. Une comparaison (en valeurs absolues) des rigidités k_{sc} du système de chargement et k'_p du plan structural en phase post-pic montre que l'état d'équilibre du système "chargement-plan structural" demeure stable et l'évolution de la résistance post-pic est graduelle car $|k_{sc}| > |k'_p|$. Par contre, à la figure 2.2a, on se retrouve dans le cas contraire; l'état d'équilibre est instable et l'évolution vers la résistance résiduelle est brutale.

Ici également, la transposition de ce modèle au massif rocheux peut nécessiter la prise en compte du fait que la contrainte normale aux discontinuités géologiques majeures n'est pas nécessairement faible ni uniforme, et que le comportement des discontinuités à grande échelle peut différer de celui obtenu à l'échelle du laboratoire.

2.4.2 Quelques considérations énergétiques

Suite à ces analogies, il est possible de déterminer l'énergie excédentaire minimale qui sera disponible pour la rupture violente du massif rocheux. Seul le cas d'un pilier soumis à un état de compression uniaxiale est traité ici.

La figure 2.3 montre le diagramme charge-déplacement d'un pilier soumis à un état de compression uniaxiale. Sur cette figure, la pente k'_{pr} représente la rigidité post-pic du pilier et k_e

représente la rigidité des épontes. Le point A sur la figure 2.3a est la résistance ultime offerte par le pilier. Si la rupture est violente et que le pilier est complètement détruit, alors la résistance post-rupture chute rapidement à zéro et la convergence des épontes sera le point C.

L'énergie totale (ou potentielle) au point A et qui peut être dissipée est représentée par l'aire hachurée à la figure 2.3b entre les points ACD. L'énergie qui peut être dissipée par la fracturation du pilier est représentée par l'aire ABD sous la courbe post-pic du pilier (figure 2.3c). Donc, on peut considérer que l'énergie excédentaire minimale disponible pour le coup de terrain est donnée par l'aire ABC.

Si l'on postule que les courbes AB et AC sont linéaires, il est alors possible de quantifier cette énergie excédentaire minimale à partir de la figure 2.3. Au point A, l'énergie potentielle E_p devant être dissipée est donnée par:

$$E_p = \overline{ACD} = \frac{1}{2} \Delta P \Delta u \quad (2.1)$$

où ΔP est la différence de charge axiale entre les points A et D et Δu est le déplacement entre les points D et C. La rigidité des épontes est donnée par:

$$|k_e| = \frac{\Delta P}{\Delta u} \quad (2.2)$$

Il s'ensuit que

$$E_p = \frac{1}{2} \Delta P \Delta u = \frac{(\Delta P)^2}{2 |k_e|} \quad (2.3)$$

De façon identique, l'énergie dissipée E_d par la fracturation du pilier est donnée par:

$$E_d = \overline{ABD} = \frac{(\Delta P)^2}{2 |k_{pr}|} \quad (2.4)$$

L'énergie excédentaire minimale $E_{x(\min)}$ est donc la différence entre ces deux quantités soit:

$$\begin{aligned}
 E_{x(\min)} &= E_p - E_d = \frac{(\Delta P)^2}{2|k_e|} - \frac{(\Delta P)^2}{2|k'_{pr}|} \\
 &= \frac{(\Delta P)^2}{2} \left(\frac{1}{|k_e|} - \frac{1}{|k'_{pr}|} \right)
 \end{aligned}
 \tag{2.5}$$

À partir de l'équation précédente, on remarque qu'il y aura rupture violente ($E_{x(\min)} > 0$) lorsque $|k_e| < |k'_{pr}|$

Si l'on considère que la chute de charge est donnée par la résistance ultime du pilier en compression uniaxiale $(C_0)_{\text{massif}}$ multipliée par son aire d'application A (i.e. largeur x longueur), alors l'équation (2.5) devient:

$$E_{x(\min)} = \frac{(C_0)_{\text{massif}}^2 A^2}{2} \left(\frac{1}{|k_e|} - \frac{1}{|k'_{pr}|} \right)
 \tag{2.6}$$

Notons cependant que lorsque la rupture devient violente et que le pilier perd son intégrité, le comportement du pilier ne suit plus nécessairement la droite AB, mais montre plutôt une perte de charge subite. Ainsi, l'énergie excédentaire maximale à dissiper devient:

$$\begin{aligned}
 E_{x(\max)} &= \frac{(C_0)_{\text{massif}}^2 A^2}{2} \left(\frac{1}{|k_e|} - \frac{1}{|k'_{pr}|} \right) = \frac{(C_0)_{\text{massif}}^2 A^2}{2} \left(\frac{1}{|k_e|} - \frac{1}{\infty} \right) \\
 &= \frac{(C_0)_{\text{massif}}^2 A^2}{2|k_e|}
 \end{aligned}
 \tag{2.7}$$

À partir de l'équation (2.7), il est évident que E_x sera d'autant plus grand que la résistance du pilier est grande et que ses dimensions sont grandes.

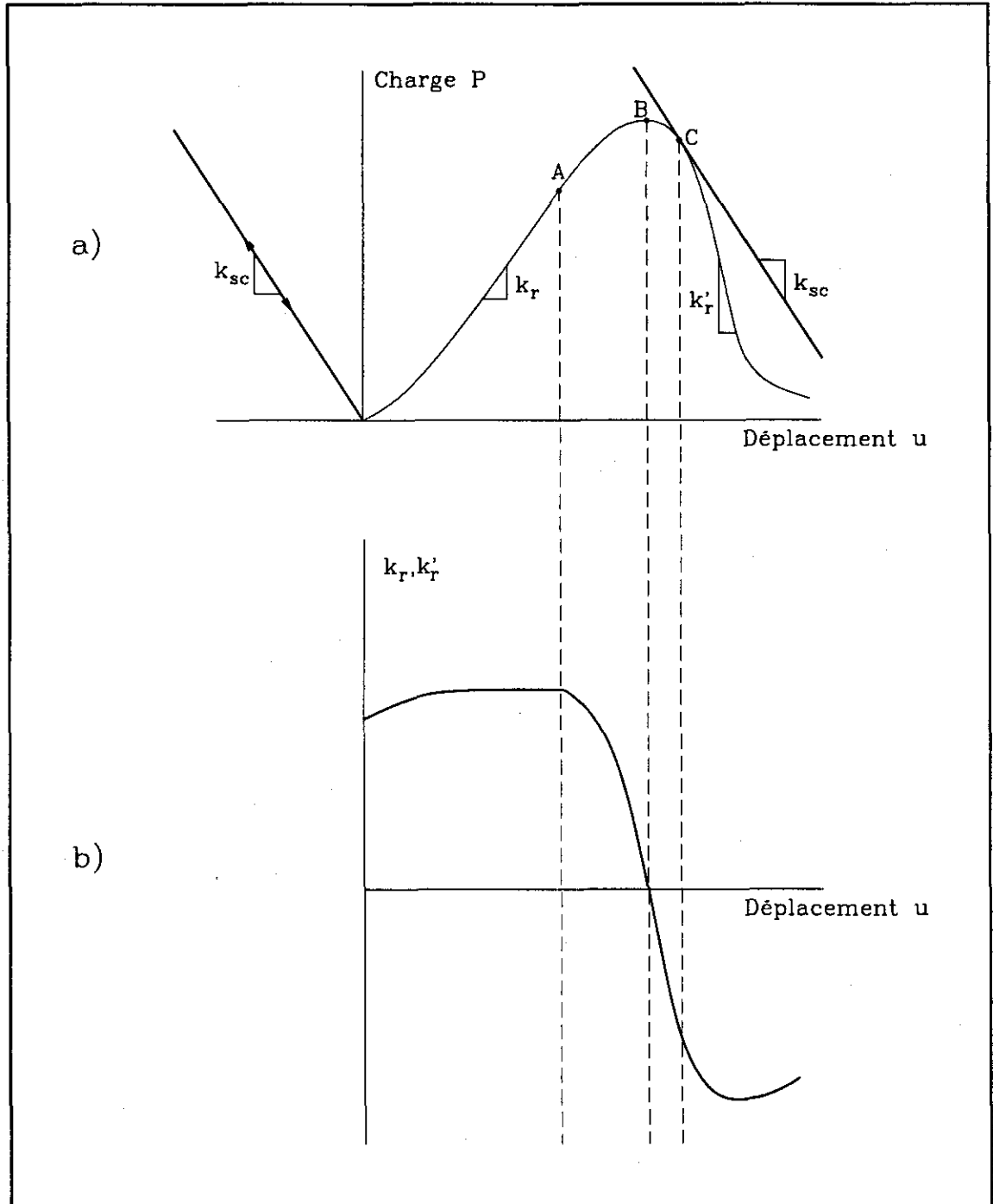


Figure 2.1 a) Relation schématique charge-déplacement d'une éprouvette de roche lors d'un essai de compression uniaxiale. b) Évolution de la rigidité apparente de la roche avec le déplacement du plateau de mise en charge (d'après Salamon, 1974).

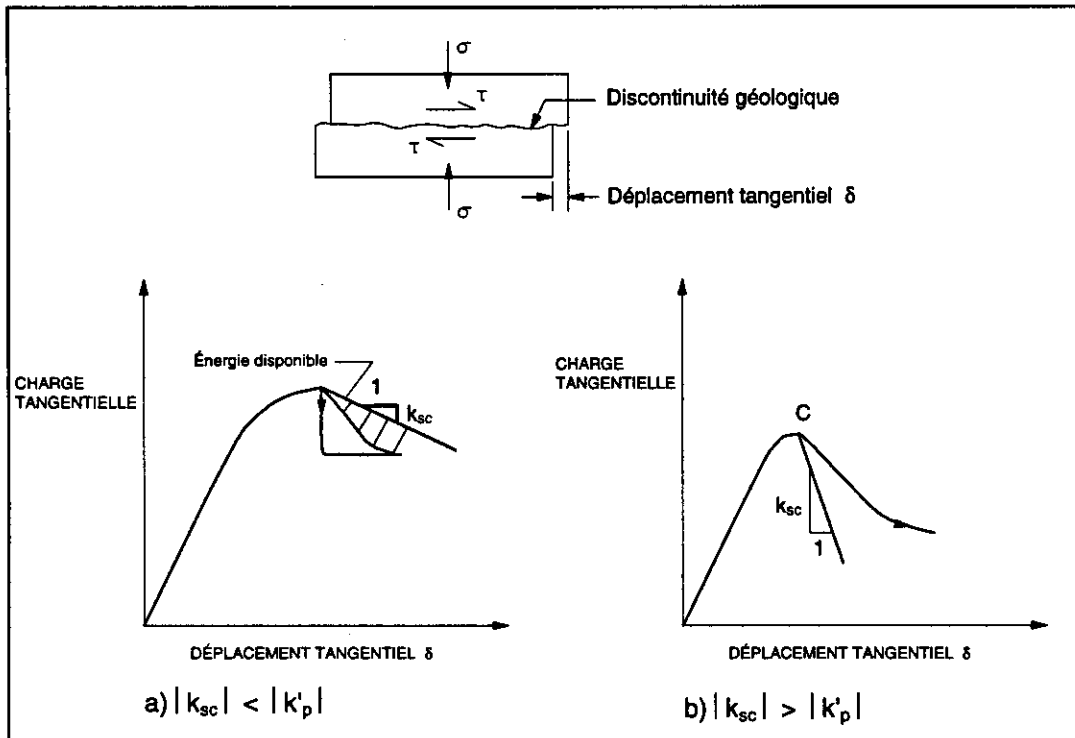


Figure 2.2: Influence de la rigidité relative du système de chargement et de la discontinuité pour un essai de cisaillement direct. a) Cas d'une rupture violente. b) Cas d'une rupture graduelle (d'après Salamon, 1974).

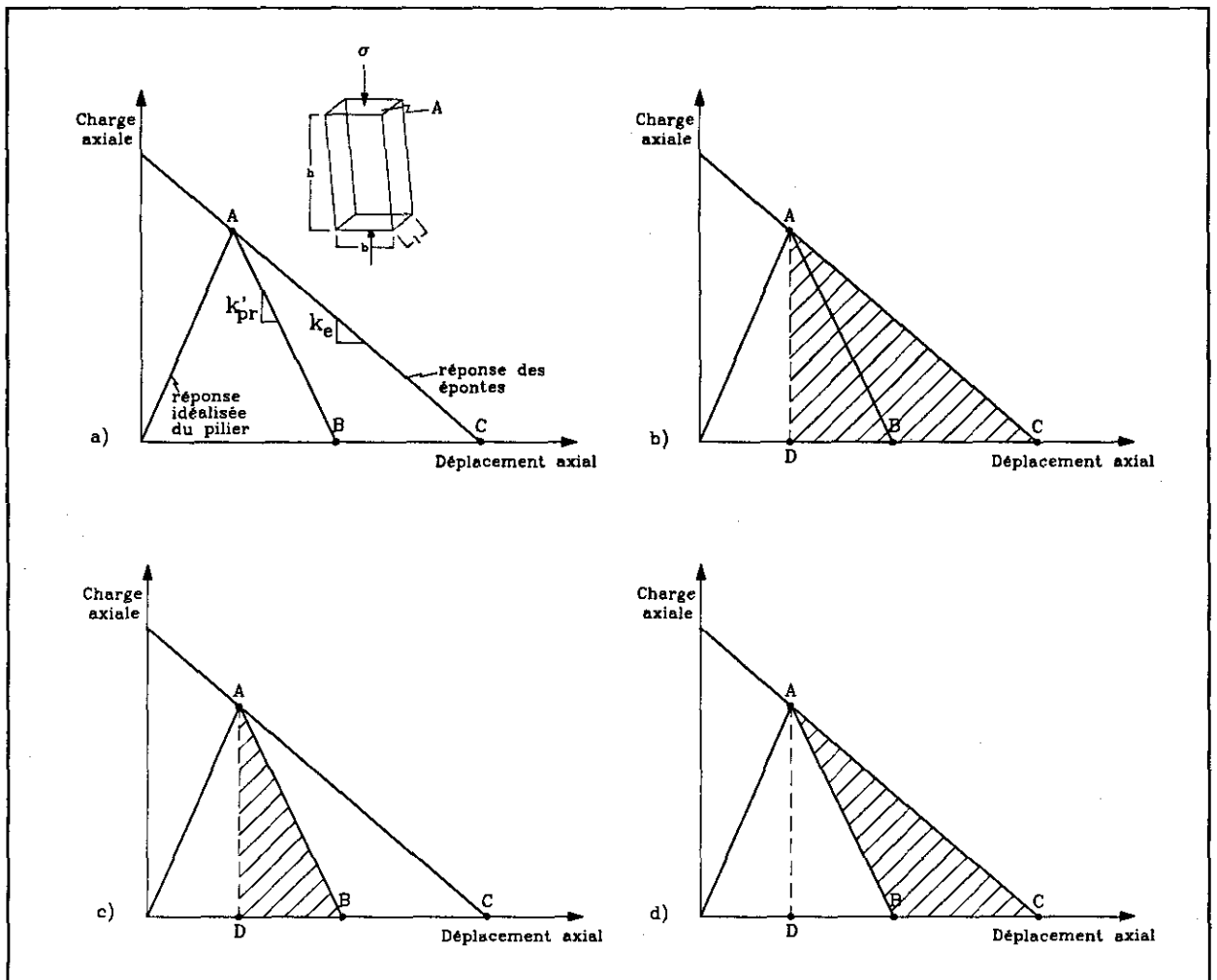


Figure 2.3: a) Relation charge-déplacement idéalisée d'un pilier en état de compression uniaxiale. b) Énergie maximale disponible. c) Énergie dissipée par la déformation du pilier. d) Énergie minimale disponible pour la création d'un événement sismique.

3. PRÉVISION ET CONTRÔLE DES COUPS DE TERRAIN

3.1 PRÉAMBULE

Les techniques pour évaluer le risque de coups de terrain sont assez nombreuses. Cependant, vu la nature soudaine des coups de terrain, aucun indicateur ne peut être considéré comme applicable à tous les types de coup de terrain (Singh, 1989). Les techniques de prévision disponibles peuvent se diviser en deux grandes catégories, soit:

- i) Méthodes basées sur les propriétés des roches intactes;
- ii) Méthodes basées sur le comportement in situ du massif autour des excavations (ou sur les conditions en place).

Le but de ce chapitre n'est pas de dresser une liste exhaustive de toutes les méthodes existantes mais plutôt de brosser un tableau sommaire des différentes techniques disponibles à l'ingénieur de mine pour évaluer le potentiel de coups de terrain de son exploitation.

3.2 MÉTHODES DE PRÉVISION BASÉES SUR LES PROPRIÉTÉS DES ROCHES INTACTES

Il s'agit essentiellement d'indices basés sur les propriétés de la roche intacte, et ceux-ci s'utilisent tous de la même façon. Il faut ici étalonner l'indice par rapport à la mine ou le district minier en associant la valeur de l'indice au nombre de coups de terrain subits et/ou aux dommages encourus. On peut alors déterminer les bornes du risque potentiel (ex.: faible, moyen, élevé). Le risque de coups de terrain peut ensuite être estimé pour une nouvelle région de la mine, ou district, en évaluant la valeur de l'indice pour celle-ci. Dans ce qui suit, une description sommaire des principaux indices est présentée.

Puisque la plupart de ces indices sont en relation étroite avec le comportement des roches sous compression uniaxiale, il est utile, avant de faire la description de ces indices, de rappeler succinctement les principales caractéristiques des éprouvettes de roches dures soumises à cet essai. Plus de détails peuvent être trouvés dans Bieniawski (1967), Paterson (1978), Daihua et Miller (1987), Gramberg (1989), Martin et Chandler (1994), Aubertin et Simon (1997).

3.2.1 Comportement des roches dures sous compression uniaxiale

La figure 3.1 montre une courbe contrainte-déformation typique d'une roche dure peu poreuse soumise à un essai de compression uniaxiale. Le comportement pré-rupture est caractérisée par quatre phases distinctes. Cette figure montre également les courbes de dilatance et des émissions acoustiques durant l'essai.

Une éprouvette de roche dure, même intacte, contient généralement un certain nombre de microfissures. La phase I montre un comportement élastique non-linéaire caractérisé par une forme concave. Cette phase est associée à la fermeture de ces microfissures. Ce phénomène est à peu près entièrement réversible pour les roches peu poreuses. On note aussi généralement, dans cette première phase, une contraction volumétrique et une légère baisse des émissions acoustiques lorsque l'on accroît la contrainte.

Selon Paterson (1978), la phase II serait dominée par des déformations élastiques linéaires intra et intergranulaires. Cette phase s'étale jusqu'à un niveau de contrainte variant de 30% à 80% de la résistance ultime selon la roche. Les émissions acoustiques sont ici faibles mais non nulles.

Puis, en phase III et IV, la roche s'écarte du comportement élastique, lorsque la propagation de microfissures s'amorce. Ces microfissures se propagent généralement de façon stable et uniforme, à de faibles vitesses. Il peut y avoir également une propagation instable des fissures juste avant le pic. La microfissuration engendre une série d'émissions acoustiques qui se produisent dues aux vibrations des particules de roche à proximité des microfissures. Dans la plupart des cas, certaines microfissures pourront s'unir et former une macrofissure (fracture).

La phase V fait suite au pic de résistance et elle est caractérisée par le fait que toutes les fissures se propagent de façon instable et que la dilatance est très marquée. Cette phase s'accompagne d'une perte d'intégrité de la roche et le matériau n'est plus continu. Le comportement de l'éprouvette dépendra alors de la rigidité du système de chargement (voir chapitre 2).

Une des conclusions à tirer de ce diagramme est que les roches peuvent quitter le domaine d'élasticité linéaire bien avant d'atteindre la résistance ultime, ce qui permet de dissiper une certaine quantité d'énergie (par la fissuration) en stade pré-pic.

3.2.2 Indices basés sur l'énergie

A) Violence relative de la rupture

Cet indice, proposé par Denkhaus et al. (1958), mesure le contrecoup subit par la presse suite à la rupture d'un spécimen de roche dans un essai de compression uniaxiale. Celui-ci est basé sur l'hypothèse que ce contrecoup est proportionnel au degré de violence (énergie sismique relâchée, volume des fragments de roche engendré, etc.) durant la rupture du spécimen. Cet indice semble peu utilisé de nos jours, et son application est marginale.

B) Indices basés sur l'énergie élastique récupérée

Plusieurs indices se basent sur l'énergie élastique récupérée lors d'un processus de chargement-déchargement. Parmi ceux-ci, on retrouve l'indice de susceptibilité aux coups de terrain ("Bursting Liability Index" ou "Wet Index") proposé pour les mines de charbon par Neyman et al. (1972). L'indice est déterminé lors d'un essai en compression uniaxiale de la façon suivante:

$$W_{et} = \frac{E_R}{E_D} \quad (3.1)$$

où E_R est l'énergie élastique récupérée et mesurée par l'aire sous la courbe de déchargement et E_D , est l'énergie dissipée mesurée par l'aire comprise entre la courbe de chargement et la courbe de déchargement (figure 3.2). Le niveau de contrainte à atteindre lors du cycle est de 80% à 90% de la résistance en compression uniaxiale C_0 . Plus la valeur de l'indice est élevée, moins la roche peut dissiper de l'énergie via la propagation stable des fissures, et plus il y aurait danger de rupture violente.

Stewarski (1987) a également proposé un indice ("Rock Dynamic Index") déterminé par le même rapport pour un chargement par choc d'un spécimen de roche sur une barre Hopkin.

L'obtention en laboratoire de l'indice W_{et} pose toutefois certains problèmes puisqu'il faut atteindre, lors du cycle de chargement, 80% à 90% de la résistance ultime de l'éprouvette. Cette résistance ne peut être connue *a priori* que de façon probabiliste, les propriétés des roches telles qu'obtenues par les essais normalisés étant aléatoires. On peut alors montrer que l'importance de l'hystérésis et l'ampleur de l'indice de fragilité sont directement affectées par le niveau relatif de contrainte atteint (e.g., Hueckel, 1987).

Pour contrer ce problème, Aubertin et Gill (1988) ont proposé un indice de fragilité modifié ("Brittleness Index Modified" ou BIM). Lors d'un essai de compression uniaxiale, on amène l'éprouvette à la rupture. L'aire sous la courbe de chargement (A_2) est ainsi facile à déterminer. On

compare ensuite celle-ci à l'aire sous la droite correspondant au module d'élasticité de la roche (A_1), mesuré en utilisant la pente de la courbe contrainte-déformation dans la phase II de l'essai en cause (figure 3.3). La valeur de ce nouvel indice est donc:

$$\text{BIM} = \frac{A_2}{A_1} \quad (3.2)$$

Plus cet indice est élevé, plus il y aura d'énergie dissipée lors du chargement et moins il y aurait d'énergie disponible à la rupture violente. Aubertin et al. (1994a, 1994b) ont également proposé une classification du risque de coups de terrain selon la valeur du BIM:

Tableau 3.1 Valeurs indicatives du BIM et risque de rupture violente (d'après Aubertin et al., 1994a, 1994b).

BIM	Risque de rupture violente
entre 1.00 et 1.20	élevé
entre 1.20 et 1.50	modéré
plus de 1.50	bas

Le BIM peut également être utilisé pour estimer le rapport des modules pré-pic et post-pic pour des roches ignées lorsque ce dernier n'a pu être déterminé en laboratoire. La figure 3.4 montre la relation entre la valeur du BIM et ce rapport. La relation empirique tirée de cette figure relie la valeur moyenne du rapport des roches ignées avec la valeur du BIM de la façon suivante (Aubertin et al., 1994a, 1994b):

$$\text{BIM} = 0.42 \left| \frac{E}{E'} \right| + 0.98 \quad (3.3)$$

où E est le module de déformation en phase pré-pic (module de Young) et E' est le module de déformation apparent en phase post-pic.

Un dernier indice se basant sur ce principe est le rapport ("Burst-efficiency Ratio") proposé par Motyczha (voir Kidybinski, 1981). Cet indice a pour expression:

$$B_{er} = \frac{\phi_1}{\phi_0} \quad (3.4)$$

où ϕ_1 est l'énergie des particules projetées à la rupture d'une éprouvette en compression uniaxiale, et ϕ_0 est l'énergie maximale emmagasinée au chargement obtenue à partir de:

$$\phi_0 \approx \frac{C_0 \varepsilon_r}{2} \quad (3.5)$$

où ε_r est la déformation à la rupture en compression uniaxiale et C_0 est la résistance en compression uniaxiale.

3.2.3 Fragilité

La fragilité relative des roches a été définie de façon empirique (et plus ou moins arbitraire) à partir de deux concepts différents (Hucka et Das, 1974) soit:

$$B_1 = \frac{C_0 - T_0}{C_0 + T_0} \quad (3.6)$$

$$B_2 = \sin \phi \quad (3.7)$$

où C_0 est la résistance en compression uniaxiale de la roche, T_0 , la résistance en tension, et ϕ , l'angle de frottement interne déduit de la courbe-enveloppe tracée dans le diagramme de Mohr à faible contrainte de confinement. Le danger de rupture violente augmenterait avec la fragilité donnée par la valeur de B_1 ou de B_2 .

3.2.4 Indice du module décroissant ("*Decrease Modulus Index*")

Cet indice est obtenu à partir du rapport entre le module d'élasticité pré-pic et le module post-pic $|E/E'|$ en valeurs absolues (Homand et al., 1990). Le module d'élasticité correspond à la pente pré-pic de la partie linéaire de la courbe contrainte-déformation, et le module décroissant est donné par la pente post-pic de cette courbe. Plus l'indice est bas, plus la roche est fragile et plus le risque de coups de terrain serait élevé.

3.2.5 Coefficient d'énergie élastique de déformation

Hou et Jia (1988) ont suggéré ce coefficient qui combine les résultats de forage avec l'état de contraintes préalables. La longueur moyenne des morceaux de carotte récupérés est associée à l'état de contraintes préalables, lui conférant ainsi une certaine classe. Le potentiel est mesuré à partir de cette classe.

3.2.6 Remarques

Pour appliquer les indices présentés jusqu'ici, il est usuellement nécessaire qu'une mine ou un district minier ait déjà eu un certain nombre de coups de terrain pour pouvoir établir les différentes bornes entre absence de risque et présence d'un risque élevé. Bien que ces indices soient faciles à déterminer, ils n'indiquent que la tendance de la roche à se briser violemment. Utilisés de façon adéquate, ces indices peuvent néanmoins permettre d'identifier les zones ou structures présentant un plus grand risque relatif de coups de terrain.

3.3 MÉTHODES DE PRÉVISION BASÉES SUR LES CONDITIONS EN PLACE

Étant donné les limitations inhérentes à l'utilisation des indices basés sur les propriétés des roches intactes, une partie des efforts de développement des outils de prévision ont porté sur une définition et une analyse appropriée des conditions en place, afin de pouvoir estimer *a priori* le potentiel de coups de terrain. Ces méthodes sont basées sur une représentation idéalisée du phénomène de coup de terrain. Ils peuvent notamment servir à identifier les structures rocheuses les plus susceptibles à se briser de façon brutales.

3.3.1 Résistance électrique de la roche

La mesure en continu des changements dans la résistance électrique des massifs rocheux a été utilisée pour prédire la fréquence des coups de terrain (Stopinski et Dmowska, 1984). Ces mesures facilitent l'observation des effets des contraintes tectoniques et l'effet des contraintes induites par l'activité minière. Ces observations peuvent également indiquer l'endroit et le moment propice pour un relâchement de contraintes (Singh, 1989).

3.3.2 Technique de la vitesse sismique

Krawiec et Stanislaw (1977) ont montré que plus la vitesse des ondes sismiques est élevée, plus l'état de contraintes de compression dans le massif est grand. Les changements de cette vitesse peuvent être utilisés pour estimer les modifications dans l'état de contraintes du massif, et peuvent ainsi servir d'outil de prévention pour d'éventuels coups de terrain.

3.3.3 Bilan énergétique

Cette approche est essentiellement basée sur l'élaboration du bilan de l'énergie accumulée dans un massif rocheux et de l'énergie qui peut être dissipée lorsqu'une modification (géométrique et/ou du niveau de contraintes) est amenée dans ce massif. Ce bilan est utilisé pour déterminer la quantité d'énergie disponible au mécanisme de coup de terrain. Cette approche a été revue en détail par Salamon (1970, 1974, 1983, 1984), par Walsh (1977), par Budavari (1983), par Brady et Brown (1985, 1992), par McMahon (1988) et par Hedley (1992).

Depuis les années soixante, plusieurs mesures fiables du déplacement des massifs ont été faites en souterrain. Celles-ci suggèrent que le comportement mécanique des massifs rocheux dans lesquels les coups de terrain se produisent serait essentiellement élastique (Ortlepp, 1983). Conséquemment, le bilan énergétique est usuellement calculé à partir des lois d'élasticité.

Un des premiers résultats de ces recherches a été la constatation que lorsqu'une excavation est pratiquée ou agrandie, l'équilibre de l'énergie de déformation emmagasinée est dérangé (Cook et al., 1966). Soit le stade I, le stade initial pré-excavation; le stade correspondant à l'état final subséquent au percement ou à l'agrandissement sera appelé le stade II. Le bilan énergétique s'applique au passage du stade I au stade II.

Lorsqu'une excavation est pratiquée, de l'énergie devient disponible et provient de deux sources différentes. La première source est le travail W (la variation d'énergie potentielle du système) fait par les déplacements des forces externes et massiques travaillant à la convergence et à la déformation du roc. La deuxième source est l'énergie de déformation U_m contenue dans le volume de roc excavé. La somme de ces énergies ($W + U_m$) est donc l'énergie totale qui devient disponible suivant le passage du stade I au stade II.

Cette énergie peut se dissiper de deux façons. Une partie de cette énergie sera dissipée dans l'augmentation de la concentration d'énergie de déformation, U_c , emmagasinée dans la portion de massif constituant la zone d'influence de l'excavation. Il est possible également que, suite au percement de l'excavation, les poussées sur des éléments de soutènement placés à proximité s'accroissent; ce travail W_s constitue la deuxième dissipation d'énergie. S'il est supposé que le massif est un milieu parfaitement élastique (linéaire, homogène et isotrope jusqu'à la rupture), alors nulle quantité d'énergie disponible ne sera dissipée par la fracturation ou la déformation inélastique du roc. Avec cette simplification, la somme ($U_c + W_s$) est l'énergie dissipée par l'excavation du massif.

Puisqu'il est évident que l'énergie totale dissipée dans la déformation du massif et du soutènement ne peut être supérieure à la quantité d'énergie disponible ($W + U_m$), et que la quantité d'énergie emmagasinée au stade I dans la portion excavée (U_m) n'est plus disponible pour déformer le massif, alors:

$$W \geq U_c + W_s \quad (3.8)$$

et puisque $U_m > 0$, il s'ensuit que:

$$W + U_m > U_c + W_s \quad (3.9)$$

Cette dernière inégalité implique l'existence d'un surplus d'énergie devant être dissipé pendant le passage du stade I au stade II. C'est la quantité d'énergie relâchée W_r . La quantité d'énergie relâchée W_r , lorsqu'elle est supérieure à la quantité d'énergie de déformation emmagasinée au stade I dans la portion du massif excavée (U_m), génère un front d'ondes (énergie cinétique) qui se propage à partir de la nouvelle paroi de l'excavation. Les oscillations provoquées par ce front d'ondes seront amorties par les imperfections du massif (celui-ci n'étant pas parfaitement élastique). Cette énergie cinétique W_k sera dissipée par cet amortissement.

Le calcul de la quantité d'énergie relâchée par une excavation est relativement facile, quelle que soit la géométrie de cette dernière. La méthode des éléments frontières (méthode numérique d'analyse de contraintes) est bien adaptée pour la réalisation du calcul de l'énergie relâchée (Brady et Brown, 1981).

Compte tenu des équations précédentes, il est clair que la quantité d'énergie relâchée par une excavation est d'autant plus grande que cette dernière est profonde (en raison de l'ampleur du champ de contraintes initial) et que ses dimensions ont de l'envergure (Gill et Aubertin, 1988).

3.3.4 Taux de relâchement d'énergie ("Energy Release Rate; ERR")

Se basant sur l'approche énergétique précédente, on peut reprendre le raisonnement avec une approche incrémentale pour mieux correspondre à la situation de l'exploitation. En effet, l'exploitation d'un chantier dans les mines souterraines implique l'agrandissement d'une excavation par incréments. Ceci conduit à un taux de relâchement d'énergie par unité de surface (dW_r/dS), utilisé lorsque la géométrie de l'excavation est régulière, ou à un taux de relâchement d'énergie volumique (dW_r/dV), utilisé pour les excavations de géométrie irrégulière.

Ce taux de relâchement d'énergie ("ERR") est devenu, dans les mines d'Afrique du Sud, un outil de prévision des coups de terrain. D'ailleurs, Spottiswoode (1990) a noté que le ERR est actuellement le paramètre le plus utilisé dans le design des excavations pour réduire la sismicité dans les mines à grande profondeur. Une corrélation a été établie entre le ERR et l'incidence et la violence des instabilités dans les chantiers exploités par longue-taille en Afrique du Sud. La figure 3.5, qui est tirée de Cook (1978), montre cette relation statistique.

3.3.5 Approche basée sur l'énergie de déformation

Se basant sur le bilan énergétique, Mitri et Suriyachat (1990; voir également Mitri et al., 1993; Momoh et al., 1996) ont développé un logiciel d'éléments finis 2D qui peut calculer les énergies de déformation induites par l'activité minière. L'approche est fondée sur l'hypothèse que le coup de terrain peut être relié à l'énergie de déformation emmagasinée ainsi qu'au taux de relâchement d'énergie.

Ce logiciel peut donc être un outil utile pour aider à déterminer la séquence de minage la moins propice à l'accumulation d'énergie élastique. Cependant, il n'est pas possible à ce stade de développement de cette méthode, de donner des valeurs typiques d'énergie de déformation pour évaluer le risque de coups de terrain dans les mines souterraines canadiennes.

3.3.6 Contrainte de cisaillement en excès ("Excess Shear Stress"; ESS)

L'expérience sud-africaine a démontré que la notion du taux de relâchement d'énergie (ERR) était limitée pour les coups de terrain de type glissement le long de discontinuités géologiques majeures. Ryder (1987) a proposé un indice qui s'appliquerait à ce type de coups de terrain, soit l'indice de la contrainte de cisaillement en excès (Excess Shear Stress criterion; ESS). Celui-ci est essentiellement basé sur l'énergie disponible lorsqu'on passe de la résistance statique (avant glissement) à la résistance dynamique (durant le glissement).

En théorie, plus l'approche de l'excavation vers une discontinuité entraîne un grand ESS, plus le glissement le long de la discontinuité impliquerait une grande surface, et plus l'événement sismique généré aurait d'ampleur. En pratique, les rétro-analyses effectuées lors d'études de cas montrent l'existence de ESS positifs lorsqu'il y a eu événements sismiques mais que, d'autre part, certaines discontinuités donnant des ESS positifs n'ont pas produit d'événements sismiques (Ryder, 1987). Cela peut être dû à la méconnaissance des valeurs numériques de certains paramètres-clés; incluant les propriétés de friction des failles en question et les conditions des contraintes préalables (Ryder, 1987). Gill et Aubertin (1988) rapportent par ailleurs que cette absence de coups de terrain pour des ESS positifs confirme le fait que la rigidité post-pic de la discontinuité et la rigidité équivalente des portions de massif de part et d'autre de la discontinuité (qui constituent le système de chargement) interviennent aussi dans le processus. Néanmoins, le ESS donne une estimation de la borne supérieure de l'intensité potentielle de l'activité sismique.

3.3.7 Indice d'activité ("Activity Index")

Tao (1988) a proposé un indice qui tient compte de la résistance en compression uniaxiale des roches intactes (C_0) et de la contrainte principale préalable σ_1 dans la région de l'excavation. Ses expériences dans les mines chinoises lui ont permis de déterminer les bornes suivantes:

Classe	C_0/σ_1	Description	Note
1	> 13.5	aucune activité	aucun bruit
2	13.5 - 5.5	activité faible	bruits faibles
3	5.5 - 2.5	activité moyenne	bruits forts
4	< 2.5	activité élevée	bruits très forts

3.3.8 Activité microsismique

Les recherches sur les coups de terrain ont été orientées dès le début vers deux objectifs généraux - la prévision et le contrôle. Les premières études dans la prévision ont principalement porté sur la mesure en continu des émissions acoustiques et microsismiques. Une relation entre le taux d'émissions microsismiques et l'état de contraintes dans la roche a été vérifiée pour la première fois en 1938 lors d'une investigation microsismique de piliers d'une mine de cuivre au nord du Michigan, États-Unis (Bolstad, 1990). Mais c'est suite aux travaux pionniers de Obert et Duvall au début des années 1940 (voir Obert et Duvall, 1967) que l'application des techniques microsismiques à la mécanique des roches a pris son envol.

Les événements microsismiques sont recueillis ponctuellement ou en continu par un ensemble de capteurs, stratégiquement placés dans la région minée, et reliés à un microprocesseur. Lors d'un événement, le microprocesseur localise sa position et son amplitude en analysant les différents temps d'arrivée et l'amplitude des ondes générées par l'évènement. Il est donc possible d'identifier les régions où il y a de l'activité microsismique. Ces régions sont alors considérées comme propices aux coups de terrain (Blake, 1972, 1982).

Le captage de l'activité microsismique minière est un outil de prévision qui serait prometteur pour plusieurs (Spottiswoode, 1987; Mei et Lu, 1987a, 1987b), malgré certaines limitations liées à l'interprétation des données obtenues. Au cours des dernières années, le Canada en particulier a déployé beaucoup d'efforts pour la recherche en ce domaine. Les travaux de Roctest (Gouvernement du Québec, 1980) au Québec et plus récemment ceux effectués en Ontario (Calder et al., 1986; Daihua et Miller, 1987; Hedley et Udd, 1987; Hasegawa et al., 1989; Hasegawa et al.,

1990; Hedley, 1991, 1992; Plouffe et al., 1993) illustrent bien l'engouement pour de telles techniques en tant qu'outil de prévision.

Toutefois, le coût élevé pour l'achat, l'entretien et l'utilisation d'installations de captage en fait un outil qui n'est pas, actuellement, aisément accessible pour les petites entreprises minières.

3.4 CONTRÔLE DES COUPS DE TERRAIN

Lorsque l'évaluation du potentiel de coups de terrain s'est avérée positive pour une structure, l'ingénieur doit alors prendre les actions nécessaires. Les options qui s'offrent peuvent être de:

- préciser le potentiel;
- tenter de réduire ou d'éliminer le potentiel;
- tenter de minimiser l'impact des coups de terrain.

3.4.1 Précision du potentiel

Même si la méthode utilisée pour déterminer le potentiel a amené une réponse positive, il faut tenir compte que cette méthode peut être imprécise. En outre, certains paramètres peuvent avoir été estimés de façon plus ou moins spécifique, leur valeur réelle étant alors mal connue. Il s'ensuit qu'une structure qui est identifiée comme ayant un potentiel de coups de terrain peut ne jamais en générer. C'est pourquoi l'ingénieur peut avoir intérêt à préciser le potentiel spécifique de ces structures. Dans cette optique, il peut (Gill et Aubertin, 1988):

- i) accroître la qualité des données constituant les entrées dans les analyses en requérant des mesures de pressions de terrains, des essais de propriétés mécaniques en laboratoire ou en place, etc.;
- ii) accroître la qualité des analyses de contraintes en utilisant, par exemple, des techniques tridimensionnelles au lieu d'approximer les situations tridimensionnelles par des techniques bidimensionnelles, ou en utilisant des lois de comportement plus représentatives, etc.;
- iii) faire appel à d'autres techniques de prévisions que celles utilisées.

3.4.2 Réduction ou élimination du potentiel

Après avoir reconnu l'existence du potentiel de coups de terrain pour certaines excavations, ou secteurs de la mine, il s'agit de tenter d'éliminer ou de réduire celui-ci. Salamon (1983) note que la défense pratique contre les coups de terrain est basée sur une application combinée de trois concepts:

- un soutènement adéquat;
- un bon choix de géométrie et de séquence de minage;
- un contrôle de la convergence.

Pour arriver à ceci, on peut soit:

- a) modifier le design des structures en cause de façon à réduire leur probabilité d'instabilité à zéro, avec ou sans l'aide de soutènement (e.g., Coates et Dickout, 1970; Blake, 1972; Ortlepp, 1983; Bolstad, 1990; Johnson et Schweitzer, 1996).
- b) modifier la séquence d'abattage de façon à réduire les concentrations de contraintes excessives dans les zones d'influence (e.g., Board et Crouch, 1975; Bolstad, 1990).
- c) faire usage des techniques de préfracturation afin de réduire les rigidités équivalentes du massif rocheux ou encore de reporter les concentrations de contraintes en des endroits de la structure où la stabilité est assurée (e.g., Karwoski et al., 1979; Blake, 1984; Brown, 1984; Jenkins, 1987; McMahon, 1988; Haramy et al., 1988; Bolstad, 1990; Hedley, 1992; Harvey et al., 1996; Kullmann et al., 1996; Lightfoot et al., 1996). Cependant, l'usage de telles techniques nécessite une planification soignée, puisque les analyses montrent que ces techniques peuvent être néfastes si la redistribution des contraintes amène des concentrations critiques à certains endroits (Haramy et al., 1988).

Chacune de ces méthodes a connu du succès à un certain degré. Cependant, elles ont toutes un coût en terme de perte de productivité (Bolstad, 1990).

3.4.3 Minimisation de l'impact des coups de terrain

Malheureusement, aucune mesure stratégique ne semble mener à l'élimination totale des événements sismiques et des coups de terrain (Bieniawski, 1987). C'est pourquoi, il est indispensable de prendre les moyens pour minimiser leurs impacts. Ces moyens sont:

- i) l'utilisation de techniques de soutènement adaptées aux coups de terrain à proximité des structures ayant montré un potentiel (e.g., Salamon et Wagner, 1979; Budavari, 1983; Ortlepp, 1983; Wagner, 1984; Tanton et al., 1984; Roberts et Brummer, 1988; Bolstad, 1990; Brady, 1990; Hedley, 1992; Kaiser et al., 1996a; Yi, 1996). Ces techniques comprennent principalement des soutènements pouvant tolérer de grandes déformations sans perdre leur intégrité.
- ii) l'utilisation de l'écoute microsismique comme moyen de surveillance des structures ayant montré un potentiel positif. Certains essaient alors de se servir de cette surveillance et d'outils statistiques pour élaborer un système d'alarme.

Le moyen ii) a déjà été décrit à la section 3.3.8. Pour ce qui est du moyen i), on peut considérer que le système de soutènement a trois fonctions primaires (McCreath et Kaiser, 1992):

- renforcer le massif rocheux et ainsi hausser la limite à laquelle l'amorce de la rupture débutera.
- retenir le massif fracturé; en plus des raisons de sécurité évidentes, cette action peut limiter le développement du processus de rupture progressive.
- maintenir le massif stable afin de tenir en place la roche pendant et après le coup de terrain, ce qui implique que les éléments du système de soutènement demeurent en contact avec le massif.

Le tableau 3.2 décrit le rôle du soutènement lors de coups de terrain et le tableau 3.3 décrit les caractéristiques de plusieurs types de soutènement. Les dommages mineurs font référence à une épaisseur de roche projetée inférieure à 25 cm; les dommages moyens entre 25 et 75 cm; les dommages majeurs entre 75 et 150 cm.

Tableau 3.2: Rôle du système de soutènement selon le type de coups de terrain (d'après Kaiser et al., 1996b).

Coup de terrain	Dommages	Rôle du système de soutènement
Type I (glissement le long d'une discontinuité)	Mineurs Moyens Majeurs	- soutenir des dommages mineurs ou renforcer le massif pour prévenir l'initiation de la fracturation - renforcer le massif pour limiter la zone de rupture et contrôler le déplacement de la roche - contrôler la zone de rupture et survivre à de grands déplacements
Type II (rupture du massif rocheux)	Mineurs Moyens Majeurs	- retenir de faibles volumes de roches projetées à l'aide d'un système résistant qui absorbe l'énergie - absorber l'énergie et survivre au déplacement et retenir la roche projetée - absorber l'énergie et survivre au déplacement et retenir la roche projetée

Tableau 3.3: Caractéristiques des éléments de soutènement (d'après Kaiser et al., 1996b).

Caractéristiques du soutènement	Fonctions du soutènement		
	Renforcer	Retenir	Maintenir
rigide	tige d'acier cimentée	béton projeté	tige d'acier cimentée
flexible	—	treillis métallique	boulon mécanique
grande résistance	câble	béton projeté renforcé	câble
faible résistance	tige d'acier mince	treillis métallique #9	Split Set
fragile	tige d'acier cimentée	béton projeté	tige d'acier cimentée
ductile	boulon conique	chain-link mesh	Swellex ductile

Kaiser et al. (1996b) font également les suggestions montrées au tableau 3.4 quant aux systèmes de soutènement à utiliser pour des excavations sujettes à des coups de terrain.

Tableau 3.4: Systèmes de soutènement pour excavations sujettes aux coups de terrain (d'après Kaiser et al., 1996b)

Coup de terrain	Dommages	Charge [kN/m ²]	Déplac. [mm]	Énergie [kJ/m ²]	Exemples de systèmes de soutènement suggérés
	Mineurs	100	150	10	- boulons mécaniques ou Split Set et treillis et béton projeté
Type I	Moyens	150	300	30	- boulons mécaniques ou Split Set et treillis et béton projeté (et entrelacement "lacing")*
	Majeurs	150	> 300	> 50	- boulons coniques et Split Set et treillis et béton projeté et entrelacement "lacing"
Type II	Mineurs	50	100	non critique	- boulons mécaniques et Split Set et treillis (et béton projeté)*
	Moyens	100	200	20	- tiges d'acier et Split Set ou boulons coniques et treillis et béton projeté
	Majeurs	150	> 300	50	- boulons coniques et Split Set et treillis et béton projeté (et entrelacement "lacing")*

*: Items entre parenthèses sont facultatifs.

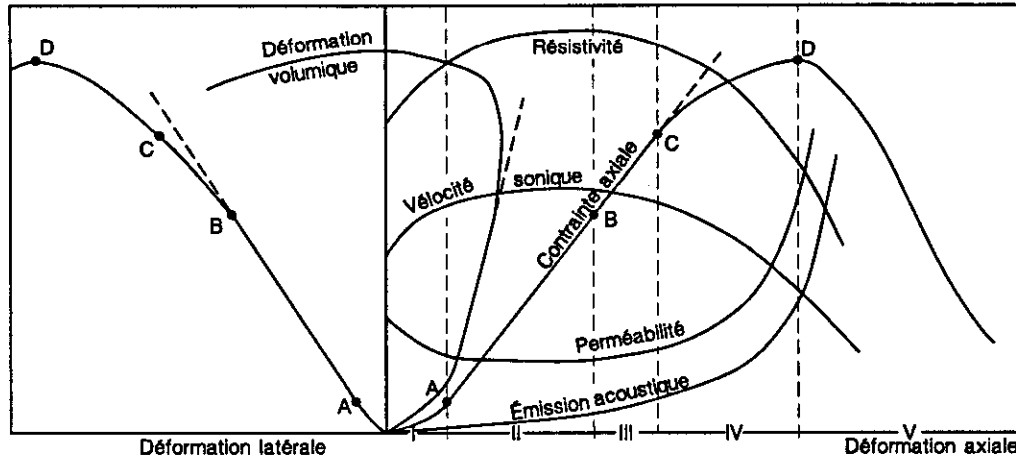


Figure 3.1: Courbe contrainte-déformation schématique de roches fragiles peu poreuses sous compression uniaxiale (d'après Bieniawski, 1967, et Paterson, 1978).

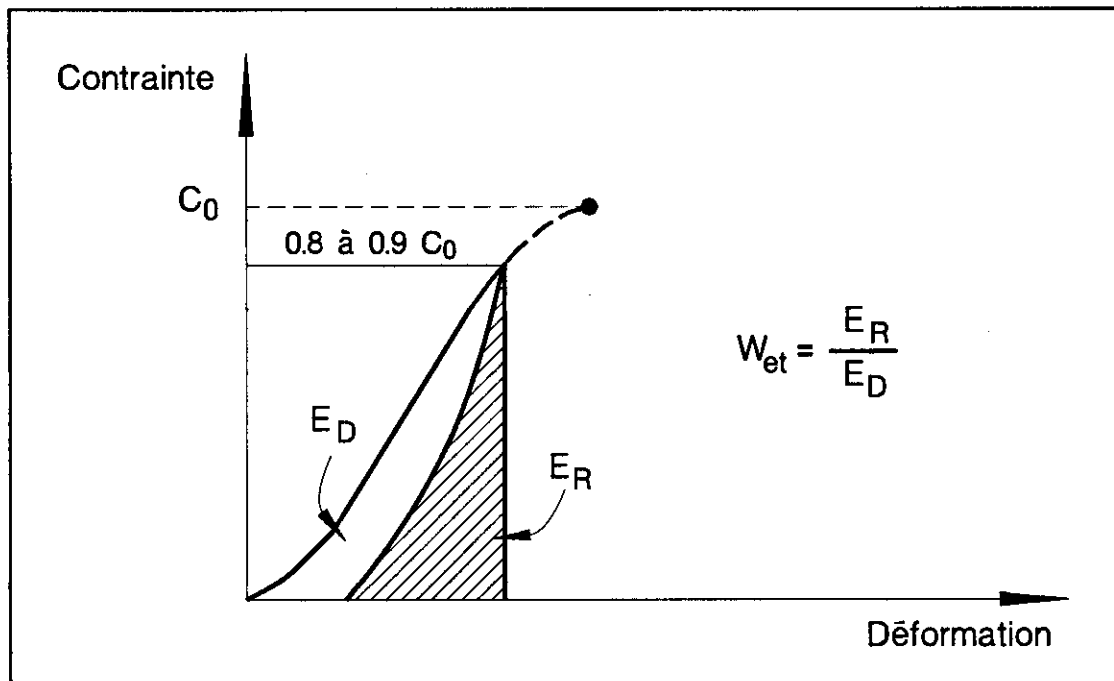


Figure 3.2: Détermination de l'indice W_{et} à partir d'une courbe contrainte-déformation en compression uniaxiale (d'après Kidibinski, 1981).

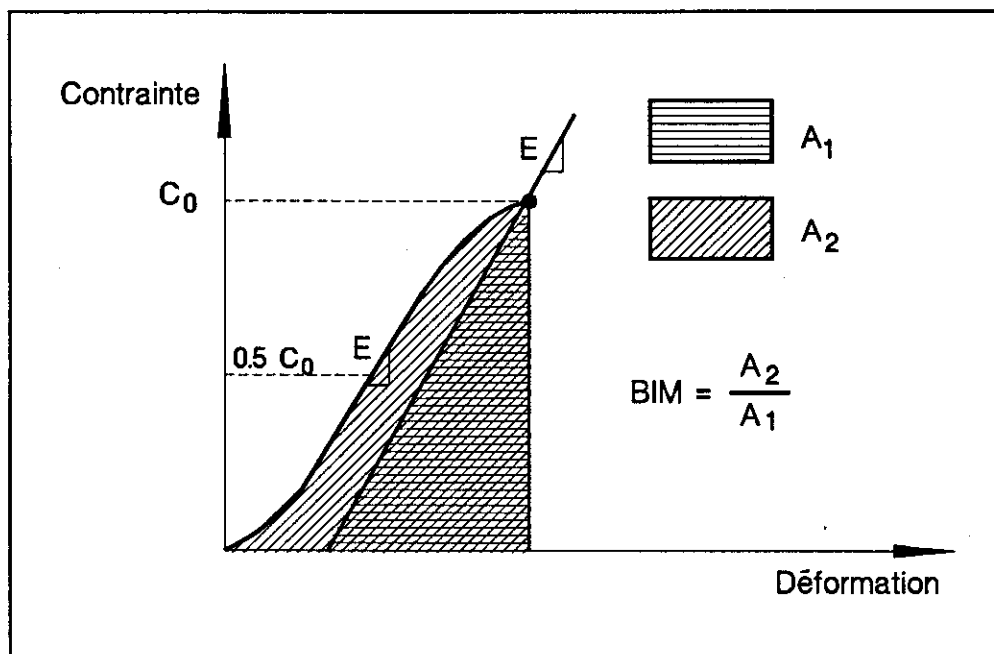


Figure 3.3: Détermination du BIM à partir du résultat d'un essai de compression uniaxiale (d'après Aubertin et Gill, 1988).

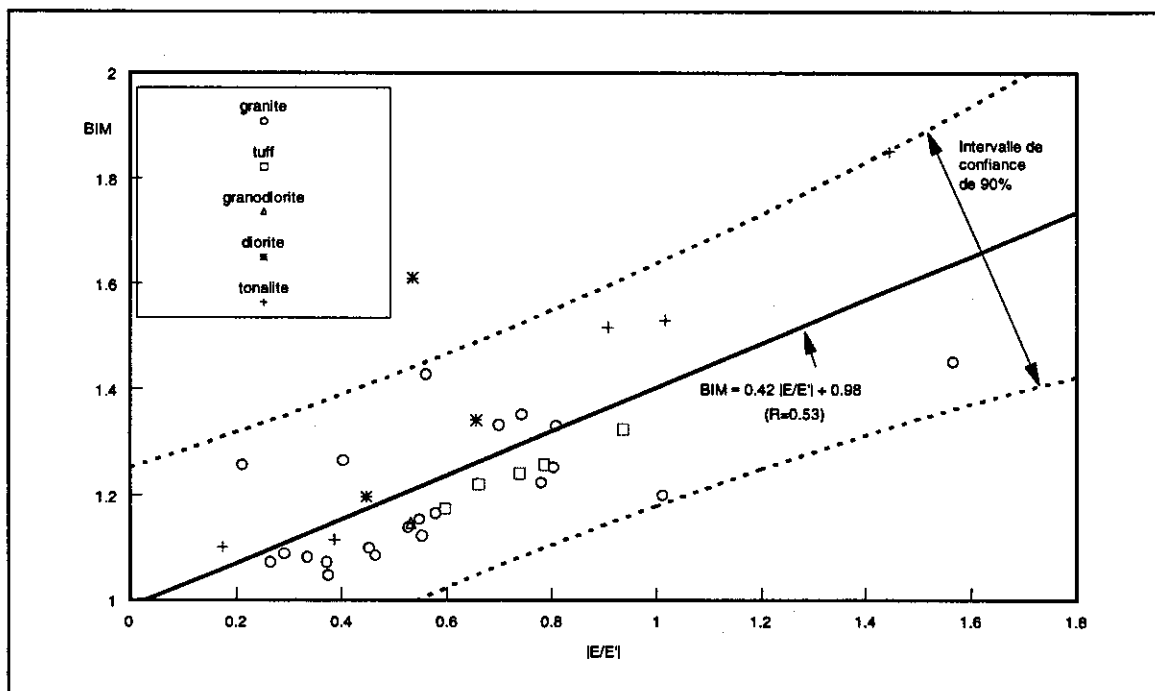


Figure 3.4: Corrélation linéaire empirique entre le BIM et le rapport $|E/E'|$ pour des roches ignées (d'après Aubertin et al., 1994a, 1994b).

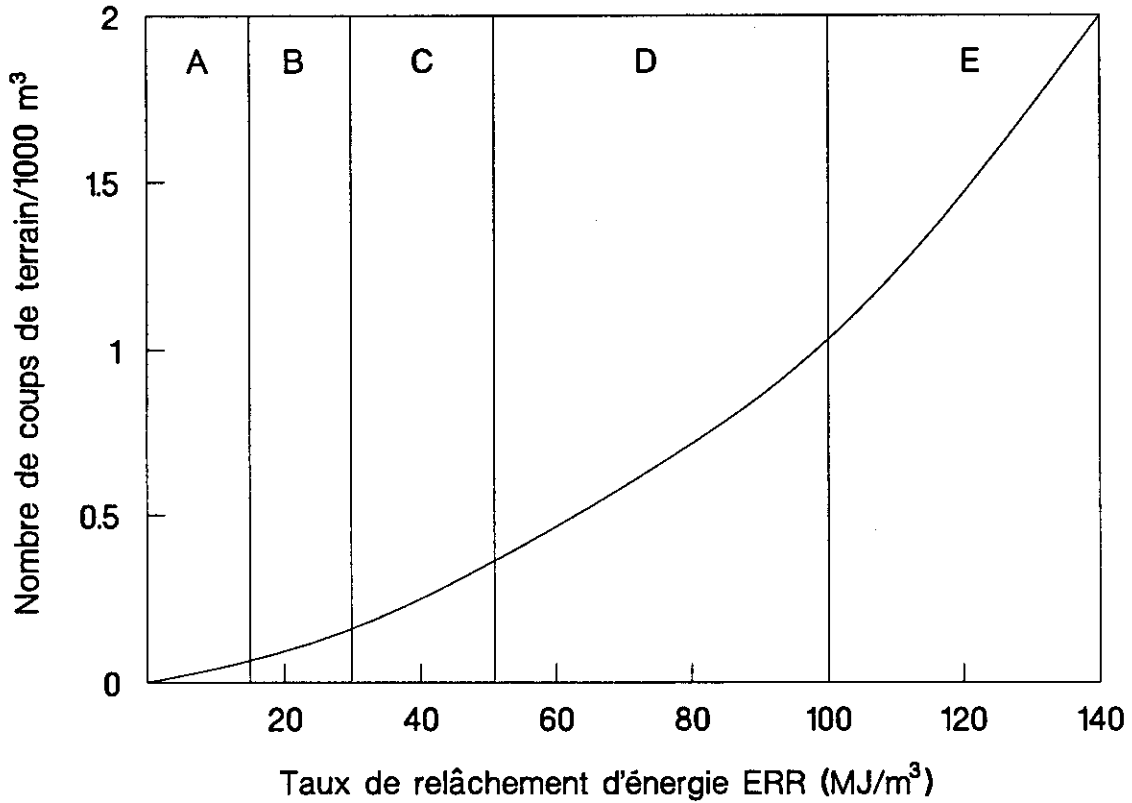


Figure 3.5: Relation empirique établie en Afrique du Sud entre le taux de relâchement d'énergie (ERR), la fréquence des coups de terrain et leur violence. A: danger négligeable; B: danger faible; C: danger modéré; D: danger élevé; E: danger extrême (d'après Cook, 1978).

4. MÉTHODE ERP

4.1 INTRODUCTION

La majorité des techniques de prévision de coups de terrain traditionnelles présentées au chapitre précédent ne s'appliquent pas intégralement ou sont trop coûteuses pour bon nombre des petites exploitations. Pour palier à cela, Gill et Aubertin (1988) ont développé une méthodologie d'évaluation du potentiel de coups de terrain appelée, dans le présent rapport, méthode ERP (pour "Evaluation of Rockburst Potential"), applicable économiquement dans les mines souterraines du Bouclier canadien. Cette méthode, dont les concepts de base ont d'abord été énoncés dans un cours de l'École Polytechnique de Montréal (Gill, 1982), est présentée dans ce chapitre. La méthode ERP comprend jusqu'à quatre étapes: la première est l'identification des frontières de secteurs de design suite aux travaux de zonage; la seconde consiste à identifier les excavations vulnérables aux coups de terrain; la troisième est l'analyse de stabilité (selon le type d'instabilité potentielle); et la dernière est la comparaison des rigidités.

Le cheminement à suivre pour appliquer la méthode ERP est décrit à la figure 4.1. Dans les sections qui suivent, chaque étape est présentée plus en détail. Notons que, suite à la deuxième étape du cheminement, l'ingénieur doit considérer l'éventualité de deux types de coups de terrain (voir la section 2.3 pour la définition des types). Selon le cas, il faut analyser les conditions propres au type I seulement, ou type I puis au type II, ou au type II seulement.

Mentionnons ici, avant d'entreprendre cette présentation, que la méthode ERP est basée sur l'application et l'utilisation d'outils de base en mécanique des roches, dont certains sont revus succinctement dans ce rapport. Plus de détails sur l'analyse du comportement des excavations en massifs rocheux sont présentés dans de nombreux ouvrages de mécanique des roches (e.g., Goodman, 1976, 1989; Jaeger et Cook, 1979; Hoek et Brown, 1980; Coates, 1981; Budavari, 1983; Bieniawski, 1984; Wittke, 1990; Brady et Brown, 1992; Hudson, 1993), et le lecteur est invité à les consulter pour approfondir certaines notions.

4.2 IDENTIFICATION DES FRONTIÈRES DE ZONES

4.2.1 Zonage

Il est pratique courante, dans les mines souterraines, de procéder à divers levés géologiques dans un but autre que la recherche de minerai. Ces divers levés géologiques, qui constituent le point de départ de l'application de la mécanique des roches, permettent de procéder au zonage du massif rocheux autour de la mine. Ce zonage consiste à découper le massif rocheux impliqué dans l'exploitation en secteurs à l'intérieur desquels on prévoit un comportement mécanique donné. Les informations géologiques sont généralement utilisées à cette fin. Il existe diverses approches pour réaliser ce zonage (e.g., Kulatilake et al., 1990; Feng et Lin, 1992; Matejcek et al., 1994). On préconise ici l'utilisation des classifications géomécaniques pour procéder à ce zonage. À l'intérieur d'une zone, on postule un comportement mécanique uniforme. La figure 4.2 montre de façon schématisée (et simplifiée) un exemple de résultat d'un zonage.

4.2.2 Frontières de zones

Les frontières entre les zones du massif peuvent avoir une grande importance quant au phénomène de coup de terrain. En effet, elles sont souvent constituées par des discontinuités géologiques majeures le long desquelles l'activité minière peut générer le premier état d'équilibre instable (pré-requis aux coups de terrain de type I). De plus, elles séparent fréquemment des portions de massifs rocheux dont les propriétés mécaniques diffèrent, ce qui peut favoriser la création du deuxième état d'équilibre instable (nécessaire aux coups de terrain de type II). Ces frontières doivent donc être identifiées et localisées dans l'espace. À nouveau, les relevés géologiques et les informations géomécaniques servent de départ pour identifier ces frontières.

4.3 IDENTIFICATION DES EXCAVATIONS VULNÉRABLES

Les excavations ou portions d'excavations considérées comme étant les plus vulnérables sont celles qui s'approchent, suivent ou recoupent les frontières de zones. Cette identification doit se faire lors de la planification des travaux de développement et de production minière.

La méthode ERP reconnaît plusieurs grandes catégories d'excavations ou portions d'excavations vulnérables, qui peuvent être décrites comme suit:

- une excavation qui s'approche d'une discontinuité géologique majeure (figure 4.3a). Les changements dans l'état de contraintes causés par le percement de l'excavation peuvent augmenter la contrainte de cisaillement et/ou diminuer la contrainte normale sur la discontinuité. Ces changements peuvent provoquer un glissement et générer un coup de terrain de type I;
- une excavation qui traverse une discontinuité géologique majeure ou une frontière de zones (figure 4.3b). Si une partie du massif située près de la discontinuité (ou de la frontière) est amenée à la rupture, celle-ci peut être soudaine et violente, dépendant des propriétés de déformation des deux zones. Ceci peut mener à un coup de terrain de type II. Comme dans le cas précédent, on peut aussi provoquer un glissement le long de la discontinuité, d'où émanerait un coup de terrain de type I;
- une excavation qui longe une discontinuité géologique majeure ou une frontière de zones. Un exemple typique est le pilier de mine (figure 4.3c). Si le (ou une partie du) pilier (zone C) est amené à la rupture, celle-ci peut être violente si les propriétés de déformation de la zone A et/ou de la zone B respectent certaines conditions. Cette catégorie d'excavations inclut également les structures isolées qui peuvent présenter des différences de propriétés mécaniques dues à des hétérogénéités locales de comportement mécanique dans le massif rocheux, et les structures isolées qui montrent des géométries irrégulières.

Plus généralement, on peut considérer que les excavations réalisées dans des massifs de roches dures à moyenne et grande profondeur sont susceptibles de générer des instabilités violentes, particulièrement lorsque le module de déformation post-pic apparent E' de la roche est fortement supérieur au module de déformation pré-pic. L'indice de fragilité modifié (BIM) défini au chapitre 3 (Aubertin et Gill, 1988; Aubertin et al., 1994a, 1994b) peut être utilisé pour aider à identifier les zones à risque. La valeur du BIM est donnée par le rapport de l'énergie totale sur l'énergie élastique emmagasinée jusqu'au pic lors d'un essai de compression uniaxiale sur une éprouvette de roche standard (voir la section 3.1.2). Plus la valeur de cet indice est faible (le minimum théorique étant 1,0), plus la roche présente un risque de rupture violente. La valeur de l'indice peut aussi être reliée à la valeur de la rigidité post-pic de la roche. Aubertin et al. (1994a, 1994b) ont associé des valeurs de BIM au risque que les structures rocheuses subissent des coups de terrain (voir le tableau 3.1 et la figure 3.4). Les structures minées dans des roches ayant une faible valeur de BIM peuvent être identifiées comme des zones plus à risque. Cet indice peut être particulièrement utile pour le minage de massifs homogènes.

4.4 Analyse de stabilité

L'analyse de stabilité nécessite la connaissance de l'état de contraintes induites et de la résistance ultime du massif autour des excavations. Elle consiste à comparer l'état des contraintes induites à

la résistance ultime: si les contraintes induites sont égales ou supérieures à cette dernière, on considère qu'il y a instabilité.

La valeur pratique des résistances ultimes de la roche et des discontinuités sont généralement obtenues à partir d'essais en laboratoire, dont les résultats sont extrapolés à l'échelle du massif par des relations appropriées. Pour ce qui est de l'état des contraintes induites, il faut d'abord connaître le tenseur des contraintes préalables. Pour cela, on peut exécuter des mesures en place, ou à défaut, utiliser des relations empiriques qui permettent d'estimer celles-ci de façon préliminaire et approximative (e.g., Herget, 1987, et Arjang et Herget, 1997 pour l'ensemble du Bouclier canadien; Arjang, 1996 pour la région de l'Abitibi).

L'analyse des contraintes induites peut être exécutée à l'aide de méthodes mathématiques analytiques ou numériques. Ces dernières sont de plus en plus populaires auprès des exploitants miniers, qui ont à leur disposition de nombreux logiciels adaptés aux micro-ordinateurs. Plusieurs de ces méthodes sont décrites dans Brown (1987), Brady et Brown (1992) et Hoek et al. (1995). Mentionnons que ces analyses sont usuellement exécutées en utilisant un modèle ayant une géométrie idéalisée en deux dimensions (2D), avec un comportement élastique linéaire pour le massif rocheux; cette approche est considérée adéquate pour des excavations en roche dure à grande profondeur souvent associées aux situations de coups de terrain (Ortlepp, 1983).

4.4.1 Coup de terrain de type I

Les coups de terrain de type I ont été définis comme étant ceux qui résultent du premier état d'équilibre instable, soit le glissement le long d'une discontinuité géologique majeure. Il n'y a pas de méthode reconnue, en ce moment, pour comparer la rigidité équivalente des portions de massifs rocheux se situant de part et d'autre du plan structural à celle de la discontinuité en phase post-pic. C'est pourquoi la méthode ERP recommande (à son stade actuel de développement) que si les conditions de contraintes et de résistance font en sorte qu'il peut y avoir glissement le long d'une discontinuité, il faut alors accepter que l'état d'équilibre soit potentiellement instable. Néanmoins, si la contrainte normale au plan structural s'approche de la transition fragile-ductile (e.g., Mogi, 1966; Byerlee, 1968; Kwasniewski, 1989) d'une des deux portions de massif situées de part et d'autre du plan structural, la rupture devrait être graduelle.

Pour obtenir la résistance au pic mobilisable, la méthodologie suggère d'adopter le modèle proposé par Barton (1973), et modifié subséquentement (Barton et Choobey, 1977; Bandis et al., 1983).

L'analyse de stabilité consiste donc, dans le présent cas, à procéder d'abord à des analyses de contraintes afin d'établir l'état des contraintes de cisaillement et des contraintes normales le long de la discontinuité, pour différentes positions de l'excavation s'approchant ou recoupant cette

dernière. Si les contraintes ne sont supérieures aux résistances en aucun point de la discontinuité, il faut admettre la stabilité et l'absence de coups de terrain. Dans le cas contraire, le coup de terrain est possible si la contrainte normale, là où la résistance au pic est excédée, ne s'approche pas de la transition fragile-ductile.

Notons ici que les auteurs travaillent à développer une méthode pour évaluer les différentes rigidités intervenant dans ce type d'instabilité selon des concepts définis par Simon (1997).

4.4.2 Coup de terrain de type II

Ces coups de terrain ont été définis comme étant ceux qui résultent du second état d'équilibre instable, soit la rupture d'une portion de massif rocheux. Pour ce type de coup de terrain, il est actuellement possible de statuer sur le fait qu'une instabilité peut être graduelle ou brutale.

Pour cela, le programme d'essais doit au moins conduire à l'établissement des rigidités pré-rupture et de la résistance ultime des roches des zones que l'on retrouve autour de l'excavation, de part et d'autre de la frontière. Ces propriétés sont requises pour procéder à l'analyse de stabilité. L'obtention de la rigidité post-pic pose cependant quelques difficultés. En effet, cela nécessite l'utilisation d'une presse de rigidité supérieure à la rigidité post-pic de la roche testée, opération difficile lorsque la roche a un comportement très fragile. Même les presses asservies ne permettent pas toujours de bien suivre le comportement post-rupture des roches très fragiles.

L'utilisation des propriétés mécaniques des roches déterminées en laboratoire pour estimer celles de portions de massifs rocheux, fait appel à des modèles d'extrapolation. Dans le cas du module de rigidité pré-pic, plusieurs modèles empiriques basés sur la classification géomécanique de Bieniawski (1973, 1984) ont été proposés. Mentionnons à cet égard ceux de Bieniawski (1978), de Serafim et Pereira (1983) et de Nicholson et Bieniawski (1990). Ce sont ceux suggérées pour l'application de la méthode ERP.

Pour un pilier de mine, les effets d'échelle et de géométrie combinés devraient être considérés; ceux-ci affectent la résistance ultime et les propriétés de déformation pré- et post-pic. Ces effets peuvent être introduits dans la relation contrainte-déformation à l'aide de classifications géomécaniques (e.g., Särkkä, 1984) ou de relations empiriques (e.g., Bieniawski, 1975; Barron et Yang, 1992).

L'analyse de stabilité consiste à calculer les contraintes dans les portions de massifs rocheux se situant à proximité de l'excavation, et de les comparer à la résistance de ces mêmes portions. Si les contraintes dépassent en grandeur la résistance disponible, on considère qu'il y a instabilité.

Les analyses de stabilité des excavations requièrent la connaissance des propriétés résistantes des portions de massifs rocheux impliquées. Il est alors généralement avantageux d'exprimer ces dernières sous forme d'une expression mathématique appelée courbe-enveloppe (ou critère) de rupture. Il existe un grand nombre de ces équations (e.g., Lade, 1993; Aubertin et Simon, 1996), mais celle qui semble être actuellement la plus utilisée dans l'industrie minière est l'équation proposée par Hoek et Brown (1980) et ses versions mises à jour (Hoek et Brown, 1988; Hoek et al., 1995).

Par ailleurs, si l'analyse de stabilité a démontré la possibilité de rupture de la structure étudiée, l'ingénieur doit alors déterminer l'étendue de la zone de rupture. Une analyse élastique ne permet pas de déterminer cette zone car ce type d'analyse permet le chargement du matériau au-delà de sa résistance ultime. Pour déterminer la zone de rupture, plusieurs approches peuvent être utilisées. Par exemple, on peut enlever dans le modèle numérique, en analyse élastique, les éléments ayant dépassé leur résistance au pic (l'excavation devient donc l'excavation plus la zone ayant un facteur de sécurité inférieur à 1.0). On répète alors les analyses jusqu'à ce qu'un équilibre soit atteint. On peut également réaliser des analyses dans lesquelles on attribue au matériau instable des propriétés résiduelles (e.g., Hoek et al., 1995;). Plus de détails sur cette dernière méthode sont donnés au chapitre 5.

4.5 COMPARAISON DES RIGIDITÉS

À ce stade de développement de la méthodologie, cette étape ne s'applique que lorsqu'il y a instabilité pour les excavations susceptibles aux coups de terrain de type II. Divers cas particuliers sont présentés dans ce qui suit.

4.5.1 Cas des piliers de mine

L'approche suivante a été proposée pour évaluer la rigidité équivalente post-pic d'un pilier instable. Celle-ci est basée sur l'hypothèse voulant que les piliers de mines moyennement profondes soient en compression uniaxiale, tel que postulé avec les théories dites des charges totales (e.g., Hoek et Brown, 1980; Coates, 1981; Brady et Brown, 1992) ou avec la théorie de chargement des piliers proposée par Coates (1965, 1981). Dans ce cas, la rigidité équivalente pré-pic d'un pilier dont l'une des dimensions de la section droite est grande par rapport à l'autre (état de déformation plane) est, pour une tranche d'épaisseur unitaire (Gill et Aubertin, 1988):

$$k_{pr} = \frac{E_m B}{H(1-\nu^2)} \quad (F/L) \quad (4.1)$$

où E_m est le module de déformation à l'échelle du massif en phase pré-pic, ν est le coefficient de Poisson, B est la largeur du pilier et H sa hauteur. Mentionnons que les unités de la rigidité équivalente du pilier sont exprimées en force par unité de longueur (i.e., F/L en: livres par pouce ou méganewton par mètre).

La rigidité équivalente post-pic (k'_{pr}) du pilier peut se déduire de l'équation précédente en remplaçant E_m par le module de déformation post-pic du massif E'_m . Si la rigidité post-pic de la roche (et du massif) n'est pas connue, il est possible d'utiliser des relations empiriques telles que celles proposées par Brady et Brown (1981) ou Aubertin et al. (1994a, 1994b; voir aussi Simon et al., 1994).

Il existe cependant une incertitude quant à la valeur réelle du module post-pic à l'échelle du massif. Il est postulé ici que ce module suit la même loi d'échelle que le module pré-pic. Seules des études de cas peuvent servir à valider cette hypothèse. Notons que les rétro-analyses présentées au chapitre 5 ont servies à justifier partiellement cette hypothèse.

Pour estimer la rigidité équivalente des épontes, il est suggéré de procéder à des analyses de contraintes par méthode numérique, suivant la procédure décrite par Hoek et Brown (1980) pour obtenir les lignes caractéristiques de la méthode convergence-confinement appliquée au design de piliers. La méthode de design de pilier proposée par Gill et al. (1994; Gill et Leite, 1995) pourrait également être utilisée.

Pour illustrer l'approche de Hoek et Brown (1980), considérons un arrangement chambres-pilier symétrique tel que montré à la figure 4.4, soit une section suivant l'axe du pilier et les chambres adjacentes. Une contrainte uniforme σ_p est appliquée au pilier. L'analyse est répétée pour différentes valeurs de σ_p et dans chaque cas, on calcule le déplacement Δ des points A-A' mesuré suivant l'axe du pilier. Les résultats sont utilisés pour tracer le graphique de $B*\sigma_p$ en fonction de Δ (figure 4.4b). Il peut être démontré que la pente de la courbe représente la rigidité équivalente pré-pic des épontes (k_e en F/L). Celle-ci dépend alors des propriétés du matériau et de la géométrie du pilier et des excavations.

Pour des piliers de sections droite équidimensionnelle, une solution analogue à la précédente peut être obtenue en considérant que le pilier est soumis à un état de contraintes planes. On peut alors démontrer que, pour une relation contrainte-déformation idéalisée (i.e. parfaitement élastique), la rigidité pré-pic du pilier k_{pr} est donnée par (Gill et al., 1993):

$$k_{pr} = \frac{E_m A}{H} \quad (\text{F/L}) \quad (4.2)$$

où E_m est la rigidité pré-pic du massif dans le pilier, A est l'aire de la section droite, et H est la hauteur du pilier. Ici également, on pourrait postuler que la rigidité post-pic k'_r peut être obtenue en utilisant E'_m , la rigidité post-pic du massif dans l'équation 4.2.

La détermination de la rigidité équivalente des épontes k_e peut ici se faire comme précédemment en exécutant toutefois une analyse tridimensionnelle (ou en 2D mais en utilisant un facteur de correction tel que présenté à la section 5.2.2). Pour un pilier donné, un graphique de $A\sigma_p$ en fonction de Δ est établi; la pente de la droite représente la rigidité équivalente des épontes.

Si la rupture du pilier a été prévue lors de l'analyse de stabilité, la comparaison doit se faire entre k'_{pr} et k_e . Si k'_{pr} est plus grand (en valeurs absolues) que k_e , il y a potentiel de coups de terrain lors de l'instabilité.

4.5.2 Rupture à la paroi des excavations

Pour les autres structures rocheuses, une approche similaire à celle décrite pour les piliers est recommandée. Il s'agit ici de remplacer la portion du massif par des forces fictives P_i appliquées sur les faces opposées de la section correspondant à la zone de rupture tel que montré à la figure 4.5, et de mesurer la convergence Δ entre les points A-A'. L'analyse est répétée pour différentes valeurs de P_i et la pente de la courbe du graphe de $B*P_i$ en fonction de Δ donne la rigidité équivalente k_e du massif entourant l'instabilité.

Lors des analyses de stabilité de routine en contrôle de terrain, les critères de rupture employés ne font souvent appel qu'aux contraintes principales extrêmes (σ_1 et σ_3); il est alors postulé que la contrainte principale intermédiaire (σ_2) n'a aucun effet sur la rupture. À la frontière de l'excavation, la valeur de la contrainte principale mineure (σ_3) est nulle; à la limite supérieure de la zone de rupture, celle-ci est suffisamment petite (en première approximation) pour être négligée. En tenant compte de ces simplifications, la portion de massif rocheux près de la paroi de l'excavation amenée à la rupture peut être considérée comme un élément structural soumis à un état de contrainte uniaxial (figure 4.6). La rigidité post-pic de la portion de massif instable peut alors être évaluée, pour une tranche unitaire, de façon similaire aux piliers (Gill et Aubertin, 1988; Gill et al., 1993):

$$k'_{pr} = \frac{E'_m B}{H(1-\nu^2)} \quad (4.3)$$

où E'_m est le module post-pic du massif rocheux, B et H sont respectivement la largeur et la hauteur de la zone de rupture (voir figure 4.6) et ν est le coefficient de Poisson.

La comparaison des rigidités se fait donc entre $|k'_{pr}|$ et $|k_e|$. Si $|k'_{pr}| > |k_e|$, il y a alors potentiel de coups de terrain. Dans le cas contraire, la rupture sera graduelle. Des exemples de l'application de la méthode dans un tel contexte sont présentés dans Simon (1992), Simon et al. (1993), Aubertin et al. (1997) et au chapitre 5 de ce guide.

Par ailleurs, comme certaines incertitudes peuvent exister lors de l'évaluation des différentes rigidités, il peut être avantageux de comparer celle-ci sous forme relative en effectuant des analyses de sensibilité (ou analyses paramétriques). Pour faciliter la comparaison des rigidités, on définit le rapport de potentiel de coups de terrain BPR ("Bursting Potential Ratio") comme étant la rigidité post-pic de la zone instable sur la rigidité équivalente de la zone avoisinante, soit (Simon et al., 1995):

$$\text{BPR} = \left| \frac{k'_{pr}}{k_e} \right| \quad (4.4)$$

Si la valeur de BPR est largement supérieure à l'unité, cela indiquerait sans aucun doute un potentiel de coup de terrain, alors qu'une valeur proche de 1.0 pourrait demander des investigations supplémentaires (telle que la détermination en laboratoire du module post-pic ou une meilleure approximation des dimensions de la zone instable par exemple).

D'autre part, à partir des considérations énergétiques développées au chapitre 2, il a été montré que l'énergie excédentaire E_x maximale disponible pour le coup de terrain est donné par l'équation (2.7):

$$E_{x(\max)} = \frac{(C_0)_{\text{massif}}^2 A^2}{2 k_e}$$

où $(C_0)_{\text{massif}}$ est la résistance en compression uniaxiale à l'échelle du massif et A est l'aire d'application de la contrainte principale. Si le critère de Hoek et Brown (1980, 1988) est utilisé pour définir la résistance du massif rocheux, alors la résistance en compression uniaxiale à l'échelle du massif est donnée par:

$$(C_0)_{\text{massif}} = \sqrt{s} C_0 \quad (4.5)$$

où s est un paramètre du critère et C_0 est la résistance en compression uniaxiale d'une éprouvette de roche déterminée en laboratoire. En combinant les deux dernières équations on obtient:

$$E_{x(\max)} = \frac{s (C_0)^2 A^2}{2 k_e} \quad (4.6)$$

Plusieurs informations peuvent être déduites de l'équation (4.6):

- l'énergie disponible est fortement influencée par la résistance en compression uniaxiale de la roche et par les dimensions de la zone de rupture;
- plus le massif rocheux a une valeur de classification géomécanique élevée (e.g., RMR ou Q), plus l'énergie disponible sera grande ($s = 1$ pour RMR = 100; et s diminue si RMR diminue); et
- Plus la valeur k_e (la rigidité équivalente du massif) sera petite, plus la rupture risque d'être violente si $k'_{pr} > k_e$.

La figure 4.7 montre l'influence de ces paramètres sur l'énergie excédentaire. Notons que le paramètre montrant la plus grande variation dans le massif est le paramètre s du critère de rupture de Hoek et Brown (plage usuelle: 0.001 à 1.0). Celui-ci étant déterminé à partir de la cote géomécanique RMR (Hoek et Brown, 1980, 1988), la variation de la cote amène donc une grande variation de l'énergie excédentaire disponible.

4.6 DISCUSSION

Lors de l'élaboration de la méthode ERP, les auteurs ont basé le développement sur le principe que l'ingénierie de routine pour le design de structures rocheuses devrait inclure l'évaluation du potentiel de coups de terrain. La méthode ERP est un outil relativement facile d'usage. Toutefois, il est de l'avis des auteurs qu'un plus grand nombre de rétro-analyses doivent être réalisées avant de pouvoir considérer la méthode comme entièrement validée, notamment en raison des incertitudes qui existent sur la façon d'obtenir les propriétés post-pic de la roche et du massif rocheux.

Dans ce rapport, les auteurs ne discutent pas en détail des solutions disponibles pour les cas où la structure présente un potentiel de coups de terrain. La littérature traitant du sujet est abondante. Le lecteur intéressé peut se référer aux travaux de Hedley (1992) ou de Kaiser et al. (1996b) qui discutent particulièrement du problème dans les mines canadiennes.

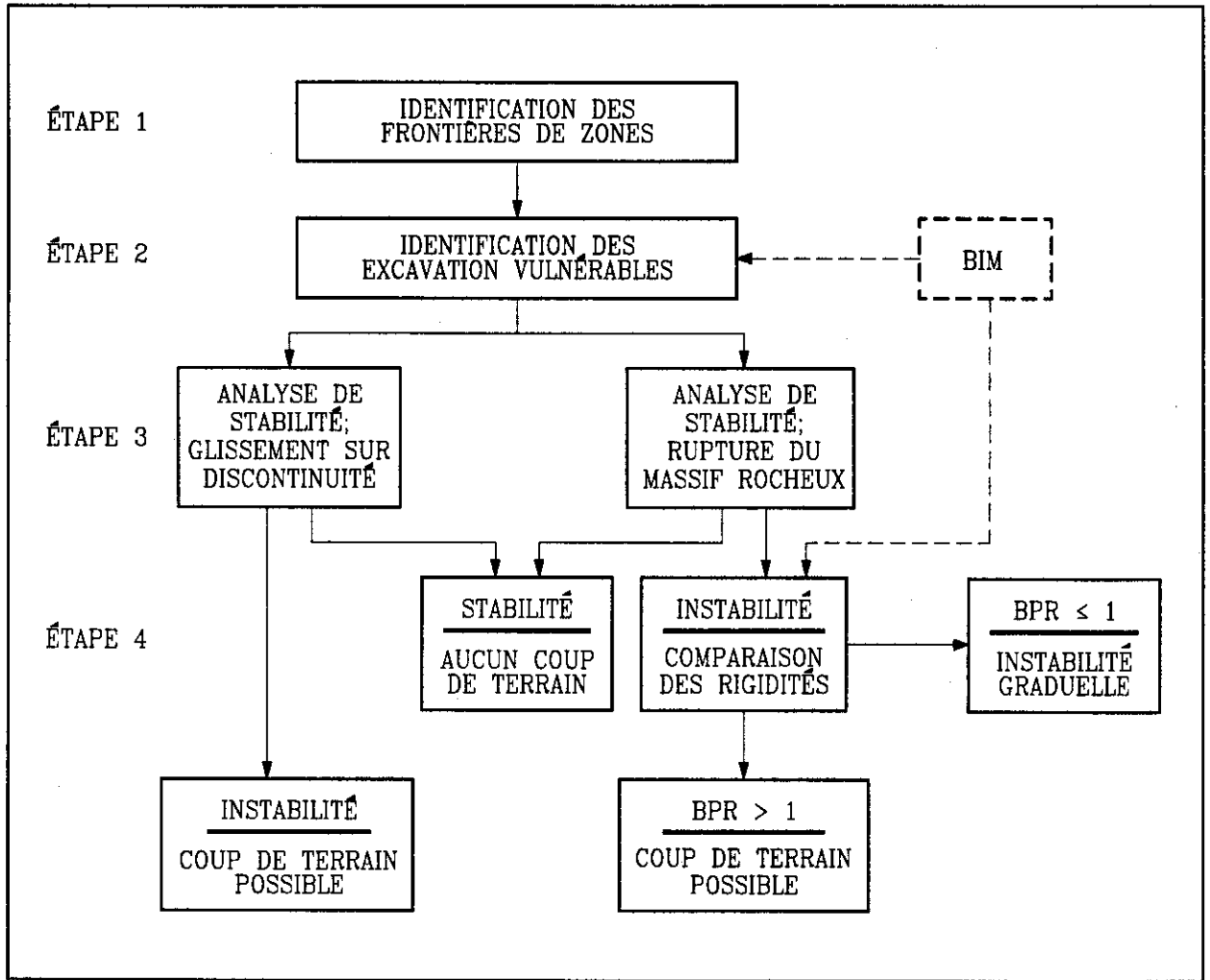


Figure 4.1: Diagramme logique de la méthode ERP et utilisation possible du BIM (modifiée de Gill et Aubertin, 1988).

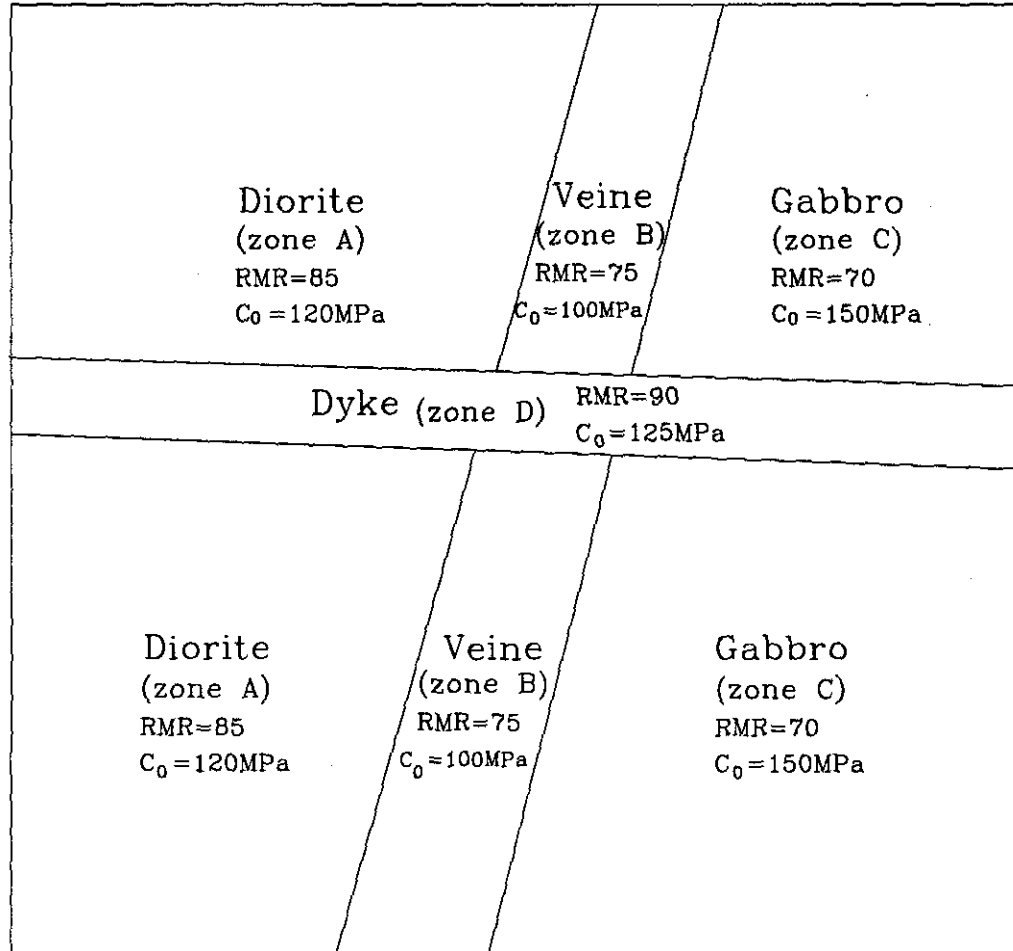


Figure 4.2: Exemple simplifié d'un résultat d'un zonage.

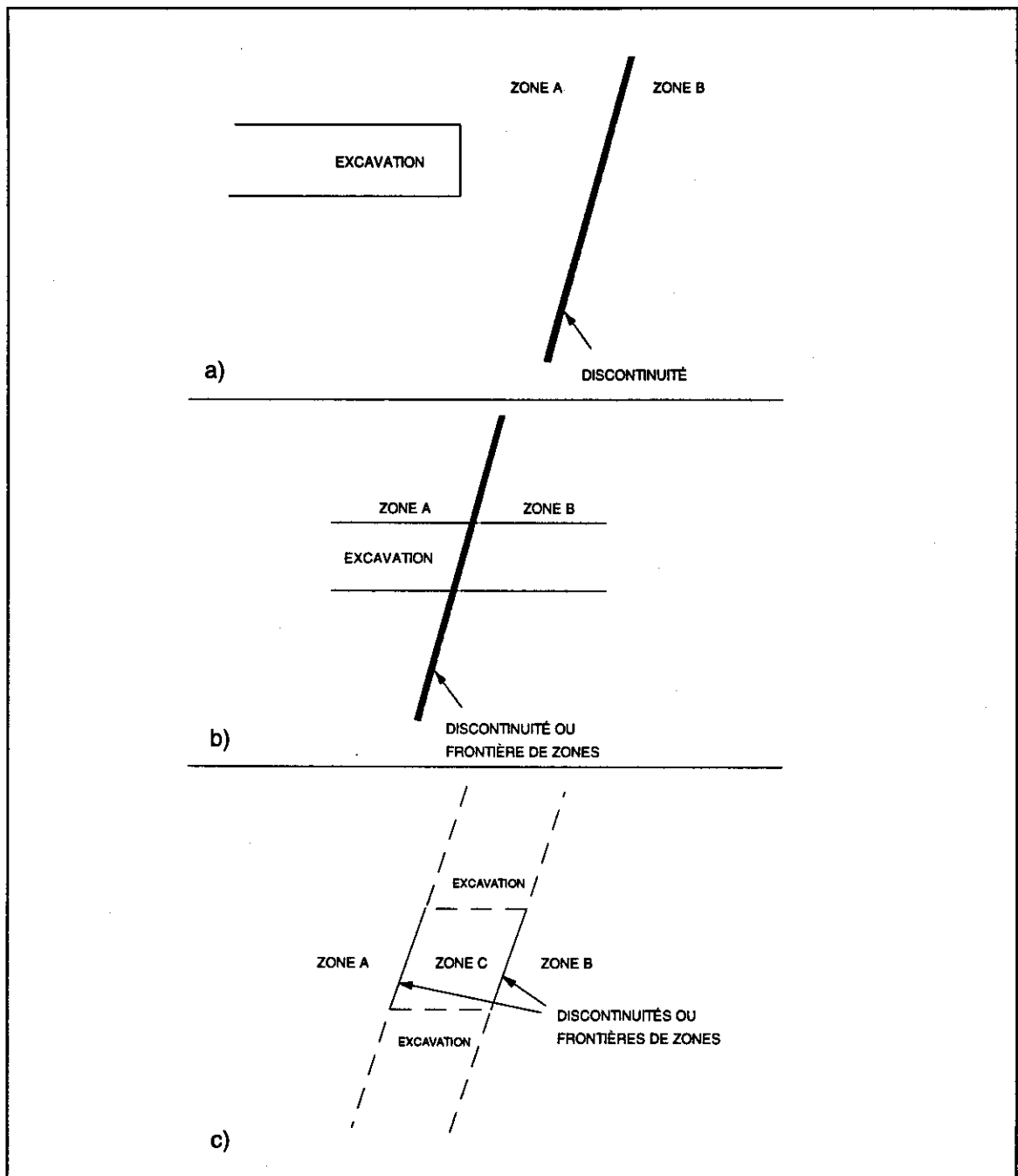


Figure 4.3: Excavations vulnérables: a) Excavation qui s'approche d'une discontinuité géologique majeure; potentiel de coups de terrain de type I. b) Excavation qui recoupe une discontinuité géologique ou une frontière de zones; potentiel de coups de terrain de type I ou de type II. c) Excavation qui suit une ou plusieurs discontinuités géologiques ou frontières de zones; potentiel de coups de terrain de type II (d'après Gill et Aubertin, 1988).

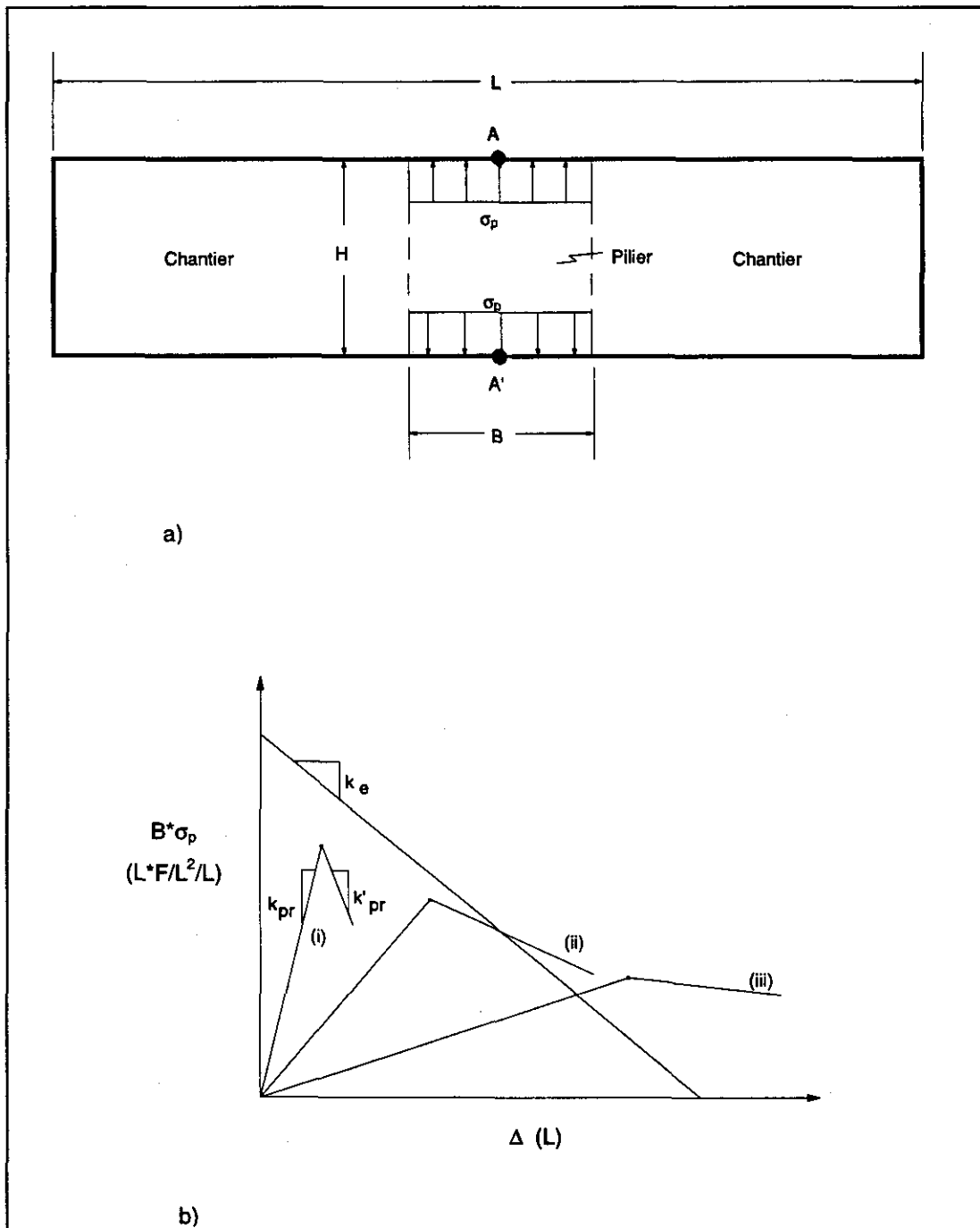


Figure 4.4: a) Modèle utilisé pour évaluer la rigidité équivalente des épontes d'une excavation (d'après Hoek et Brown, 1980). b) Diagramme force-convergence utilisé pour statuer sur la nature de la rupture des piliers; (i) rupture violente; (ii) rupture graduelle; (iii) pas de rupture (d'après Starfield et Fairhurst, 1968).

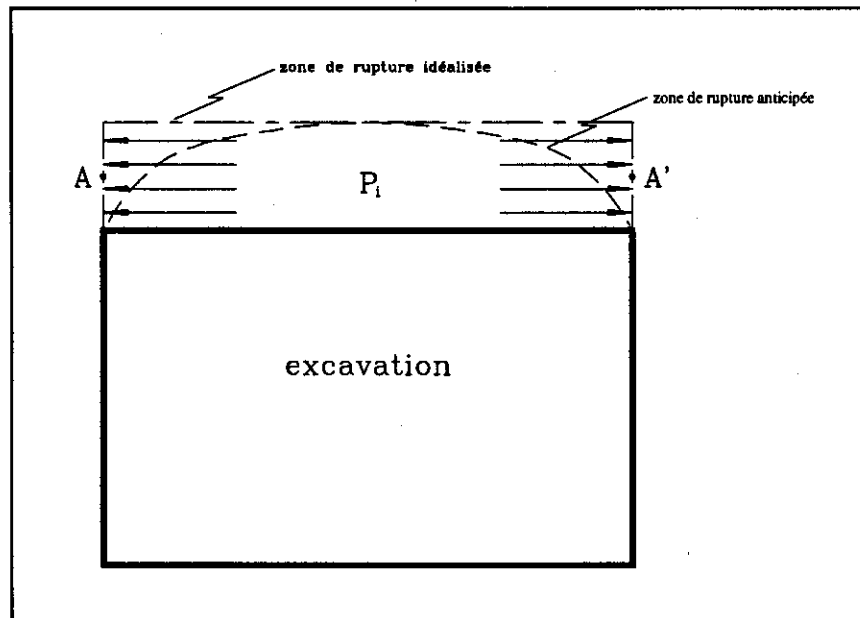


Figure 4.5: Modèle utilisé pour estimer la rigidité équivalente du massif rocheux stable.

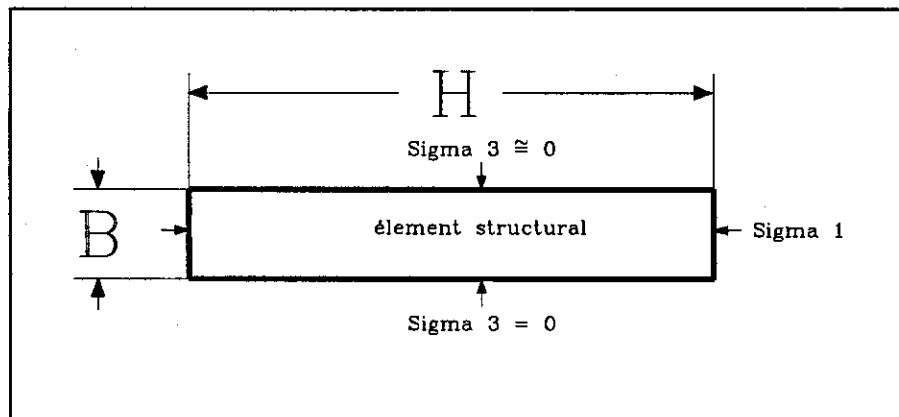


Figure 4.6: Élément structural soumis à la compression uniaxiale (d'après Simon et al., 1995).

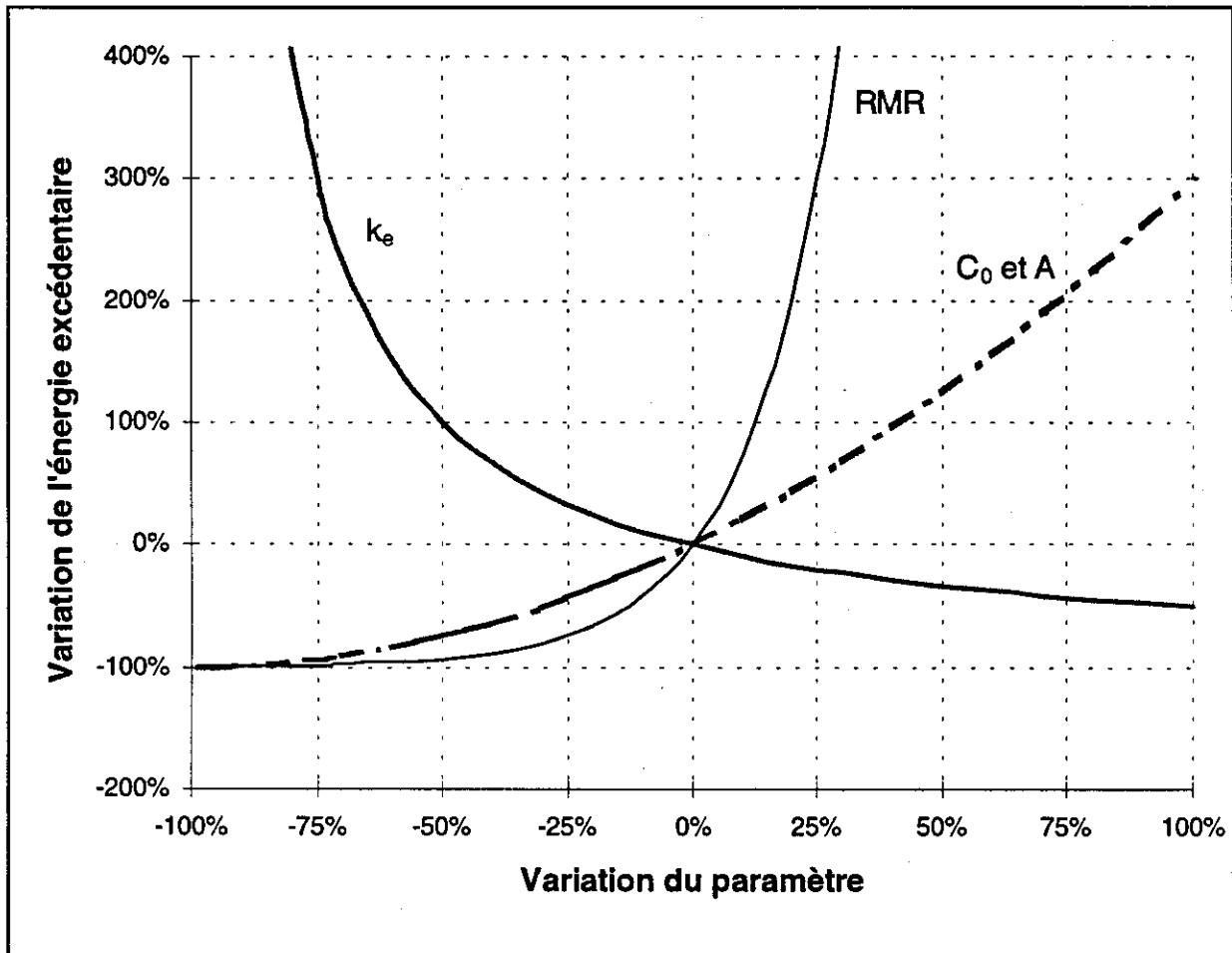


Figure 4.7: Variation de l'énergie excédentaire en fonction de la variation des paramètres géomécaniques (les autres étant gardés constants); k_e = rigidité du massif autour de la zone d'instabilité, C_0 = résistance en compression uniaxiale déterminée en laboratoire, A = aire d'application de la contrainte principale et RMR = cote de la classification géomécanique de Bieniawski (1973, 1984).

5. EXEMPLES D'APPLICATION DE LA MÉTHODE ERP

5.1 INTRODUCTION

Le but de ce chapitre est d'illustrer, étape par étape, l'application de la méthode ERP pour l'évaluation du potentiel de coups de terrain à l'aide d'exemples pour des situations de complexités diverses. Le chapitre est divisé en deux parties, la première traite de cas types idéalisés de structures rocheuses. La seconde présente des exemples de rétro-analyses de coups de terrain s'étant produits dans une mine souterraine québécoise.

5.2 APPLICATION À DES CAS TYPES

Quatre cas particuliers sont présentés dans cette section, soit le cas d'un pilier long (ex.: pilier de niveau), le cas d'un pilier de longueur finie (ex.: méthode chambre et pilier), le cas d'un chantier unique et le cas d'une galerie s'approchant d'une discontinuité.

5.2.1 Exemple 1: Long pilier

La figure 5.1 montre le cas d'un pilier de niveau situé entre deux chantiers. Ce genre de structure est typique des gisements subverticaux de faible épaisseur. Dans ce type de gisement, il est courant de retrouver des piliers entre deux chantiers (remblayés ou non) lorsque le chantier supérieur a été miné en premier (pour des impératifs de production). Notons que ce cas s'applique également aux chantiers inclinés.

Pour pouvoir évaluer la stabilité, plusieurs propriétés des matériaux doivent être connues: les propriétés de déformation élastique (module de Young E et coefficient de Poisson ν), les propriétés de résistance mécanique (résistance en compression uniaxiale C_0 de la roche intacte, les paramètres de la courbe enveloppe du massif rocheux m et s de Hoek et Brown, 1980, 1988), et la classification géomécanique des massifs (e.g., cote RMR). De plus, la modélisation numérique nécessite la connaissance des contraintes préalables.

Pour cet exercice, les valeurs des propriétés de la roche intacte du tableau 5.1 sont utilisées.

Tableau 5.1: Propriétés de la roche intacte pour les trois zones.

Propriétés	Éponte A	Zone minéralisée	Éponte B
E (GPa)	50	70	60
ν	0.30	0.25	0.35
C_0 (MPa)	175	200	160
m_i	15	10	12
s	1.0	1.0	1.0
BIM	1.40	1.20	1.35

où E est le module de déformation déterminé en laboratoire, ν est le coefficient de Poisson, C_0 est la résistance en compression uniaxiale d'une éprouvette de roche, m_i et s sont les paramètres du critère de rupture de Hoek et Brown (1980, 1988) pour la roche intacte.

Des effets d'échelle doivent être considérés pour la transposition au massif rocheux des propriétés déterminées en laboratoire. Pour déterminer le module de déformation à l'échelle du massif (E_m), la relation empirique proposée par Nicholson et Bieniawski (1990) peut être utilisée. Celle-ci est donnée par:

$$\frac{E_m}{E} = \left[0.0028 (\text{RMR})^2 + 0.9 e^{\{\text{RMR}/22.82\}} \right] + 100 \quad (5.1)$$

où RMR est la valeur de la classification géomécanique RMR ("Rock Mass Rating") telle que proposée par Bieniawski (1973, 1984).

Pour un massif dont la structure n'a pas été affectée par le sautage, les paramètres du critère de rupture à l'échelle du massif (m et s) peuvent être estimés à l'aide des relations suivantes (Hoek et Brown, 1988; Hoek et al., 1995):

$$m = m_i e^{\left[\frac{\text{RMR}-100}{28} \right]} \quad (5.2)$$

$$s = e^{\left[\frac{\text{RMR}-100}{9} \right]} \quad (5.3)$$

L'influence de la cote RMR sur l'évolution de la valeur de ces paramètres est montrée à la figure 5.2.

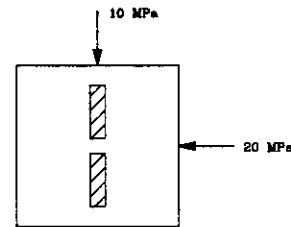
Les propriétés géomécaniques à l'échelle du massif sont présentés au tableau 5.2.

Tableau 5.2: Propriétés du massif pour les trois zones.

Propriétés	Éponte A	Zone minéralisée	Éponte B
RMR	80	90	85
E_m (GPa)	23.9	48.4	34.5
ν	0.30	0.25	0.35
m	7.3	7.0	7.0
s	0.1084	0.3292	0.1889

Les contraintes préalables (ou pré-minage) à la profondeur des excavations étudiées sont de:

$$\begin{aligned}\sigma_v &= 10 \text{ MPa} \\ \sigma_{h1} &= 20 \text{ MPa perpendiculaire aux chantiers} \\ \sigma_{h2} &= 15 \text{ MPa dans l'axe du gisement}\end{aligned}$$



où σ_v est la contrainte verticale et σ_{h1} , σ_{h2} sont les contraintes horizontales. Ces contraintes ont été déterminées soit par des mesures réalisées sur le site ou estimées par une approximation basée sur les travaux de Herget (1987) pour le Bouclier canadien ou de Arjang (1996) pour les massifs rocheux de la région de l'Abitibi.

Dans ce qui suit, chaque étape de la méthode ERP est appliquée afin d'illustrer la méthodologie à suivre.

- Zonage

Le massif rocheux de la figure 5.1 peut être divisé en trois zones soit les deux épontes et la zone minéralisée. Les épontes peuvent être constituées de matériaux différents ou identiques. Dans le cas présent, les matériaux des épontes sont différents. Les frontières de zones sont les limites de la zone minéralisée.

- Identification des excavations vulnérables

La structure de la figure 5.1 est une excavation vulnérable, car elle longe les frontières de zones soit les limites de la zone minéralisée (voir section 4.3). De plus, la valeur du BIM de la roche formant le pilier est inférieure à 1.20, qui est une valeur critique (voir section 3.1.2).

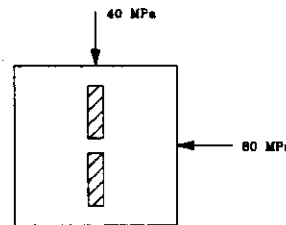
- Analyse de stabilité

Pour évaluer la stabilité du pilier, un modèle numérique doit être construit afin d'évaluer les contraintes induites autour des excavations. Puisque le chantier est long par rapport à ses autres dimensions, un modèle 2D peut être utilisé. Pour la modélisation, le logiciel PHASES (version 2.37; Hoek et al., 1994) est utilisé. Notons que plusieurs autres logiciels de modélisation pourraient être employés.

Les dimensions de la section des excavations sont de 2 x 7 unités (mètres, pieds, etc.) et la section du pilier est de 2 x 2 unités. La longueur des chantiers est considérée comme longue par rapport à leurs autres dimensions. La figure 5.3 montre le modèle construit avec le logiciel PHASES. La figure 5.4 montre les isocontours des contraintes principales obtenues. La figure 5.5 montre les isocontours du facteur de sécurité obtenus selon le critère de rupture de Hoek et Brown (1980, 1988). On peut voir sur cette dernière figure que le pilier est stable, car le facteur de sécurité est supérieur à 1.0. En se référant à la méthode ERP (figure 4.1), on conclut qu'il n'y a pas de potentiel de coups de terrain pour cette structure.

On pourrait également évaluer la même situation à plus grande profondeur. Si on considère que les contraintes préalables à une plus grande profondeur sont de:

- $\sigma_v = 40 \text{ MPa}$
- $\sigma_{h1} = 80 \text{ MPa}$ perpendiculaire aux chantiers
- $\sigma_{h2} = 60 \text{ MPa}$ dans l'axe du gisement



alors l'analyse de stabilité (figure 5.6) montre l'apparition d'une zone d'instabilité de chaque côté du pilier. Il est important de noter que la zone instable ainsi obtenue à l'aide d'une analyse élastique ne représenterait pas la zone réelle de rupture mais plutôt une zone de dimension minimale. Pour obtenir l'ampleur de la zone de rupture de façon plus réaliste, on peut procéder à une analyse post-pic où des propriétés résiduelles seront données au massif lorsque la contrainte dépasse la résistance au pic (e.g., Hoek et al., 1995). Alternativement, Hoek et Brown (1980) suggèrent, dans le cas de piliers, de calculer un facteur de sécurité moyen sur tout le pilier à partir de l'analyse élastique. Si la valeur moyenne est inférieure à l'unité, alors on peut considérer que tout le pilier est instable. Ces deux approches ont été utilisées et il appert que le pilier entier serait instable.

À nouveau, il est important de souligner que les propriétés du massif rocheux (e.g., E, C₀, RMR) présentent usuellement une grande variabilité dans l'espace. Il peut alors être nécessaire

d'effectuer des analyses de sensibilité (ou paramétriques) afin de couvrir les plages de valeurs anticipées des propriétés.

Comme on a ici obtenu que le pilier est instable, la prochaine étape consiste à effectuer une comparaison des rigidités (figure 4.1).

- Comparaison des rigidités

L'approche proposée pour évaluer les rigidités est décrite à la section 4.5.1. La comparaison doit se faire entre la rigidité équivalente des épontes de chaque coté du pilier et la rigidité post-pic du pilier. Si cette dernière est supérieure, en valeurs absolues, à la rigidité des épontes, il y aurait potentiel de coups de terrain (soit un BPR > 1). Dans le cas contraire, la rupture serait graduelle.

Pour évaluer la rigidité équivalente des épontes, on remplace le pilier par des contraintes fictives (P_i) appliquées à la paroi, tel qu'illustré à la figure 5.7. On mesure alors le déplacement U_x des points centraux du pilier (A-A'). On répète ensuite l'analyse pour différentes valeurs de la contrainte fictive. On peut ensuite tracer le graphe de $B \cdot P_i$ en fonction du déplacement total entre les deux points centraux (où B est la longueur d'application de la contrainte). La pente de ce graphe représente alors la rigidité équivalente des épontes. Bien que deux points sur ce graphe soient suffisants pour déterminer la pente, il est préférable d'en obtenir au moins trois afin de s'assurer de la linéarité de la courbe (une courbe non-linéaire signifiant un problème avec la modélisation).

Pour le cas étudié, quatre analyses ont été réalisées avec des contraintes appliquées variant de 0 à 100 MPa. Le tableau 5.3 montre le résultat des analyses. La figure 5.8 montre le graphe obtenu à partir de ces résultats.

Tableau 5.3: Évaluation de la rigidité équivalente des épontes

P_i (MPa)	$B \cdot P_i$ (MN/m)	Déplacement U_x		Convergence (m)	Pente (MPa)
		Éponte A	Éponte B		
0	0	0.0476	-0.0354	0.0830	—
10	20	0.0458	-0.0342	0.0800	-6702
50	100	0.0388	-0.0293	0.0681	-6702
100	200	0.0301	-0.0231	0.0532	-6702

Si on multiplie ensuite la pente obtenue par une épaisseur unitaire (1 m), la rigidité équivalente des épontes $|k_e|$ est donc de 6.7 GN/m.

La rigidité post-pic du pilier k'_{pr} peut être estimé par l'équation (4.1) soit:

$$k'_{pr} = \frac{E'_m B}{H(1-\nu^2)}$$

où E'_m est le module de déformation post-pic équivalent à l'échelle du massif, B et H sont respectivement la largeur et la hauteur du pilier et ν est le coefficient de Poisson. Si l'on postule que le module de déformation post-pic du massif suit la même loi d'échelle que le module pré-pic, alors E'_m est obtenu par l'équation (5.1) en remplaçant E par E' , le module post-pic obtenu lors d'un essai de compression uniaxiale.

Dans le cas étudié, on estime que le module post-pic (obtenu soit en laboratoire ou soit à l'aide de relation empirique telle que celle proposée par Aubertin et al., 1994a, 1994b; voir section 3.1.2) est de 70 GPa, alors $E'_m = 48.4$ GPa, et:

$$\begin{aligned} k'_{pr} &= \frac{E'_m B}{H(1-\nu^2)} = \frac{48.4 \text{ GPa} \times 2 \text{ m}}{2 \text{ m} (1-0.25^2)} \times 1 \text{ m (épaisseur unitaire)} \\ &= 51.6 \text{ GN/m} \end{aligned}$$

On calcule ensuite l'indice BPR (voir section 4.5.2) donné par le rapport des rigidités (équation 4.4):

$$\text{BPR} = \left| \frac{k'_{pr}}{k_e} \right| = \left| \frac{51.6}{6.7} \right| = 7.7 > 1.0$$

Comme la valeur du BPR est nettement supérieure à 1, il y aurait donc un potentiel de coups de terrain pour le pilier de l'exemple 1 (figure 4.1).

5.2.2 Exemple 2: Pilier de longueur finie

Dans certains gisements subhorizontaux, il est courant de retrouver des piliers ayant des dimensions finies. Une méthode de minage qu'on retrouve régulièrement associée à ce type de gisement est la méthode chambre-et-pilier. La figure 5.9 illustre une telle situation avec un pilier unique situé au milieu du chantier.

Les dimensions du pilier étudié sont de 4 x 4 unités (pi, m, etc.) par 10 unités de hauteur. Le chantier a une surface de 24 x 24 unités par 10 unités de hauteur.

- Zonage

Le massif rocheux de la figure 5.9 peut être divisé en trois zones, soit les portions au-dessus et sous le chantier et la zone minéralisée. Le toit et le plancher peuvent être constituées de matériaux différents ou identiques. Dans le présent exemple, les matériaux sont identiques. Les frontières de zones sont les limites de la zone minéralisée. Dans le chantier, les frontières sont représentées par le toit et le plancher de l'excavation.

- Identification des excavations vulnérables

La structure de la figure 5.9 est une excavation vulnérable car elle longe les frontières de zones (voir section 4.3).

- Analyse de stabilité

Les propriétés des matériaux sont données au tableau 5.4.

Tableau 5.4: Propriétés de la roche et du massif rocheux pour les deux zones.

Propriétés	Épentes	Zone minéralisée
E (GPa)	50	70
ν	0.30	0.25
C_0 (MPa)	250	120
m_i	15	10
s	1.0	1.0
BIM	1.25	1.15
RMR	85	90
E_m (GPa)	34.5	48.4
m	7.0	7.0
s	0.1889	0.3292

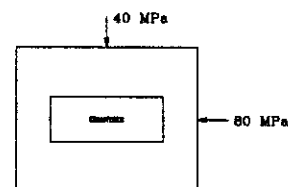
où les propriétés à l'échelle du massif ont été déterminées à l'aide des équations (5.1) à (5.3).

Les contraintes préalables dans cette région sont évaluées à:

$$\sigma_v = 40 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{h1} = 80 \text{ MPa dans le plan du modèle}$$

$$\sigma_{h2} = 60 \text{ MPa (hors plan)}$$



Pour évaluer la stabilité du pilier, un modèle numérique doit être construit afin d'évaluer les contraintes induites autour des excavations. Étant donné la géométrie de la structure, le cas se prête mal à la modélisation 2D et un modèle 3D devrait être construit.

Il est toutefois possible de modéliser cette situation en 2D en modifiant les caractéristiques du modèle. La figure 5.10a montre la situation réelle à modéliser, où la section longitudinale serait la géométrie du modèle. Cependant, la situation représentée par le modèle 2D sera la situation présentée à la figure 5.10b où le pilier est considéré comme ayant la même longueur que le chantier. Les contraintes générées dans le pilier avec le modèle 2D seraient donc inférieures aux contraintes réelles puisque le pilier modélisé a une plus grande aire (A_2) que celle du pilier réel (A_1). Pour simuler la concentration de contrainte réelle, une stratégie pouvant être adoptée est de modifier le module de déformation du pilier par le ratio des aires de la façon suivante:

$$E_{\text{pilier}} = E_m \frac{A_2}{A_1} \quad (5.4)$$

où E_{pilier} est le module de déformation du pilier dans le modèle, E_m est le module de déformation du matériau du pilier à l'échelle du massif, A_1 et A_2 sont les aires représentées à la figure 5.10. Simon et al. (1993) ont montré que cette stratégie menait à des résultats de contraintes induites proches de ceux obtenus à l'aide d'un modèle 3D basé sur la géométrie réelle.

Ainsi, dans le cas étudié, le module de déformation du pilier utilisé dans le modèle 2D devient:

$$E_{\text{pilier}} = E_m \frac{A_2}{A_1} = 48.4 \text{ GPa} \times \frac{24 \times 4}{4 \times 4} = 290.4 \text{ GPa}$$

La figure 5.11 montre le modèle 2D créé à l'aide du logiciel PHASES. La figure 5.12 montre les isocontours des contraintes principales obtenues à partir des calculs faits avec PHASES. Notons que des vérifications réalisées par les auteurs avec un modèle 3D ont montré que la différence entre les contraintes générées par les modèles 2D et 3D sont inférieures à 5% au centre du pilier et 10% à la frontière du pilier et des épontes pour le cas de l'exemple 2.

La figure 5.13 montre le facteur de sécurité selon le critère de rupture de Hoek et Brown (1980, 1988). On peut remarquer la présence d'une zone d'instabilité dans le pilier (facteur de sécurité inférieur à 1.0). De la même façon que dans l'exemple 1, on peut procéder à une analyse post-pic ou calculer un facteur de sécurité moyen sur tout le pilier. Ces deux méthodes ont été utilisées et il appert que le pilier entier serait instable.

- Comparaison des rigidités

Puisque la structure est instable, l'étape subséquente est d'effectuer une comparaison des rigidités (voir figure 4.1). La façon d'obtenir la rigidité équivalente des épontes est similaire à celle présentée dans la section précédente (voir également la section 4.5.1) à la différence que le graphe tracé est de $A * P_i$ en fonction de la convergence (plutôt que $B * P_i$) où A est l'aire du pilier. Le tableau 5.5 présente les résultats obtenus lors de ces analyses. La figure 5.14 montre le graphe obtenu.

Tableau 5.5: Évaluation de la rigidité équivalente des épontes

P_i (MPa)	$A * P_i$ (MN)	Déplacement U_y		Convergence (m)	Pente (GN/m)
		Toit	Plancher		
0	0	-0.0235	0.0232	0.0467	—
10	160	-0.0213	0.0211	0.0424	-36.7
50	800	-0.0124	0.0125	0.0249	-36.7
100	1600	-0.0014	0.0017	0.0031	-36.7

La rigidité obtenue est donc de 36.7 GN/m. Une correction doit toutefois être apportée à la rigidité obtenue par le modèle 2D, puisque le modèle suppose que la contrainte est appliquée sur toute la longueur du chantier alors qu'en réalité, elle ne doit être appliquée que sur l'aire réelle du pilier. Ainsi, les déplacements obtenus avec le modèle 2D suite à l'application des contraintes fictives (P_i) sont plus grands que les déplacements réels qui seraient obtenus avec un modèle 3D (pour une même valeur de P_i). À partir des développements analytiques pour évaluer le déplacement sous une charge rectangulaire (e.g., Davis et Selvadurai, 1993), on pourrait démontrer que le déplacement dû à la force appliquée au centre de la charge est donné par:

$$U = \frac{4 p_0 (1 - \nu) L}{2\pi G} \left[\sinh^{-1} \left(\frac{B}{L} \right) + \frac{B}{L} \sinh^{-1} \left(\frac{L}{B} \right) \right] \quad (5.5)$$

avec

$$\sinh^{-1} \left(\frac{a}{b} \right) = \ln \left(\frac{a}{b} + \sqrt{1 + \frac{a^2}{b^2}} \right) \quad (5.6)$$

où p_0 est la charge unitaire appliquée, G est le module de rigidité ($G = E/[2(1+\nu)]$), B est la largeur du pilier et L est sa longueur. Donc, on peut appliquer un facteur de correction F_c en se basant sur l'équation (5.5) et la rigidité réelle sera donnée par:

$$(k_e)_{3D} = (k_e)_{2D} F_c = (k_e)_{2D} \frac{L}{d} \frac{\left[\sinh^{-1} \left(\frac{B}{L} \right) + \frac{B}{L} \sinh^{-1} \left(\frac{L}{B} \right) \right]}{\left[\sinh^{-1} \left(\frac{B}{d} \right) + \frac{B}{d} \sinh^{-1} \left(\frac{d}{B} \right) \right]} \quad (5.7)$$

où $(k_e)_{3D}$ est la rigidité qui serait obtenue avec un modèle 3D, $(k_e)_{2D}$ est la rigidité obtenue avec le modèle 2D, B est la largeur du pilier (dimension utilisée dans le modèle 2D), L est la longueur du chantier et d est la longueur du pilier réel. Ainsi, pour le cas étudié, la rigidité équivalente des épontes est:

$$k_e = (k_e)_{3D} = 36.7 \text{ GN/m} \times \frac{24}{4} \frac{\left[\sinh^{-1} \left(\frac{4}{24} \right) + \frac{4}{24} \sinh^{-1} \left(\frac{24}{4} \right) \right]}{\left[\sinh^{-1} \left(\frac{4}{4} \right) + \frac{4}{4} \sinh^{-1} \left(\frac{4}{4} \right) \right]} = 72.5 \text{ GN/m}$$

Les auteurs ont également évalué la rigidité à l'aide d'un modèle numérique 3D et le résultat obtenu est de 73.6 GN/m soit une différence de 2%. Les auteurs ont aussi comparé les rigidités obtenues avec le modèle 2D corrigé versus celles obtenues avec le modèle 3D, et ce, pour diverses longueurs d de pilier. Le résultat de cette comparaison est illustré à la figure 5.15. On remarque que la différence entre les deux approches est très faible avec un coefficient de corrélation $R = 0.9998$. La figure 5.16 présente de façon adimensionnelle la valeur du facteur F_c .

En ce qui a trait à la rigidité post-pic du pilier, elle est donnée par l'équation (4.2):

$$k_{pr}' = \frac{E_m' A}{H}$$

où E_m' est le module de déformation post-pic du pilier à l'échelle du massif, A est l'aire du pilier et H sa hauteur. Le module post-pic de la roche a été déterminé en laboratoire et sa valeur est de 56.5 GPa.

En prenant pour hypothèse que le module post-pic suit la même loi d'échelle que le module pré-pic, l'utilisation de l'équation (5.1) donne $E_m' = 39.1$ GPa, alors:

$$k_{pr}' = \frac{39.1 \text{ GPa} \times 16 \text{ m}^2}{10 \text{ m}} = 62.6 \text{ GN/m}$$

L'indice BPR peut ensuite être évalué par l'équation (4.4):

$$\text{BPR} = \left| \frac{k_{pr}}{k_e} \right| = \left| \frac{62.6}{72.5} \right| = 0.86 < 1.0$$

Puisque la valeur du BPR est inférieure à l'unité, on conclut qu'il n'y a pas de potentiel de coup de terrain pour cette structure et que la rupture serait graduelle (voir figure 4.1). Toutefois, comme la valeur de BPR est relativement proche de 1, on devrait en pratique réaliser une analyse plus détaillée comprenant une étude paramétrique.

5.2.3 Exemple 3: Chantier unique (rupture à la paroi d'une excavation)

La figure 5.17 montre le cas d'un chantier coupe-et-remblai. Cette méthode de minage est couramment utilisée dans les mines québécoises (le chantier peut également être incliné). Le remblai peut être cimenté ou non. Le chantier est considéré comme étant long par rapport à ses autres dimensions. Les dimensions utilisées pour cet exemple sont de 5 unités de largeur (pi, m, etc.) et de 10 unités de hauteur. La partie non remblayée est de 3 unités de hauteur.

- Zonage

Le massif rocheux est constitué de deux zones soit la veine minéralisée, et la roche encaissante formant les épontes. Les deux épontes sont considérées comme étant un matériau identique avec la même cote de classification géomécanique.

- Identification des excavations vulnérables

La structure de la figure 5.17 est une excavation vulnérable car elle longe les frontières de zones soit les limites de la zone minéralisée (voir section 4.3) et la valeur du BIM pour la zone minéralisée (tableau 5.6) est dans une plage considérée comme propice aux coups de terrain (tableau 3.1).

- Analyse de stabilité

Les propriétés des matériaux sont données au tableau 5.6.

Tableau 5.6: Propriétés de la roche et du massif rocheux pour les deux zones.

Propriétés	Épontes	Zone minéralisée
E (GPa)	50	70
v	0.30	0.25
C ₀ (MPa)	180	180
m _i	15	10
s	1.0	1.0
BIM	1.30	1.15
RMR	85	90
E _m (GPa)	34.5	48.4
m	7.0	7.0
s	0.1889	0.3292

où les propriétés à l'échelle du massif ont été déterminées à l'aide des équations (5.1) à (5.3). On estime ici que le remblai possède les propriétés suivantes:

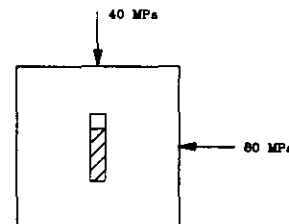
Tableau 5.7: Propriétés mécaniques du remblai

Densité (MN/m ³)	v	E (GPa)	c (pic)	φ (pic)	c (résiduel)	φ (résiduel)
0.028	0.35	0.5	0	30°	0	30°

où v est le coefficient de Poisson, E est le module de Young, c est la cohésion et φ est l'angle de friction interne.

Les contraintes préalables (ou in situ) à la profondeur de l'excavation étudiée sont de:

$$\begin{aligned} \sigma_v &= 40 \text{ MPa} \\ \sigma_{h1} &= 80 \text{ MPa perpendiculaire au chantier} \\ \sigma_{h2} &= 60 \text{ MPa dans l'axe du gisement} \end{aligned}$$



où σ_v est la contrainte verticale et σ_{h1} , σ_{h2} sont les contraintes horizontales.

La figure 5.18 montre le modèle construit avec le logiciel PHASES. Puisque le chantier est long par rapport à ses autres dimensions, la modélisation 2D est adéquate. La figure 5.19 montre les isocontours de contrainte obtenus avec le modèle. La figure 5.20 montre les isocontours du

facteur de sécurité selon le critère de Hoek et Brown (1980, 1988). On peut remarquer qu'il y a une rupture en cisaillement au toit du chantier ainsi que des ruptures en tension dans les épontes.

Les ruptures en tension sont usuellement négligées lors de l'évaluation du potentiel de coups de terrain car on peut s'attendre à ce que ce type de rupture soit peu violent vu le peu d'énergie accumulée dans une telle situation. Pour la rupture au toit du chantier, l'analyse élastique réalisée ne permet pas de déterminer l'étendue réelle de la zone de rupture. En effet, une analyse élastique permet le chargement du matériau au-delà de sa résistance ultime alors qu'en réalité, il y aura un transfert de la charge excédentaire au matériau adjacent lorsque l'on excède la résistance au pic, et ce, jusqu'à ce que l'équilibre soit atteint.

Il est néanmoins nécessaire d'estimer la zone de rupture pour être en mesure d'effectuer la comparaison des rigidités (étape suivante dans le cheminement). Pour estimer les dimensions de cette zone, diverses approches sont disponibles. On peut par exemple effectuer une analyse post-pic qui inclut les propriétés résiduelles de la portion du massif rocheux amenée à la rupture tel que suggéré par Hoek et al. (1995). Une analyse post-pic a été réalisée avec le logiciel PHASES et les propriétés résiduelles retenues pour la zone minéralisée sont les suivantes:

Tableau 5.8: Propriétés résiduelles de la zone minéralisée

paramètre de dilatation α	m (résiduel)	s (résiduel)
3	3	0.05

La figure 5.21 montre la zone de rupture obtenue avec cette analyse post-pic. Comme on peut le voir, la zone de rupture est nettement plus grande que dans le cas de l'analyse élastique. Cette zone s'étend ici sur une hauteur de 1.5 unités.

- Comparaison des rigidités

Puisqu'il y a instabilité, l'étape suivante consiste à effectuer une comparaison des rigidités. Pour évaluer la rigidité équivalente du massif adjacent à l'instabilité, la zone de rupture est remplacée par une excavation tel que prescrit à la section 4.5.2. La figure 5.22 montre le modèle utilisé pour évaluer cette rigidité. Des contraintes fictives remplacent le massif fracturé et la convergence est calculée entre les points A et A'. Des analyses sont réalisées pour différentes valeurs de contraintes fictives. Le tableau 5.9 présente les résultats obtenus. La figure 5.23 montre le graphe de $B * P_i$ en fonction de la convergence au centre d'application de P_i . La pente de cette figure donne la valeur de la rigidité du massif.

Tableau 5.9: Évaluation de la rigidité équivalente des épontes

P _i (MPa)	B * P _i (MN/m)	Déplacement U _x		Convergence (m)	Pente (GPa)
		Gauche	Droite		
0	0	0.0135	-0.0135	0.0270	—
10	15	0.0129	-0.0128	0.0257	-12.1
50	75	0.0104	-0.0104	0.0208	-12.1
100	150	0.0073	-0.0073	0.0146	-12.1

Si on multiplie ensuite la pente obtenue par une épaisseur unitaire de 1 m (on suppose ici que la zone de rupture est longue), la rigidité équivalente des épontes $|k_e|$ est donc de 12.1 GN/m.

La rigidité post-pic de l'instabilité k'_{pr} peut être estimée pour une tranche unitaire par l'équation (4.3) soit:

$$|k'_{pr}| = \frac{E'_m B}{H(1-\nu^2)}$$

où E'_m est le module de déformation post-pic à l'échelle du massif, B et H sont respectivement la largeur et la hauteur de la zone de rupture (voir la figure 4.4 et 4.5) et ν est le coefficient de Poisson.

Dans le cas étudié, si le module post-pic obtenu à l'échelle du massif E'_m est de 92.4 GPa alors:

$$\begin{aligned} k'_{pr} &= \frac{E'_m B}{H(1-\nu^2)} = \frac{92.4 \text{ GPa} \times 15 \text{ m}}{5 \text{ m}(1-0.25^2)} \times 1 \text{ m (épaisseur unitaire)} \\ &= 29.6 \text{ GN/m} \end{aligned}$$

L'indice BPR (voir section 4.5.2) donné par le rapport des rigidités (équation 4.4) est:

$$\text{BPR} = \left| \frac{k'_{pr}}{k_e} \right| = \left| \frac{29.6}{12.1} \right| = 2.4 > 1.0$$

Il y aurait donc un potentiel de coups de terrain pour le chantier étudié.

5.2.4 Exemple 4: Glissement le long d'une discontinuité géologique

La figure 5.24 montre la situation d'un chantier à proximité d'une discontinuité géologique majeure, en l'occurrence une faille. Les dimensions de l'excavation sont de 5 unités de largeur (pi, m, etc.) par 10 unités de hauteur.

- Zonage

Le massif rocheux est constitué d'un seul type de roche avec une discontinuité près du toit du chantier.

- Identification des excavations vulnérables

La structure de la figure 5.24 est une excavation vulnérable, car elle s'approche d'une discontinuité géologique majeure (voir section 4.3) et la valeur du BIM est inférieure à 1.2 (voir Tableau 5.10).

- Analyse de stabilité

Pour les cas où il faut tenir compte d'une discontinuité géologique, un logiciel tel que PHASES ne permet pas de bien modéliser le comportement de la discontinuité et un logiciel approprié doit être utilisé. Le logiciel utilisé ici est le modèle SATURN développé à l'Université McGill (Fotoohi, 1993; Fotoohi et Mitri, 1996). Mentionnons ici que plusieurs autres logiciels pourraient être également utilisés tel que MAP3D par exemple. SATURN est un logiciel 2D qui permet la modélisation (linéaire et non-linéaire) des discontinuités géologiques à l'aide de la technique des éléments frontières. La figure 5.25 montre le modèle créé avec SATURN.

Pour le massif rocheux, les propriétés géomécaniques sont données au tableau 5.10.

Tableau 5.10: Propriétés de la roche et du massif rocheux.

Propriétés	Valeur moyenne
E (GPa)	70
ν	0.30
C_0 (MPa)	200
m_i	10
s	1.0
BIM	1.13
RMR	90
E_m (GPa)	48.4
m	7.0
s	0.3292

où les propriétés à l'échelle du massif ont été déterminées à l'aide des équations (5.1) à (5.3).

Pour la faille, le modèle de comportement utilisé est le modèle non-linéaire de Barton-Bandis (Barton, 1973; Barton et Choubey, 1977; Bandis, 1980; Bandis et al., 1983). Les propriétés géomécaniques suivantes sont utilisées dans le modèle:

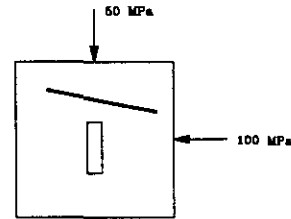
Tableau 5.11: Propriétés de la faille.

Propriétés	Valeur moyenne
k_{ni} (GN/m)	13.0
k_{si} (GN/m)	3.0
C_0 (MPa)	200
V_{max} (m)	0.01
u_p (m)	0.01
ϕ_r	25°
JRC	8
JCS (MPa)	115

où k_{ni} est la rigidité normale initiale, k_{si} est la rigidité tangentielle initiale, C_0 est la résistance en compression uniaxiale de la roche des parois, V_{max} est le déplacement normal maximal de la faille, u_p est le déplacement tangentiel au pic de résistance, ϕ_r est l'angle de frottement résiduel, JRC ("joint roughness coefficient") est un facteur de rugosité déterminé à partir du profil de la discontinuité et JCS ("joint compressive strength") est la résistance en compression uniaxiale de la discontinuité.

Les contraintes préalables (ou in situ) à la profondeur de l'excavation étudiée sont de:

$\sigma_v = 50 \text{ MPa}$
 $\sigma_{h1} = 100 \text{ MPa}$ perpendiculaire aux chantiers
 $\sigma_{h2} = 75 \text{ MPa}$ dans l'axe du gisement



La figure 5.26 montre les isocontours des contraintes principales obtenues avec le modèle. La figure 5.27 montre les isocontours du facteur de sécurité selon le critère de Hoek et Brown (1980, 1988) pour le massif rocheux et de Barton-Bandis pour la faille. On peut remarquer qu'il y a une instabilité le long de la faille (zone foncée).

- Comparaison des rigidités

À ce stade-ci de développement de la méthode ERP, les auteurs recommandent de supposer qu'il y a un potentiel de coups de terrain lorsqu'il y a possibilité de glissement le long d'une discontinuité géologique majeure. Notons toutefois que les auteurs travaillent présentement à définir des méthodes appropriées pour évaluer ces rigidités selon une approche développée par Simon (1997).

5.3 APPLICATION À DES CAS RÉELS

Afin de valider la méthode ERP, plusieurs rétro-analyses de coups de terrain ont été effectuées (e.g., Simon, 1992; Simon et al., 1993, 1995; Aubertin et al., 1997). Deux de ces rétro-analyses sont présentées dans cette section. Une application au cas d'une structure plus complexe est également présentée à la fin de cette section.

5.3.1 Exemple 5: Coup de terrain dans un chantier

Un coup de terrain s'étant produit dans un chantier coupe-et-remblai d'une mine souterraine québécoise a été rétro-analysé (Simon et al., 1995; Aubertin et al., 1997). La figure 5.28 montre le chantier qui est à une profondeur d'environ 1500 mètres.

Des dommages suite au coup de terrain ont été observés au toit du chantier sur une longueur de près de 20 mètres et sur une hauteur d'environ 1 mètre. La figure 5.29 montre le modèle bidimensionnel utilisé pour les analyses. Les analyses ont été réalisées en déformations planes à l'aide du logiciel

hybride PHASES (Hoek et al, 1994). Les matériaux sont considérés comme étant homogènes, isotropes, et ayant un comportement élastique linéaire. Le critère de rupture utilisé est celui de Hoek et Brown (1980, 1988). L'effet du remblai a été négligé, ce qui est considéré comme conservateur.

- Données du modèle

Parmi les données nécessaires à la modélisation, on retrouve les propriétés mécaniques de la roche intacte, les cotes des classifications géomécaniques, la géologie du site et les pressions de terrain.

A) Géologie

La géologie du site consiste en une veine de quartz minéralisée inclinée à près de 50°. Les épontes sont constituées de diorite. Aucune autre structure géologique majeure ne semble passer à proximité du chantier.

B) Propriétés géomécaniques

Deux matériaux avec des propriétés différentes sont considérés lors des analyses, soit la veine minéralisée et les épontes. Avant la rupture, les roches constituant la veine et les épontes sont considérées comme ayant un comportement élastique, isotrope et homogène. L'extension aux massifs rocheux des propriétés mécaniques déterminées en laboratoire est établie à l'aide de relations empiriques (équations 5.1 à 5.3).

Les propriétés géomécaniques utilisées lors des analyses sont données au tableau 5.12.

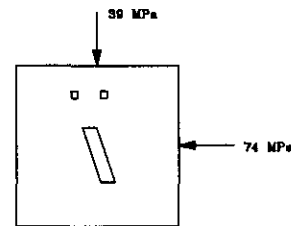
Tableau 5.12 Valeurs sélectionnées des propriétés géomécaniques de la veine et des épontes

Propriétés	Veine	Épontes
Densité (MN/m ³)	0.030	0.028
RMR	90	81
C ₀ (MPa)	135	174
ν	0.28	0.30
E (GPa)	52.6	70.1
E _m (GPa)	36.3	34.8
BIM	1.04	1.35
m _i	14.8	4.6
m	10.4	2.3
s	0.3292	0.1211

C) Tenseur de contraintes préalables

Le tenseur de contraintes préalables basé sur des mesures réalisées sur un autre niveau de la mine est de:

$$\begin{aligned}\sigma_v &= 39.0 \text{ MPa} \\ \sigma_{h1} &= 74.0 \text{ MPa dans le plan du modèle} \\ \sigma_{h2} &= 50.6 \text{ MPa hors plan}\end{aligned}$$



- Analyses de stabilité

Les analyses de stabilité ont été effectuées à l'aide du logiciel PHASES. Les figures 5.30a et 5.30b présentent les résultats des analyses de contraintes. La figure 5.31 montre le résultat de l'analyse de stabilité. On peut constater qu'il y a une instabilité au toit du chantier. La zone de rupture a été mesurée suite au coup de terrain et s'étend sur une hauteur de 1 mètre.

- Comparaison des rigidités

L'étude de stabilité a démontré que la structure rocheuse en question présentait une instabilité. L'étape suivante dans l'application de la méthode ERP est d'effectuer une comparaison des rigidités (figure 4.1). Si la rigidité post-pic de la portion instable $|k_{pr}|$ est supérieure (en valeurs absolues) à la rigidité pré-pic du massif $|k_e|$ au pourtour de l'instabilité, il y a un potentiel de coups de terrain pour cette structure.

A) Rigidité équivalente du massif rocheux $|k_e|$

Pour obtenir la rigidité pré-pic équivalente du massif rocheux $|k_e|$ adjacent à la portion instable, la méthodologie présentée à la section 4.5.2 est suivie. Il s'agit de remplacer la portion de massif instable par une pression interne P_i appliquée à la face et d'effectuer une analyse numérique. L'analyse est répétée pour différentes valeurs de pression P_i , et la convergence entre les points A-A' (situés à la mi-distance de la zone instable) est comptabilisée. La valeur de la rigidité équivalente $|k_e|$ est alors donnée par la pente du graphe de $B \cdot P_i$ vs Δ (où B est la longueur de l'application de P_i ; ou dans le cas présent, la largeur de la zone de rupture suite au coup de terrain qui a été observée dans le chantier, soit 1 mètre). Cette analyse a été effectuée et la valeur obtenue est de 10.9 GN/m.

B) Rigidité post-pic de la portion instable $|k_{pr}'|$

La méthode utilisée pour évaluer la rigidité post-pic de la portion instable est présentée à la section 4.5.2. L'équation (4.3) est utilisée soit:

$$k_{pr}' = \frac{E_m' B}{H(1-\nu^2)}$$

où E_m' est le module post-pic du massif rocheux, B et H sont respectivement la largeur et la hauteur de la zone de rupture et ν est le coefficient de Poisson. Notons ici que le module post-pic de la roche intacte en compression uniaxiale n'a pu être déterminé pour la veine à partir des données du programme d'essais en laboratoire. Une approximation de ce module peut être obtenue en utilisant la relation établie par Brady et Brown (1981) ou en utilisant la relation empirique pour les roches ignées basée sur l'indice de fragilité modifié (BIM) proposée par Aubertin et al. (1994a, 1994b) et présentée à la figure 3.4. Le cas étudié ici sort du champ d'application de la relation de Brady et Brown (1981) et ainsi, seul le BIM a été utilisé.

La valeur du BIM pour la veine a été évaluée à 1.04, ce qui équivaut à une valeur moyenne du module post-pic E' de 368 GPa pour la roche intacte. En postulant que le module post-pic suit la même loi d'échelle que le module pré-pic, la valeur de E_m' serait de 254 GPa pour le massif rocheux. Ainsi, l'équation (4.3) nous donne:

$$|k_{pr}'| = \frac{254 \text{ GPa} \times 1 \text{ m}}{5 \text{ m} (1 - 0.28^2)} \times 1 \text{ m d'épaisseur unitaire} = 55.1 \text{ GN/m}$$

La valeur de l'indice BPR (voir la section 4.5.2) est donc de 5.1. Ceci nous amène donc à statuer sur l'existence d'un potentiel de coups de terrain pour la structure rocheuse étudiée.

Plus de détails sur ce cas de coup de terrain sont présentés dans Aubertin et al. (1997).

5.3.2 Exemple 6: Coup de terrain dans un chantier et dans les galeries adjacentes

Le coup de terrain rétro-analysé ici s'est produit près d'un chantier coupe et remblai d'une mine québécoise à une profondeur d'environ 1150 m (figure 5.32). Des dommages ont été observés au toit du chantier (≈ 70 tonnes) et dans les murs de la galerie (≈ 60 tonnes).

Un modèle bidimensionnel représentant une section type où les dommages ont été observés a été construit à l'aide du logiciel hybride PHASES (figure 5.33). Les analyses élastiques linéaires

sont réalisées en déformations planes. Les matériaux sont considérés comme étant homogènes, isotropes, et ayant un comportement élastique linéaire. Le critère de rupture utilisé est celui de Hoek et Brown (1980, 1988).

- Données du modèle

A) Géologie

Trois matériaux distincts sont présents soit la diorite (épointes), la veine minéralisée (quartz) et un dyke (épointe supérieure). Notons que l'influence du remblai dans le chantier est négligée.

B) Propriétés géomécaniques

Les propriétés géomécaniques moyennes des matériaux sont données au tableau 5.13. Celles-ci sont tirées des différents essais en laboratoire ainsi que de la caractérisation géomécanique.

Tableau 5.13: Propriétés géomécaniques du massif rocheux utilisées dans le modèle.

Matériau	RMR	E (GPa)	E _m (GPa)	v	C ₀ (MPa)	m _i	m	s	BIM
Diorite	81	70.1	34.8	0.30	174	5.9	2.99	0.1211	1.35
Veine	87	56.0	34.7	0.28	135	14.8	9.30	0.2359	1.33
Dyke	87	82.5	51.1	0.26	184	7.5	4.71	0.2359	1.05

où RMR est la valeur moyenne de la classification géomécanique de Bieniawski (1973, 1984), E est le module de déformation moyen déterminé en laboratoire, E_m est le module de déformation du massif rocheux selon la cote RMR, v est le coefficient de Poisson, m et s sont les paramètres du critère de rupture de Hoek et Brown (1980, 1988) pour le massif rocheux et m_i est le paramètre moyen pour la roche intacte.

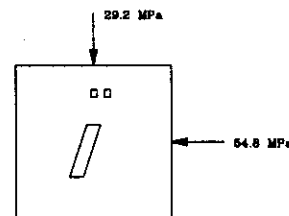
C) Tenseur de contraintes naturelles

Les contraintes préalables utilisées sont basées sur des mesures réalisées à cette profondeur de la mine soit:

$$\sigma_v = 29.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{h1} = 54.8 \text{ MPa dans le plan du modèle}$$

$$\sigma_{h2} = 36.8 \text{ MPa hors plan}$$



- Analyse de stabilité

A) Analyse avec les propriétés moyennes

Les figures 5.34 et 5.35 montrent les résultats de l'analyse de stabilité autour des excavations réalisée à l'aide du logiciel PHASES. Les figures 5.34a et 5.34b montrent les isocontours de la contrainte principale majeure (σ_1) et de la contrainte principale mineure (σ_3). L'analyse montre une forte concentration de contraintes au toit du chantier, dans le pilier entre le chantier et le niveau supérieur et au plancher et au toit des galeries, et une valeur relativement réduite des contraintes dans les épontes du chantier. On remarque même des contraintes de traction (< 0) dans les épontes du chantier.

La figure 5.35 montre les isocontours du facteur de sécurité avec le critère de Hoek et Brown (1980, 1988) pour les valeurs des paramètres données au tableau 5.13. On remarque qu'il y a deux zones principales d'instabilité, soit une zone de rupture en tension dans l'éponte inférieure du chantier et une zone de rupture en cisaillement au toit du chantier pour cette analyse élastique.

Rappelons que les zones ayant un facteur de sécurité inférieur à 1.0 ne délimitent pas entièrement les limites de la zone de rupture, car une analyse élastique linéaire permet l'accroissement des contraintes au-delà de la rupture. Notons aussi que l'ampleur des dommages pour ce cas n'était pas clairement définie et les limites de la zone de rupture sont mal connues. Pour déterminer la zone de rupture potentielle (étape essentielle pour la comparaison des rigidités), une analyse post-pic a été réalisée avec PHASES, tel que suggéré par Hoek et al. (1995).

B) Détermination des limites de la zone instable

Une analyse post-pic est réalisée pour estimer les limites de la zone instable. Dans cette analyse, des valeurs de résistance résiduelle sont attribuées au matériau de la veine minéralisée et au dyke. Ces paramètres sont utilisés lorsque la résistance au pic (rupture) est excédée. Les valeurs résiduelles retenues sont données au tableau 5.14. Elles se comparent bien à celles présentées par Hoek et al. (1995) et sont conséquentes avec les propriétés résiduelles usuelles des roches.

Tableau 5.14: Propriétés résiduelles des massifs rocheux.

Matériau	Paramètre de dilatation α	m (résiduel)	s (résiduel)
Dyke G	3	2.5	0.005
Veine	3	3.0	0.005

La figure 5.36 montre les isocontours du facteur de sécurité. La zone hachurée montre les zones de rupture. On observe que l'extension de la zone de concentration de contraintes due à la perte de résistance du matériau au toit du chantier a amené à la rupture une portion du massif rocheux

autour des excavations du niveau supérieur. Ainsi, la zone de rupture est plus grande que celle obtenue avec l'analyse élastique (voir figures 5.35 et 5.36).

C) Analyses paramétriques

Dans cette étude de cas, la plupart des données utilisées dans le modèle provenaient de localisations différentes du niveau étudié. Pour évaluer l'influence de l'incertitude relative à la valeur de ces paramètres sur la stabilité, une analyse paramétrique a été réalisée. Le paramètre ayant la plus grande influence sur la résistance (et étant le plus susceptible de varier d'un endroit à l'autre) est la valeur de la classification géomécanique (RMR). En effet, ce paramètre affecte les paramètres du critère de Hoek et Brown et le module de déformation des massifs rocheux. La classification géomécanique effectuée sur le site a montré une variation de la cote RMR entre 80 et 90 pour les massifs rocheux. Deux analyses supplémentaires sont donc réalisées pour des cotes RMR de 80 et 90 pour la veine et le dyke G. Les nouvelles valeurs utilisées sont données au tableau 5.15.

Tableau 5.15: Données utilisées dans le modèle pour les analyses paramétriques post-pic.

RMR	Matériau	E (GPa)	E_m (GPa)	ν	C_0 (MPa)	m_i	m	s
80	Veine	56.0	26.8	0.28	135	14.8	7.25	0.1084
	Dyke G	82.5	39.5	0.26	184	7.5	3.67	0.1084
90	Veine	56.0	38.7	0.28	135	14.8	10.36	0.3292
	Dyke G	82.5	57.0	0.26	184	7.5	5.25	0.3292

Les figures 5.37 et 5.38 montrent les zones de rupture obtenues lors de ces analyses. On y remarque que la zone de rupture au toit du chantier reste approximativement la même mais que les zones de rupture autour des galeries disparaissent lorsque le RMR passe de 80 à 90.

Suite à ces analyses, on peut considérer qu'il y a une forte probabilité de rupture autour des excavations. L'étape suivante consiste à effectuer la comparaison des rigidités.

- Comparaison des rigidités

Pour établir s'il y avait un potentiel de coup de terrain pour les structures étudiées, une comparaison des rigidités doit être effectuée. La comparaison est réalisée séparément pour chaque zone de rupture établie avec les propriétés moyennes. Les résultats sont résumés au tableau 5.17.

A) Rigidité équivalente du massif rocheux $|k_e|$

La rigidité équivalente du massif rocheux est évaluée de la façon prescrite à la section 4.5.2. Ainsi, des forces fictives P_i ont été appliquées aux extrémités de la zone de rupture étudiée, et la convergence au milieu de cette zone a été compilée. La rigidité équivalente du massif rocheux est alors donnée par le graphe de $P_i * B$ en fonction de la convergence. Ces analyses ont été réalisées à l'aide du logiciel PHASES. Les résultats sont présentés au tableau 5.17.

B) Rigidité post-pic de la portion instable $|k'_{pr}|$

Chaque zone de rupture a été étudiée séparément. La rigidité post-pic de la zone instable $|k'_{pr}|$ est donnée par l'équation (4.3) soit, pour une tranche d'épaisseur unitaire:

$$k'_{pr} = \frac{E'_m B}{H(1-\nu^2)}$$

où E'_m est le module post-pic du massif rocheux, B et H sont respectivement la largeur et la hauteur de la zone de rupture et ν est le coefficient de Poisson. Le module post-pic du massif n'ayant pu être déduit à partir des essais de compression uniaxiale sur la veine, la relation basée sur la valeur du BIM (figure 3.4) a été utilisée. Les rigidités ainsi obtenues sont présentées au tableau 5.16.

Tableau 5.16: Obtention de la rigidité post-pic des zones instables.

Massif	E_m (GPa)	BIM	$ E'_m $ (GPa)	B (m)	H (m)	ν	$ k'_{pr} $ (GN/m)
Toit du chantier veine (quartz)	34.7	1.33	41.6	1.8	6.1	0.28	13.5
Mur - galerie sud veine (quartz)	34.7	1.33	41.6	0.6	2.7	0.28	10.0
Plancher - galerie sud veine (quartz)	34.7	1.33	41.6	0.6	2.7	0.28	10.0
Toit - galerie sud dyke G	51.1	1.05	306	0.8	2.7	0.28	92.4
Toit - galerie nord veine (quartz)	34.7	1.33	41.6	0.6	2.7	0.28	10.0

La comparaison des rigidités se fait donc pour chaque zone instable prise séparément. Le résultat de cette comparaison est présenté au tableau 5.17.

Tableau 5.17: Résultats de la comparaison des rigidités.

Endroit	$ k_e $ (GN/m)	$ k_{pr} $ (GN/m)	BPR	Rupture violente
Toit du chantier	10.9	13.5	1.2	oui
Mur - galerie sud	11.7	10.0	0.85	non
Plancher - galerie sud	12.9	10.0	0.78	non
Toit - galerie sud	13.8	92.4	6.7	oui
Toit - galerie nord	11.2	10.0	0.89	non

On remarque qu'il y a un potentiel de coup de terrain au toit du chantier et au toit de la galerie sud, tel qu'illustré à la figure 5.39.

Il est important de souligner ici les limitations des hypothèses et de la modélisation lors de la rétro-analyse. Celles-ci sont discutées dans ce qui suit.

L'approche bidimensionnelle en déformations planes peut être utilisée puisque le chantier est long par rapport à sa hauteur. Cependant, il faut noter que les galeries se joignent dans la région d'intérêt (figure 5.32), alors que le modèle les considère parallèles. La pointe du massif ainsi créée est donc soumise à une concentration de contraintes supérieure à celle générée par le modèle. Néanmoins, Zaslavskii et al. (1968) ont montré que la modélisation 2D en contraintes planes ne sous-estime que d'environ 10% à 15% la contrainte principale majeure lorsque la distance entre les deux excavations est égale au diamètre de celles-ci (distance utilisée dans la modélisation). De plus, des analyses tridimensionnelles réalisées par les auteurs ont confirmé ces résultats. Étant donné l'incertitude sur les propriétés des matériaux ainsi que sur les contraintes préalables, cette sous-estimation se situe dans les limites d'incertitude du problème.

Les analyses post-pic montrent d'autre part que la zone de rupture est d'environ 2 m au toit du chantier et de 0.5 m autour des galeries du niveau supérieur. Ces zones sont grandement influencées par la valeur des paramètres de résistance résiduelle utilisés. Il est cependant difficile d'évaluer précisément celles-ci à l'échelle du massif pour la veine et le dyke G, et les valeurs utilisées sont approximatives. Il est probable, lors d'une rupture violente, que la résistance résiduelle de la roche de la zone instable soit pratiquement nulle. Cependant, donner des valeurs nulles à certains paramètres pose des problèmes de convergence au modèle numérique. Il est alors préférable d'utiliser de faibles valeurs non nulles pour les paramètres de résistance. C'est l'approche qui a été employée lors des rétro-analyses post-pic pour estimer les limites des zones instables.

Les résultats obtenus montrent également des zones de rupture en tension dans l'éponte inférieure. Cependant, ces instabilités ont peu de conséquences puisque le matériau est retenu en place par le remblai du chantier (dont la présence a été négligée dans le modèle).

Il est aussi important de noter que les rigidités en cause sont très près les unes des autres (sauf pour le toit de la galerie sud). Cela pourrait expliquer la faible ampleur relative du volume de roche en cause lors du coup de terrain.

Le cas rétro-analysé ici est plus complexe (dû à la géométrie des excavations, à l'incertitude sur l'emplacement du coup de terrain et à l'imprécision de la géologie du site) que le cas étudié à la section 5.3.1. Néanmoins, il a été possible de démontrer l'existence d'un potentiel de coups de terrain dans la région d'intérêt. Plus de détails sur ce cas de coup de terrain peuvent être trouvés dans Aubertin et al. (1997).

5.3.3 Exemple 7: Évaluation du potentiel de coup de terrain pour une structure complexe

Une analyse détaillée a été réalisée pour une structure minière ayant une géométrie relativement complexe (Aubertin et al., 1997). L'évaluation du potentiel de coups de terrain a fait partie de cette étude pour un pilier à proximité d'un chantier coupe et remblai déjà miné. Ce chantier est long d'environ 36,5 m, large de 3 à 4,5 m sur une hauteur d'environ 14 m avec un pendage variant de 50° à 60°. Un pilier de 9 m a été laissé en place entre le chantier et la galerie de roulage. Deux monteries, distantes de 8,2 m relient le chantier avec la galerie.

Les épontes du chantier sont composées de diorite relativement homogène plus ou moins cisailée au contact avec la minéralisation. La zone minéralisée est composée d'une diorite entrecoupée de plusieurs veines de quartz minéralisées. Ces veines varient en largeur de 0,3 à près de 3 m.

La région étudiée est la portion du pilier situé entre le chantier et la galerie, de l'extrémité ouest du chantier à la première monterie (monterie ouest) tel que montré à la figure 5.40.

Afin d'évaluer la stabilité du pilier étudié, un modèle numérique a été construit. Étant donné la complexité géométrique des excavations entourant le pilier, une partie de la modélisation doit être tridimensionnelle. L'évaluation du champ des contraintes induites a été réalisée à l'aide du logiciel MAP3D-SV (version 35; Mine Modelling Limited, 1995).

MAP3D est un logiciel tridimensionnel d'analyse de stabilité de massif rocheux qui utilise la méthode des éléments frontières; il emploie simultanément les techniques des forces fictives ("fictitious force elements") et des éléments de discontinuité de déplacement ("displacement discontinuity elements"). Le logiciel permet la modélisation de plusieurs zones élastiques ayant des caractéristiques mécaniques différentes et de discontinuités géologiques telles que des failles

ou plans de faiblesses. Le logiciel peut s'utiliser sur un ordinateur personnel et la représentation géométrique des excavations peut s'effectuer à partir d'Autocad.

Les figures 5.41a et 5.41b montrent le modèle géométrique construit avec MAP3D (à noter que les différentes unités géologiques n'apparaissent pas sur ces figures). Le modèle a été construit à partir des plans en section fournis par la mine. Dans le modèle, les différents matériaux constituant le massif rocheux sont considérés comme étant homogènes, isotropes et ayant un comportement élastique linéaire.

Les propriétés géomécaniques de base du massif rocheux sont données au tableau 5.18. Celles-ci sont tirées des différents essais, en laboratoire et in situ, ainsi que de la caractérisation géomécanique du site.

Tableau 5.18: Propriétés géomécaniques du massif rocheux utilisées dans le modèle.

Matériau	RMR	E (GPa)	E _m (GPa)	v	C ₀ (MPa)	m _i	m	s	BIM
Veine	78	87.0	38.7	0.39	141	12.3	5.59	0.0868	1.08
Épentes	81	65.9	32.7	0.27	197	16.6	8.42	0.121	1.35

où RMR est la valeur moyenne de la classification géomécanique de Bieniawski (1973, 1984), E est le module de déformation moyen déterminé en laboratoire, E_m est le module de déformation du massif rocheux selon la cote RMR (Nicholson et Bieniawski, 1990), v est le coefficient de Poisson, m et s sont les paramètres du critère de rupture de Hoek et Brown (1980, 1988) pour le massif rocheux et m_i est le paramètre moyen pour la roche intacte.

Les contraintes préalables utilisées sont basées sur les mesures effectuées à un autre niveau de la mine et transposée à la profondeur étudiée, soit:

$$\sigma_v = 54.9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{h1} = 105 \text{ MPa orienté nord-sud}$$

$$\sigma_{h2} = 71.4 \text{ MPa orienté est-ouest}$$

- Analyse de stabilité

Pour évaluer la stabilité de la structure, le critère de rupture de Hoek et Brown (1980, 1988) est utilisé. La figure 5.42 montre les isocontours du facteur de sécurité obtenus. On peut remarquer qu'il y a une zone de rupture substantielle au toit de la galerie et sous le chantier.

Notons que l'instabilité sous le chantier est beaucoup moins problématique puisqu'aucun travailleur ne serait exposé à une rupture violente à cet endroit. L'onde générée par la rupture violente pourrait toutefois amener des dommages au toit de la galerie. C'est principalement la stabilité au toit de la galerie qui est préoccupante. L'évaluation du potentiel de coups de terrain s'est donc limitée à la rupture au toit de la galerie.

Par ailleurs, la zone de rupture déterminée en 3D n'est pas la zone de rupture réelle puisque le modèle permet le chargement du massif au-delà de sa résistance ultime. La version de MAP3D utilisée ne permettant pas les analyses post-pic, un modèle 2D créé avec le logiciel PHASES a été utilisé pour estimer l'ampleur de la zone instable. Les paramètres de résistance résiduelle post-pic utilisés dans le modèle sont donnés au tableau 5.19. Ceux-ci ont des valeurs estimées pour l'étude de cette situation.

Tableau 5.19: Propriétés résiduelles de la veine.

Matériau	Paramètre de dilatation α	m (résiduel)	s (résiduel)
Veine	3.0	3.0	0.005

La figure 5.43 montre l'ampleur de la zone de rupture obtenue à l'aide de ce modèle. On peut voir que la zone de rupture au toit de la galerie a une ampleur d'environ 1.2 m.

- Comparaison des rigidités

Pour évaluer le potentiel de coups de terrain pour la zone de rupture trouvée précédemment, une comparaison des rigidités a été réalisée.

A) Rigidité équivalente du massif rocheux $|k_c|$

La rigidité équivalente du massif rocheux est évaluée de la façon prescrite à la section 4.5.2. Ainsi, des contraintes fictives P_i ont été appliquées aux extrémités de la zone de rupture étudiée, et la convergence au milieu de cette zone a été compilée. La rigidité équivalente est évaluée avec les modèles 3D et 2D.

Pour le modèle 3D, la rigidité est évaluée à trois points différents tel que montré à la figure 5.44. La rigidité équivalente du massif rocheux est alors donnée par la pente du graphe de $P_i * A$ en fonction de la convergence, où A est l'aire d'application de la contrainte. La rigidité équivalente pour une tranche de longueur unitaire est alors donnée en divisant la valeur de la pente par la longueur totale L de la zone de rupture.

Pour le modèle 2D, la rigidité est évaluée pour un point au milieu de la zone de rupture. La rigidité équivalente du massif rocheux est alors donnée par la pente du graphe de $P_i * B$ en

fonction de la convergence, où B est la longueur d'application de la force, soit la hauteur de la zone de rupture.

Le tableau 5.20 et la figure 5.45 présentent les résultats de ces analyses.

Tableau 5.20: Évaluation de la rigidité équivalente du massif rocheux $|k_e|$

Modèle 3D			Modèle 2D (GN/m)
Point 1 (GN/m)	Point 2 (GN/m)	Point 3 (GN/m)	
12.2	11.2	15.2	9.43

On peut donc voir que les résultats des modèles 2D et 3D sont du même ordre de grandeur.

B) Rigidité post-pic de la portion instable $|k'_{pr}|$

La rigidité post-pic de la zone instable $|k'_{pr}|$ est donnée par l'équation (4.3) soit, pour une tranche d'épaisseur unitaire:

$$k'_{pr} = \frac{E'_m B}{H(1-\nu^2)}$$

où E'_m est le module post-pic du massif rocheux, B et H sont respectivement la largeur et la hauteur de la zone de rupture et ν est le coefficient de Poisson. Notons ici que le module post-pic de la roche intacte en compression uniaxiale n'a pu être déterminé pour la veine lors des programmes d'essais en laboratoire. La relation utilisant la valeur du BIM (figure 3.4) a donc été utilisée.

La valeur du BIM utilisée est celle obtenue lors d'un essai de compression uniaxiale sur une éprouvette de roche provenant du pilier, soit 1.08. Ceci équivaut donc à une valeur du module post-pic E' de 365 GPa pour la roche intacte. En postulant que le module post-pic du massif suit la même loi d'échelle que le module pré-pic, la valeur de E'_m est de 163 GPa pour le massif rocheux. Ainsi, l'équation (4.3) nous donne:

$$|k'_{pr}| = \frac{163 \text{ GPa} \times 1.2 \text{ m}}{2.74 \text{ m} (1 - 0.39^2)} \times 1 \text{ m d'épaisseur} = 83.8 \text{ GN/m}$$

La comparaison des rigidités est résumée au tableau 5.21.

Tableau 5.21: Résultats de la comparaison des rigidités.

		$ k_{pr} $ (GN/m)	$ k_e $ (GN/m)	BPR	Rupture violente
Modèle 3D	Point 1	83.8	12.2	6.9	oui
	Point 2	83.8	11.2	7.5	oui
	Point 3	83.8	15.2	5.5	oui
Modèle 2D		83.8	9.43	8.9	oui

où BPR est le rapport de la rigidité post-pic de la zone stable sur la rigidité équivalente de la zone stable (voir la section 4.5).

On remarque donc qu'il y a potentiel de coups de terrain pour la structure étudiée, puisque la valeur du BPR est nettement plus grande que 1.0.

Notons que cette étude de cas a fait partie d'un projet d'évaluation de l'effet du sautage de préfracturation sur le potentiel de coups de terrain. La méthode ERP a permis, dans le cadre de ce projet de recherche, d'évaluer cet effet du sautage. Plus de détails sur cette étude peuvent être trouvés dans Aubertin et al. (1997).

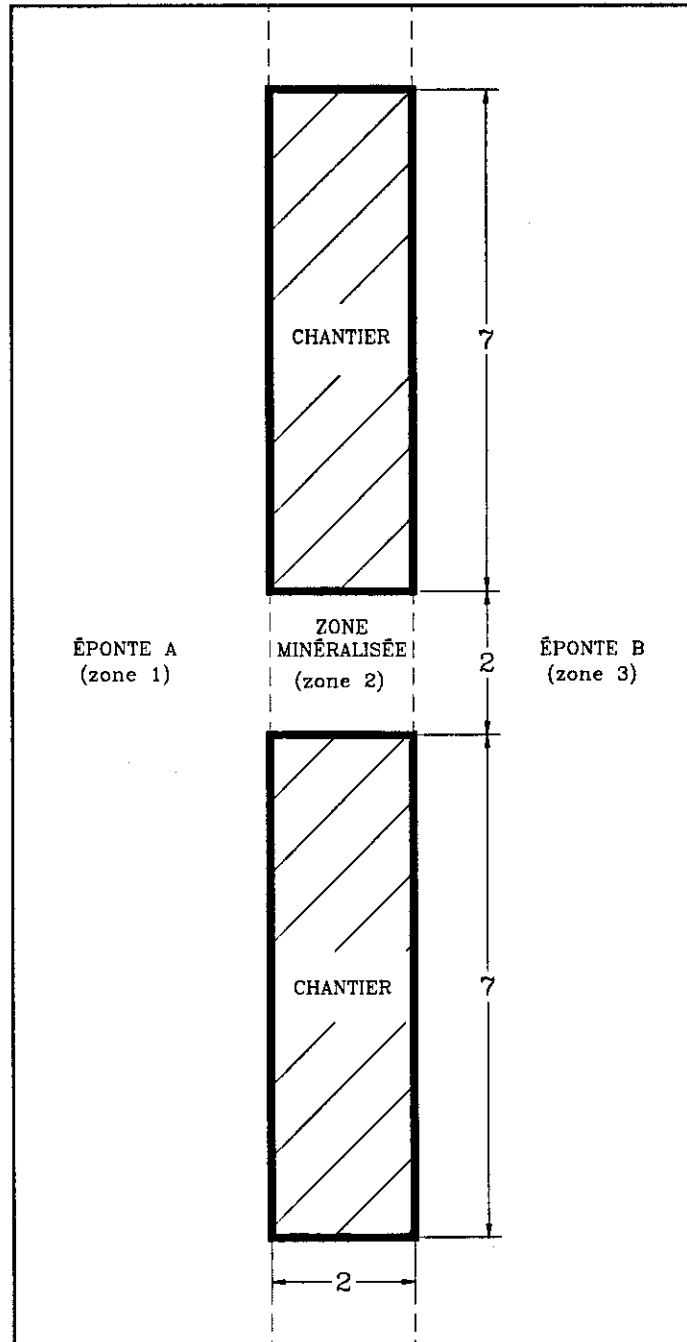


Figure 5.1: Pilier de niveau entre deux chantiers non-remblayés (exemple 1).

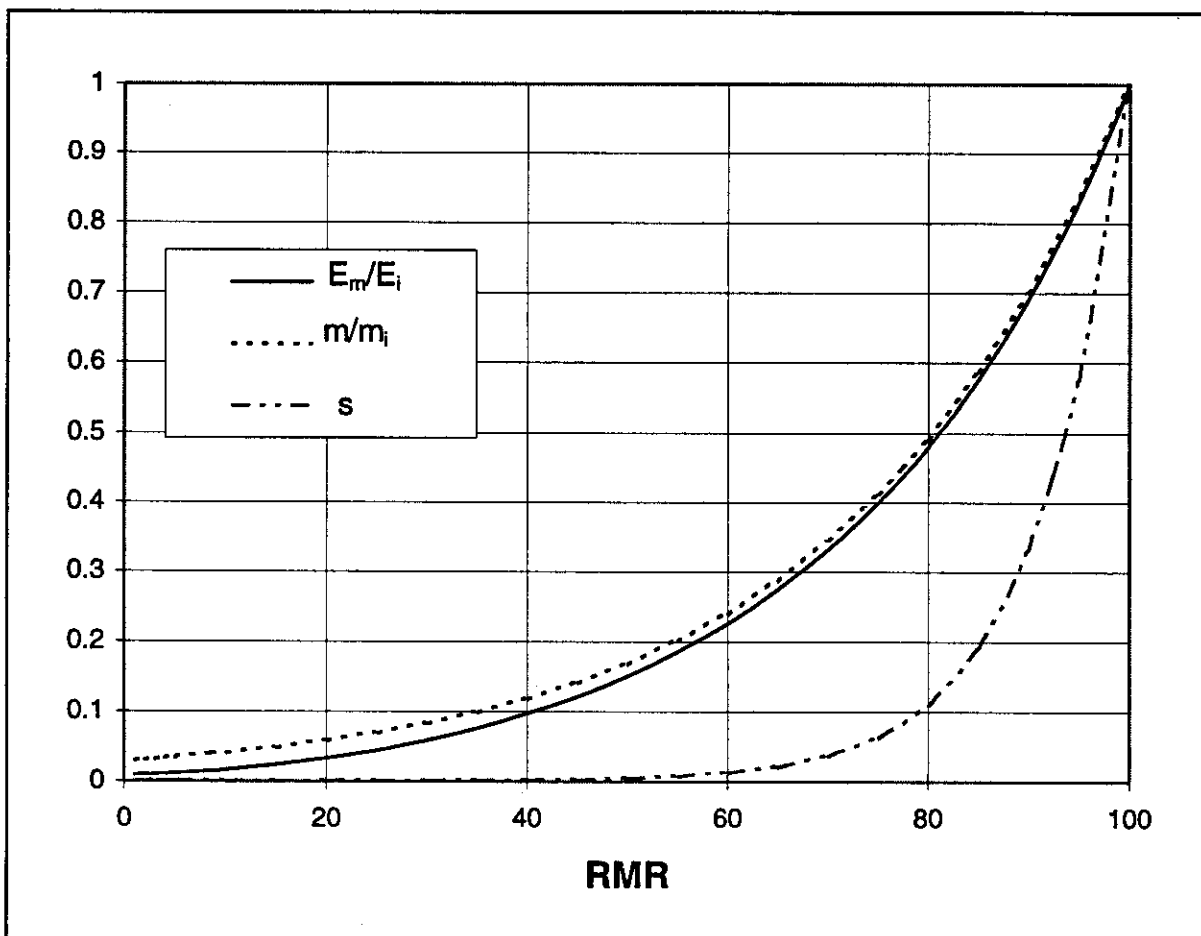


Figure 5.2: Influence de la cote RMR sur les propriétés géomécaniques du massif rocheux, tel qu'obtenues à l'aide des équations (5.1) à (5.3).

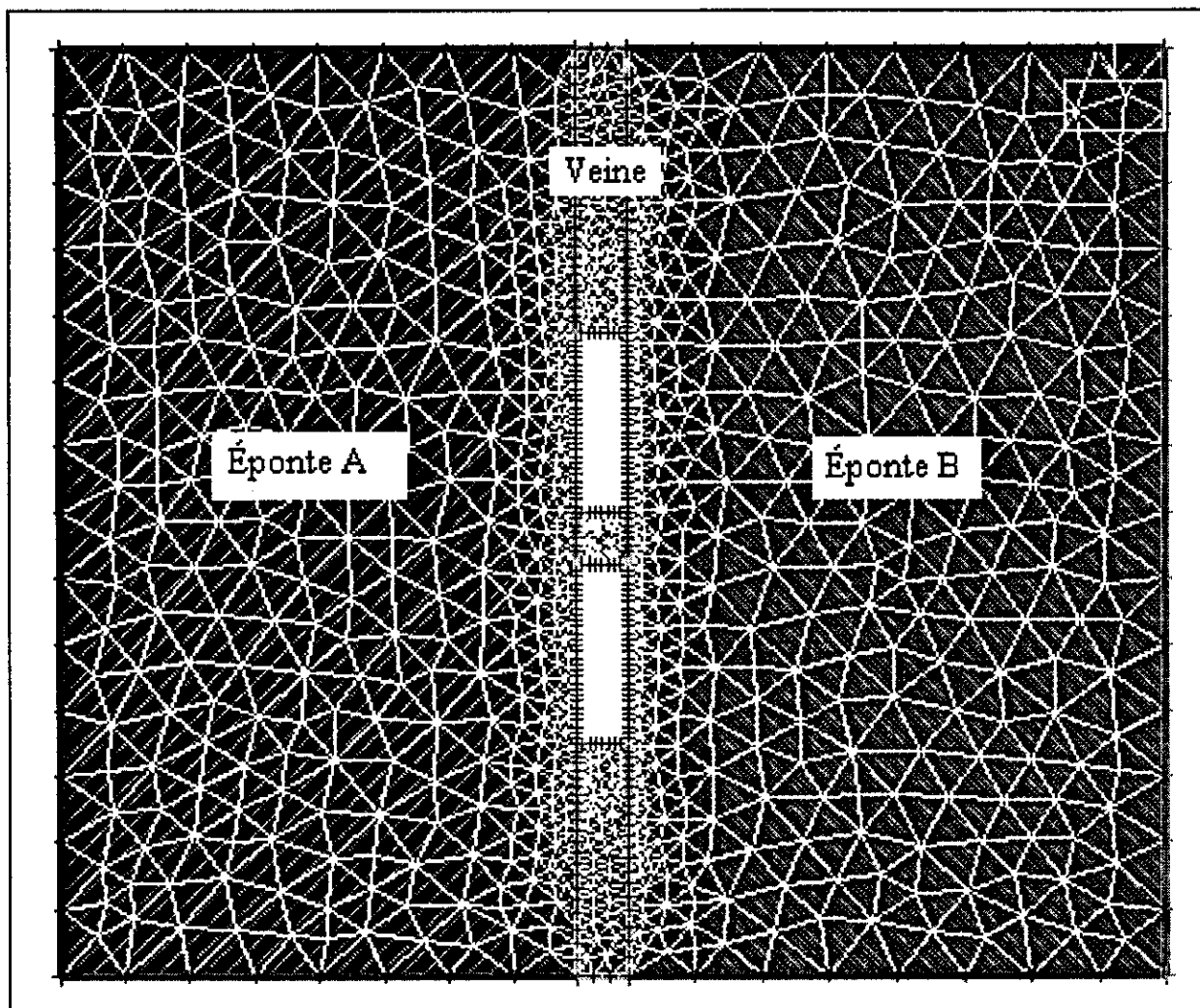


Figure 5.3: Modèle construit avec le logiciel PHASES pour le cas d'un pilier de niveau (exemple 1).

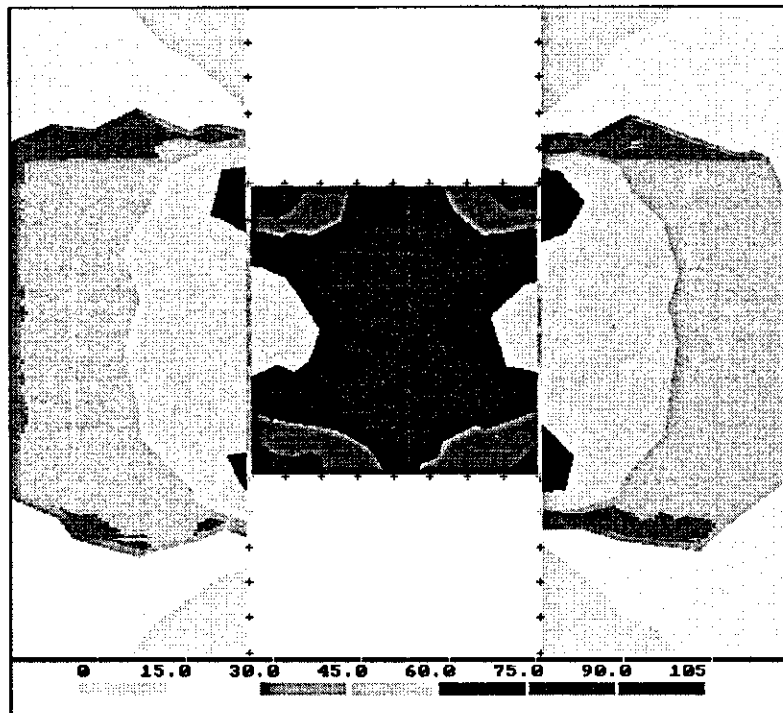


Figure 5.4a: Isocontours de la contrainte principale majeure σ_1 (en MPa) autour du pilier (exemple 1).

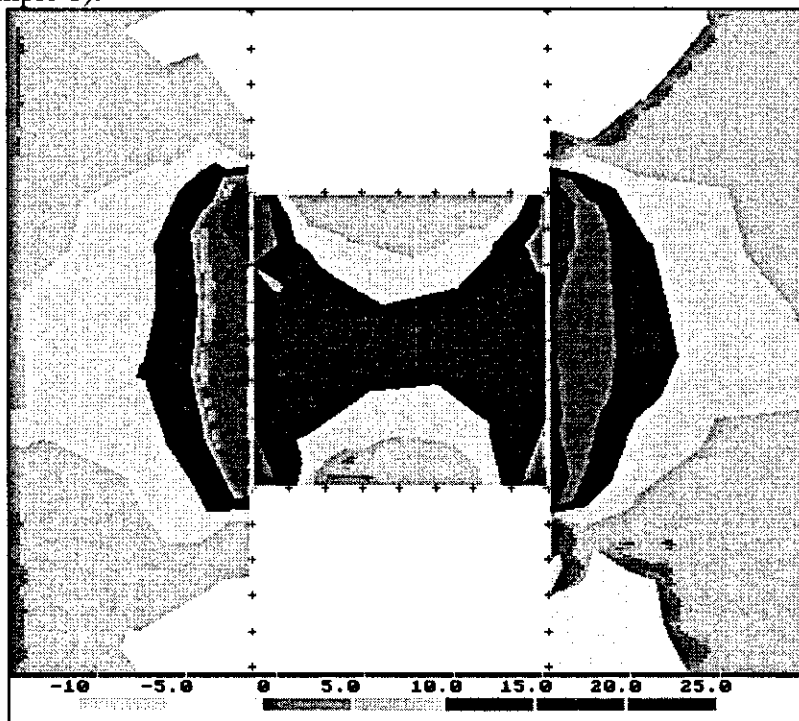


Figure 5.4b: Isocontours de la contrainte principale mineure σ_3 (en MPa) autour du pilier (exemple 1).

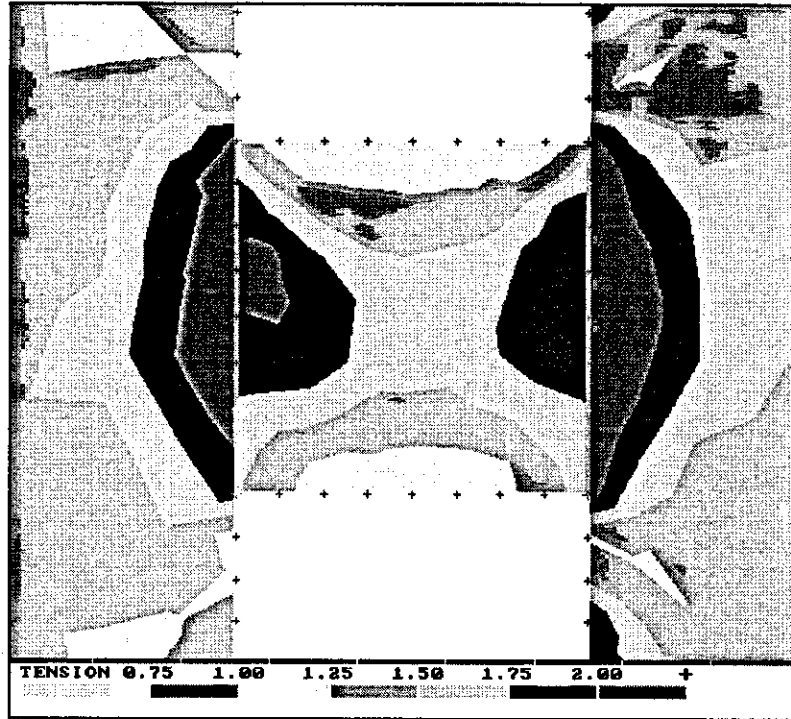


Figure 5.5: Isocontours du facteur de sécurité selon le critère de Hoek et Brown (1980, 1988) (exemple 1).

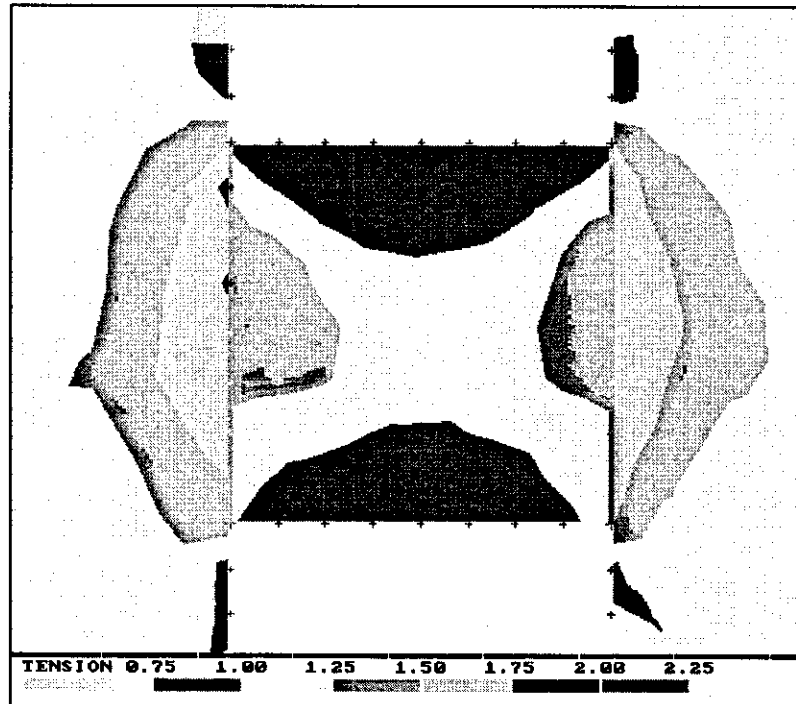


Figure 5.6: Isocontours du facteur de sécurité selon le critère de Hoek et Brown (1980, 1988) pour l'analyse à plus grande profondeur (exemple. 1).

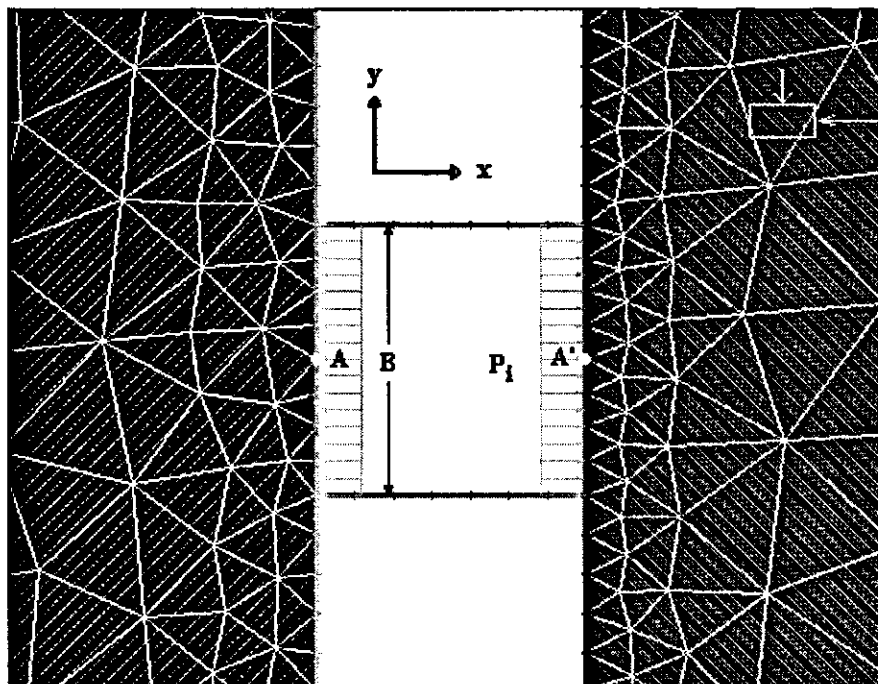


Figure 5.7: Modèle utilisé pour évaluer la rigidité équivalente des épontes. Le pilier est remplacé par des forces fictives à la paroi (exemple 1).

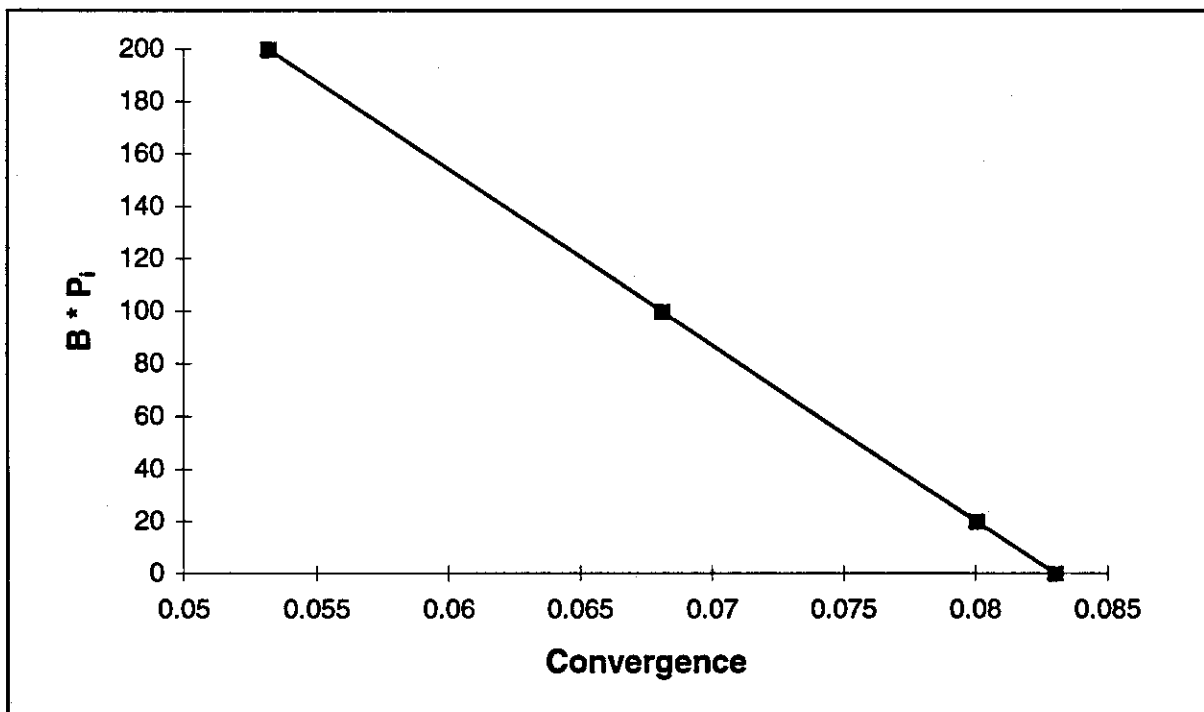


Figure 5.8: Graphique montrant la convergence selon la force appliquée. La pente représente la rigidité équivalente des épontes (exemple 1).

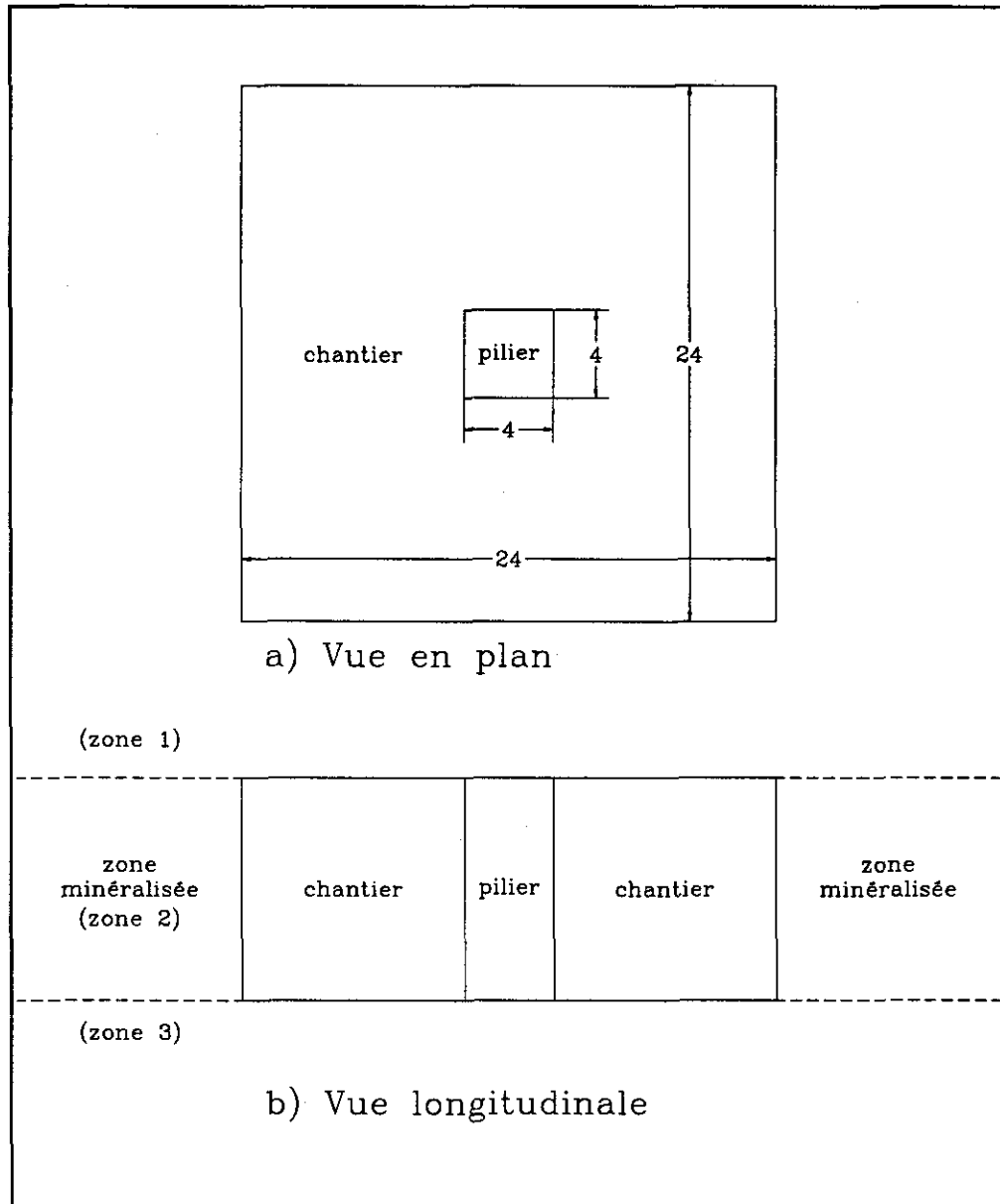


Figure 5.9: Pilier de dimensions finies au centre d'un chantier chambre-et-pilier (exemple 2).

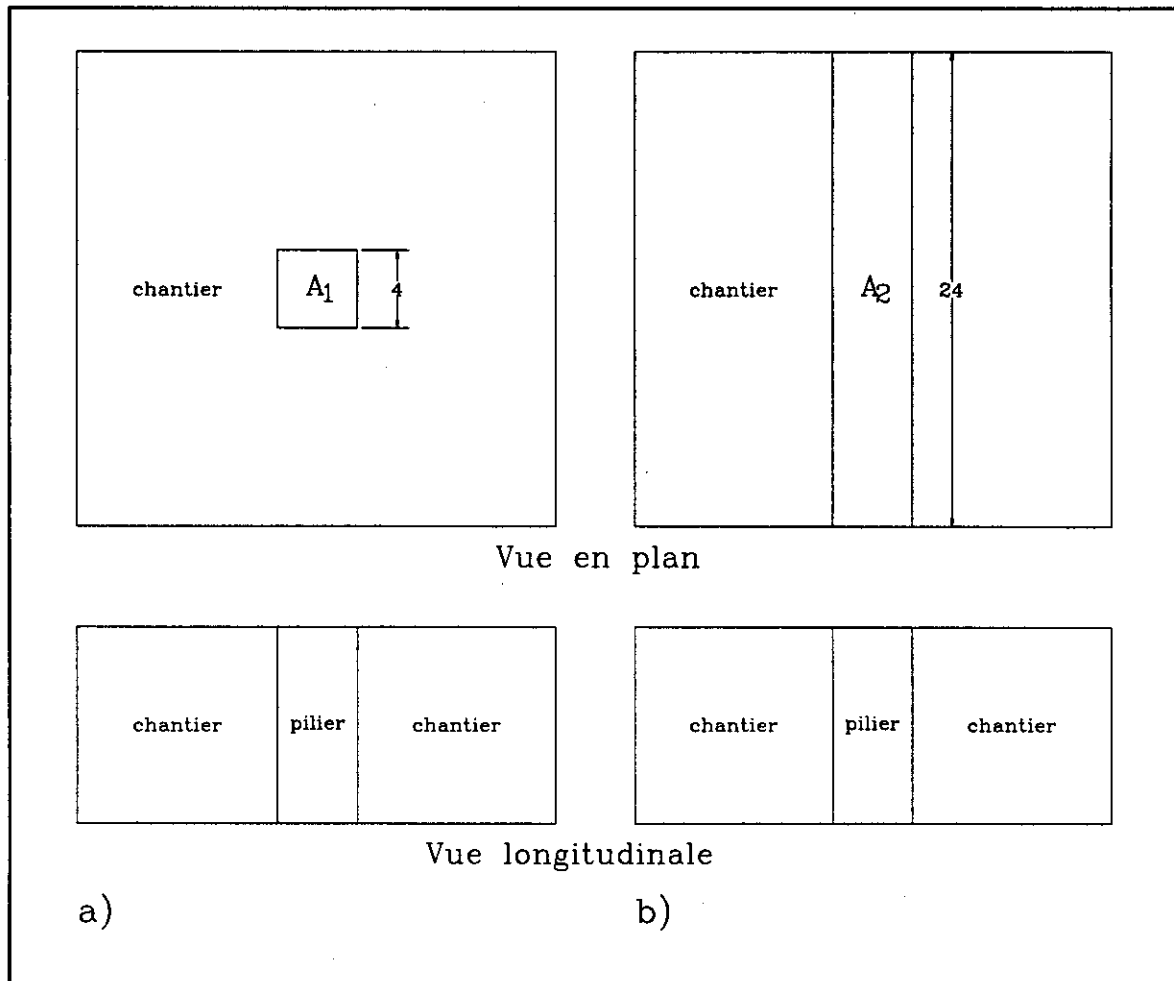


Figure 5.10: Comparaison entre la situation réelle à modéliser (a) et la situation représentée par un modèle 2D en section longitudinale (b) (exemple 2).

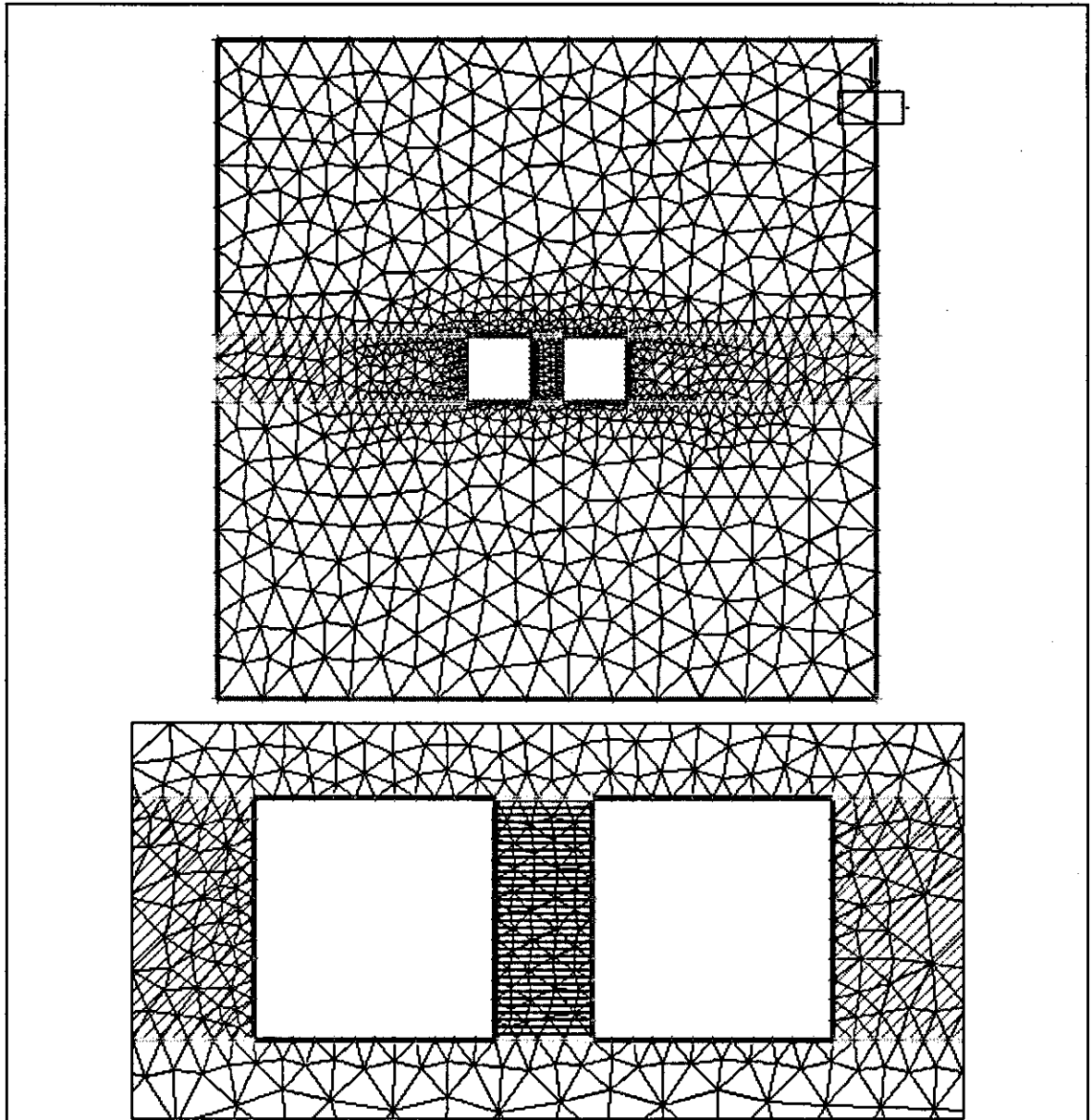


Figure 5.11: Modèle construit avec le logiciel PHASES pour l'analyse 2D du pilier de dimensions finies (exemple 2).

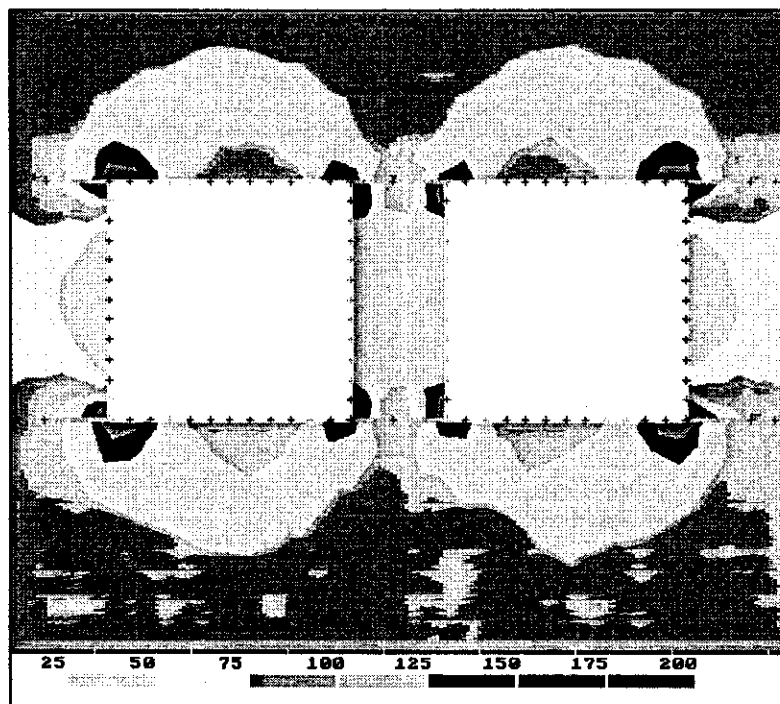


Figure 5.12a: Isocontours de la contrainte principale majeure σ_1 (en MPa) autour du chantier (exemple 2).

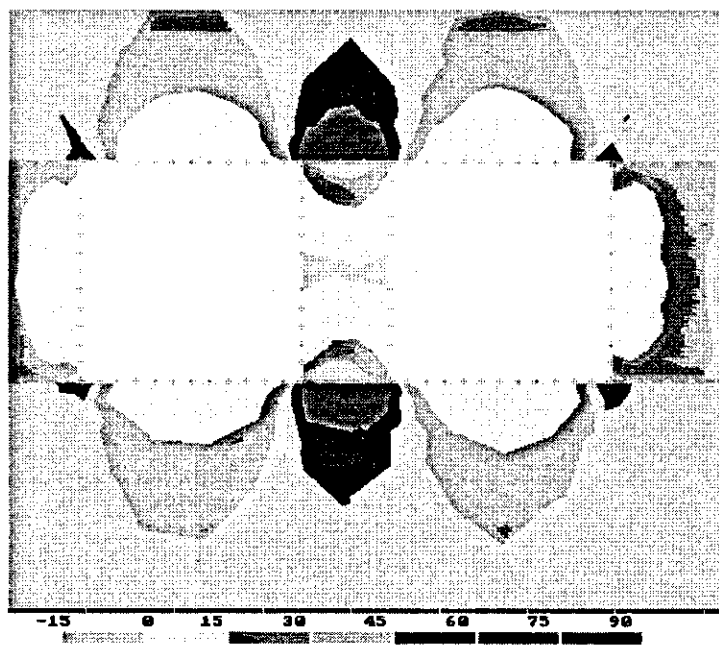


Figure 5.12b: Isocontours de la contrainte principale mineure σ_3 (en MPa) autour du chantier (exemple 2).

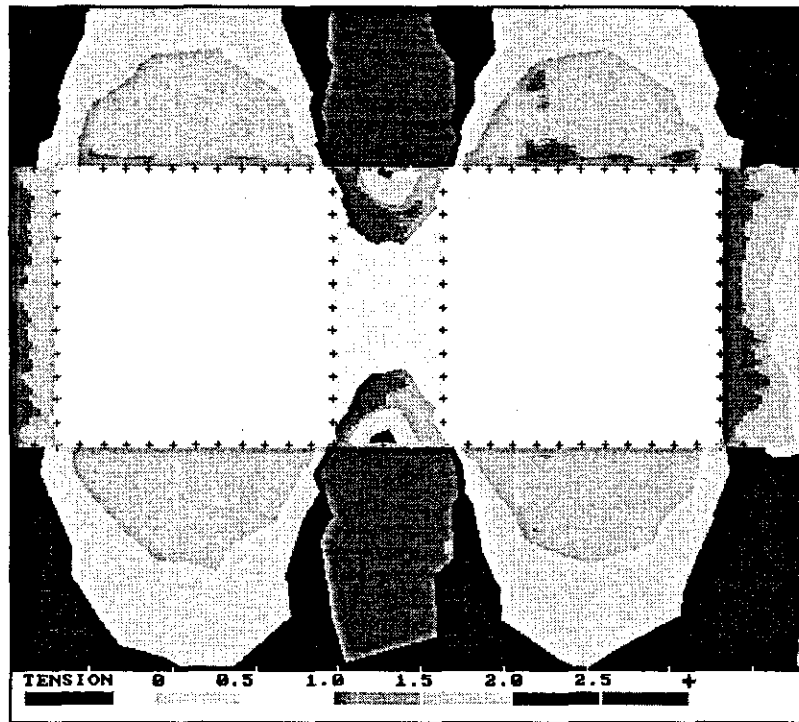


Figure 5.13: Isocontours du facteur de sécurité selon le critère de Hoek et Brown (1980, 1988) autour du chantier (exemple 2).

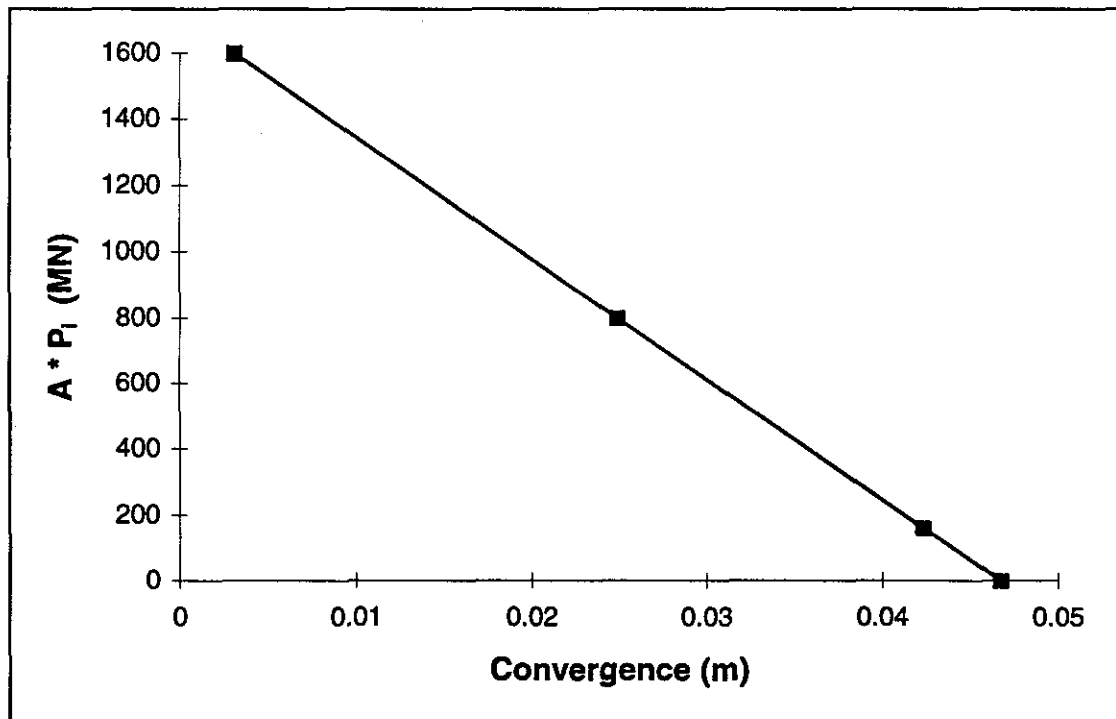


Figure 5.14: Graphe utilisé pour évaluer la rigidité équivalente des épontes (exemple 2).

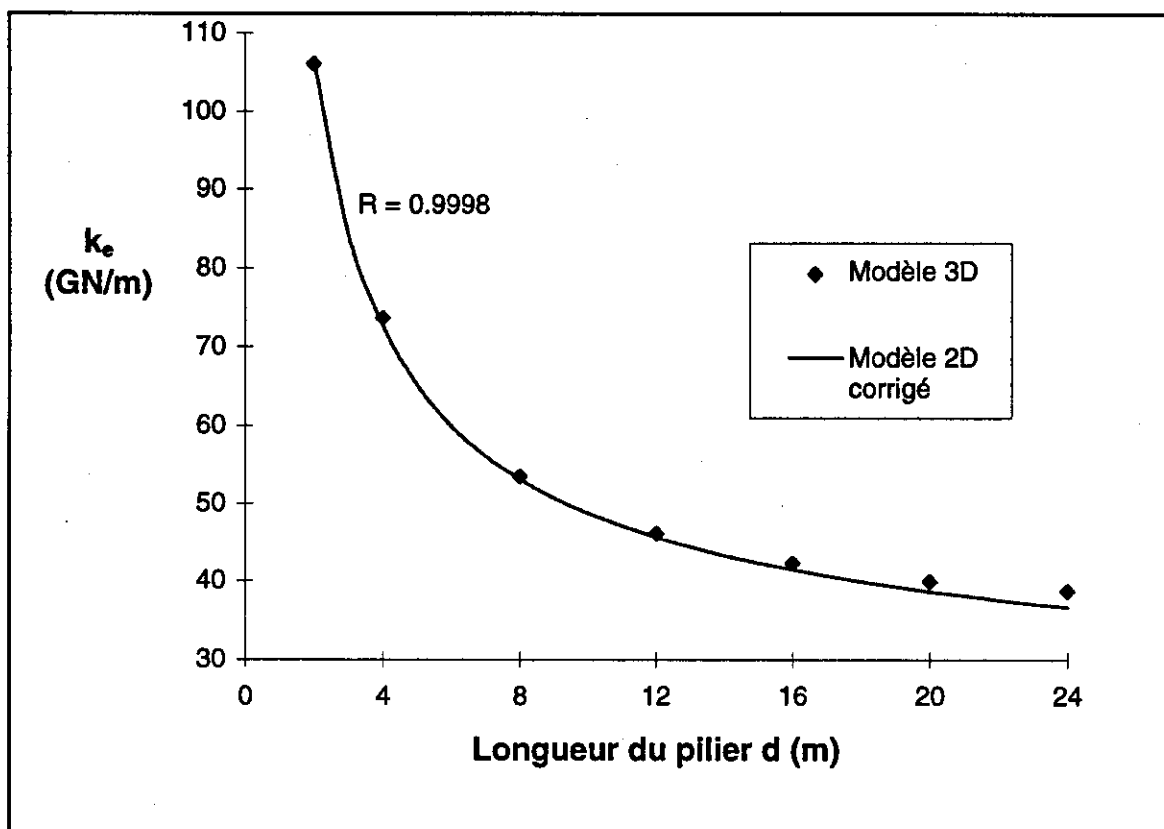


Figure 5.15: Corrélation entre la rigidité obtenue avec le modèle 3D et la rigidité obtenue avec le modèle 2D corrigée par l'équation (5.7) pour différentes longueurs de pilier (exemple 2).

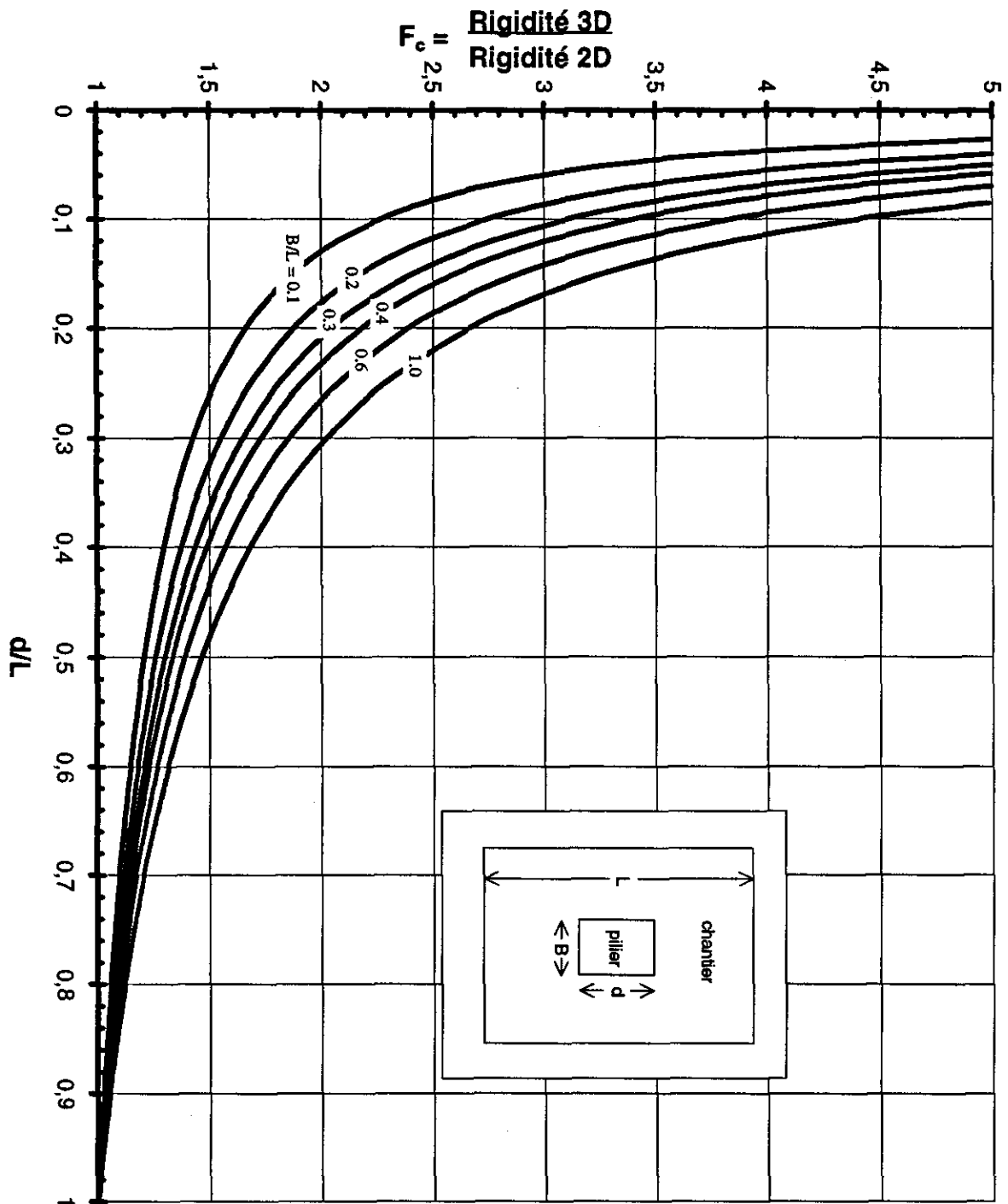


Figure 5.16: Graphique présentant le rapport de la rigidité obtenue avec le modèle 3D sur la rigidité obtenue avec le modèle 2D selon les dimensions du pilier et du chantier.

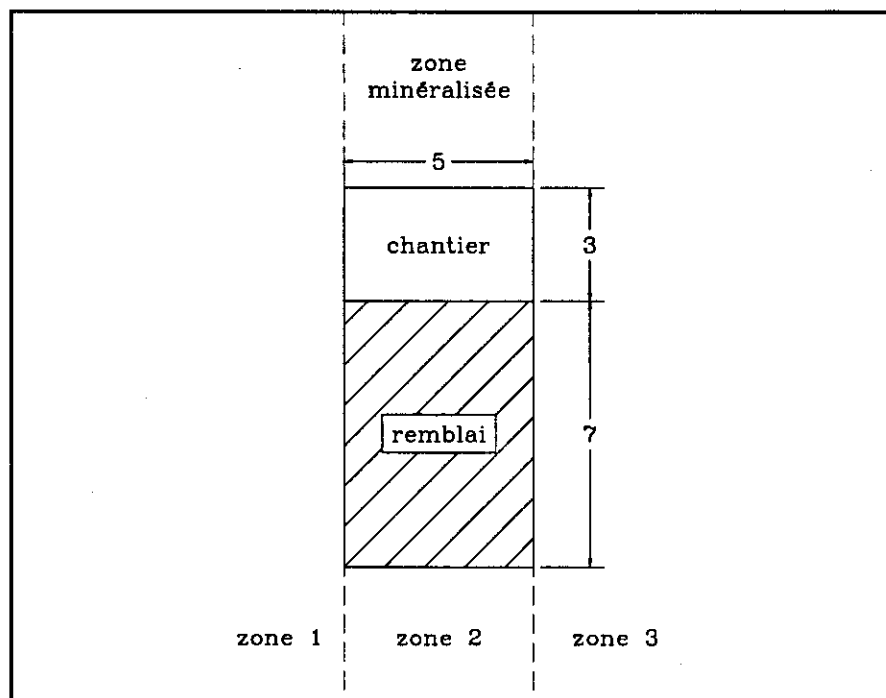


Figure 5.17: Chantier coupe-et-remblai (exemple 3).

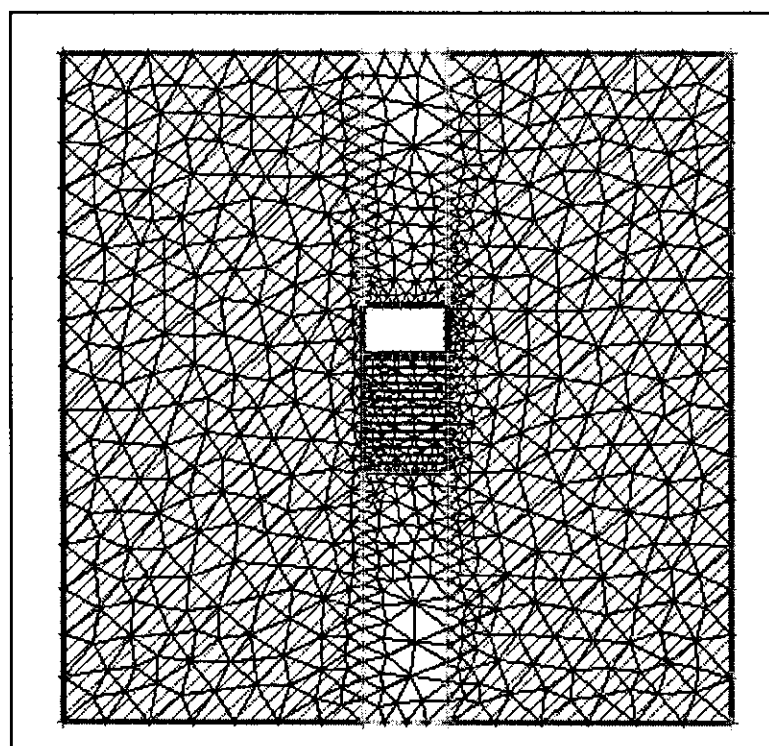


Figure 5.18: Modèle construit avec le logiciel PHASES (exemple 3).

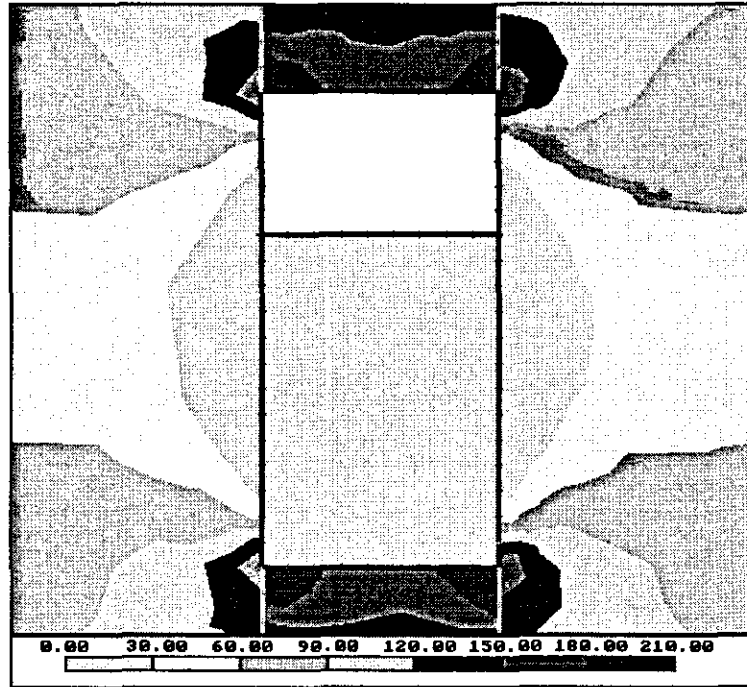


Figure 5.19a: Isocontours de la contrainte principale majeure σ_1 (en MPa) autour du chantier (exemple 3).

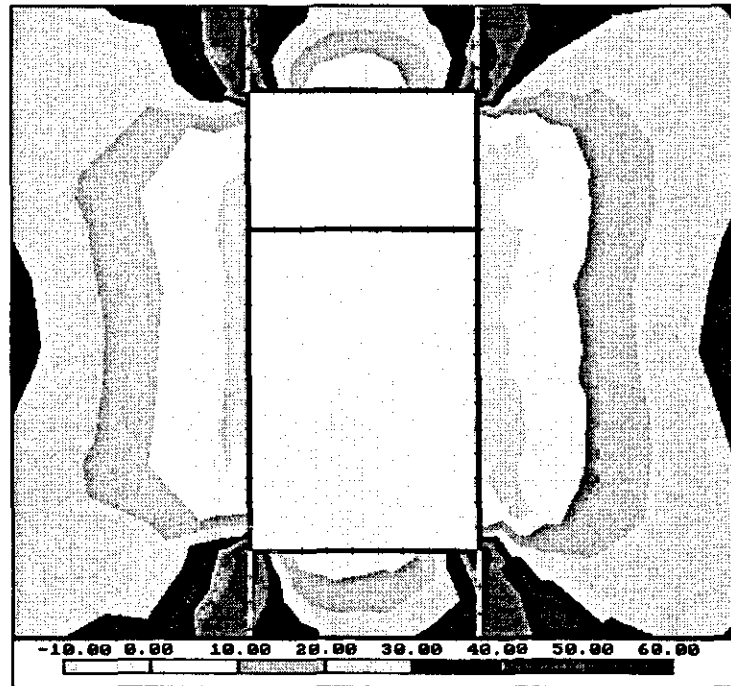


Figure 5.19b: Isocontours de la contrainte principale mineure σ_3 (en MPa) autour du chantier (exemple 3).

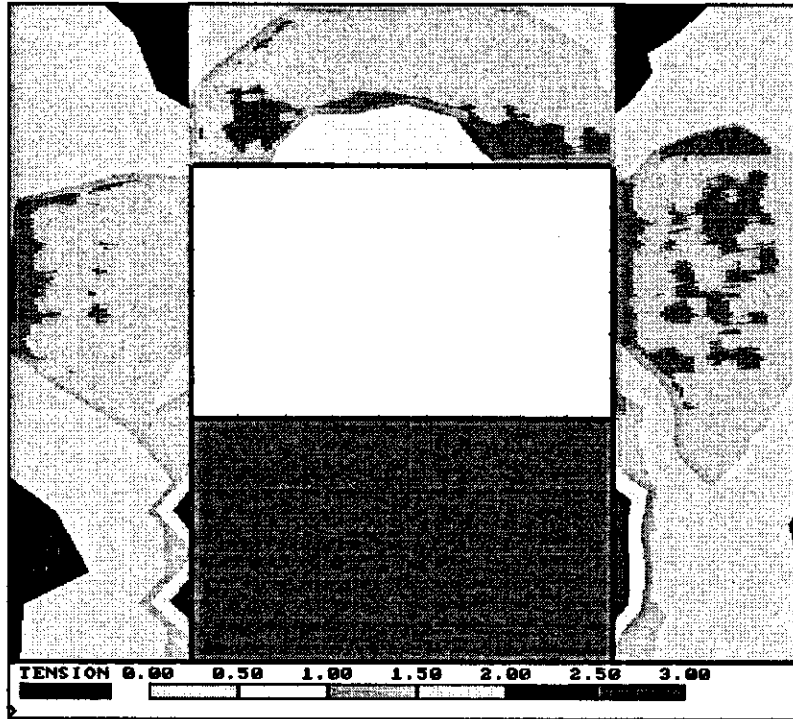


Figure 5.20: Isocontours du facteur de sécurité selon le critère de Hoek et Brown (1980, 1988) - analyse élastique (exemple 3).

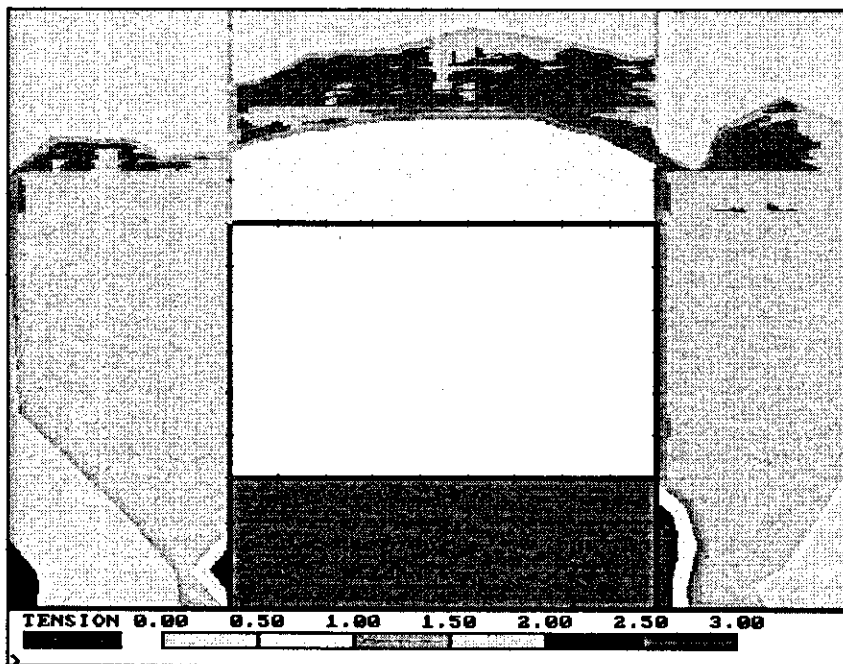


Figure 5.21: Isocontours du facteur de sécurité selon le critère de Hoek et Brown (1980, 1988) - analyse élasto-plastique (exemple 3).

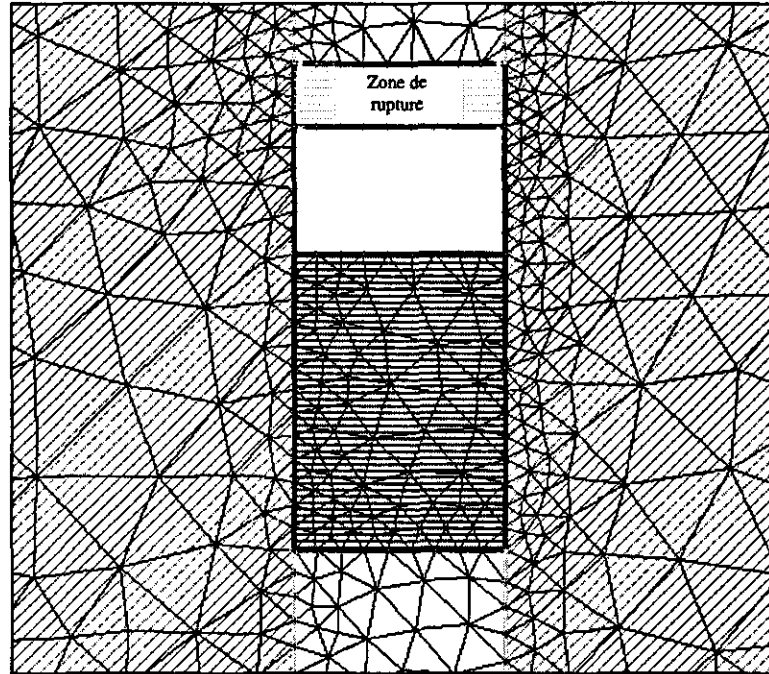


Figure 5.22: Modèle utilisé pour évaluer la rigidité équivalente du massif adjacent à l'instabilité (exemple 3).

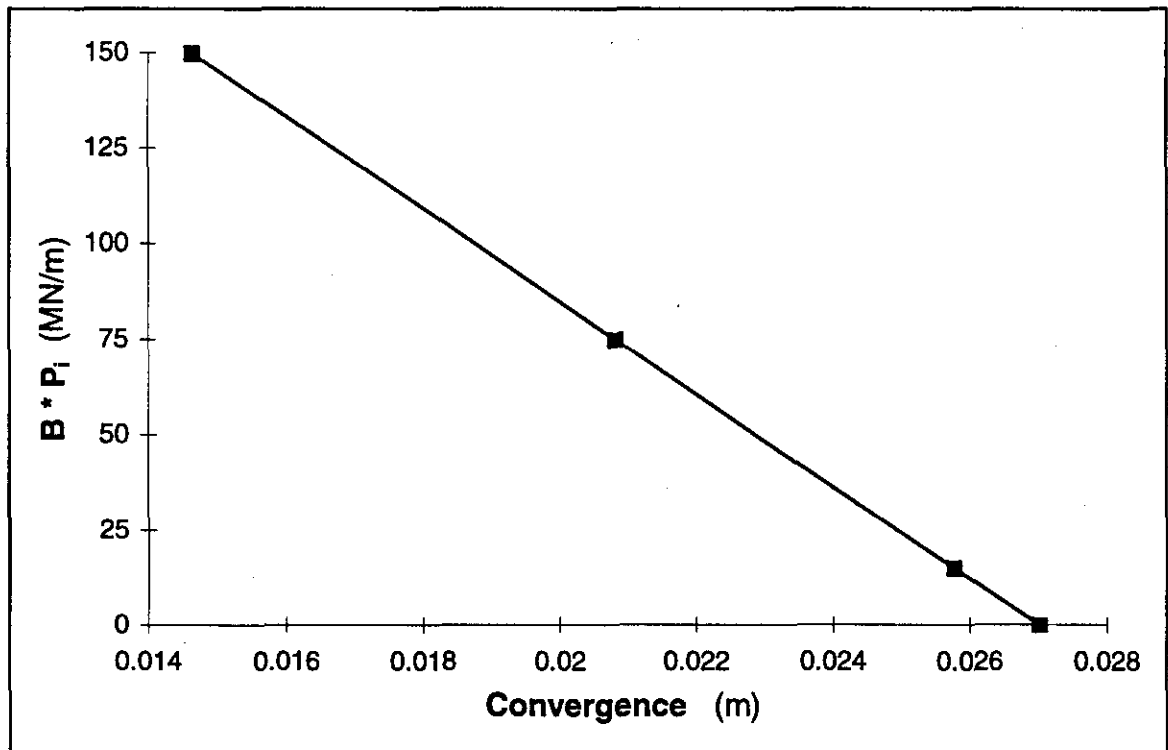


Figure 5.23: Graphe utilisé pour évaluer la rigidité équivalente du massif rocheux (exemple 3).

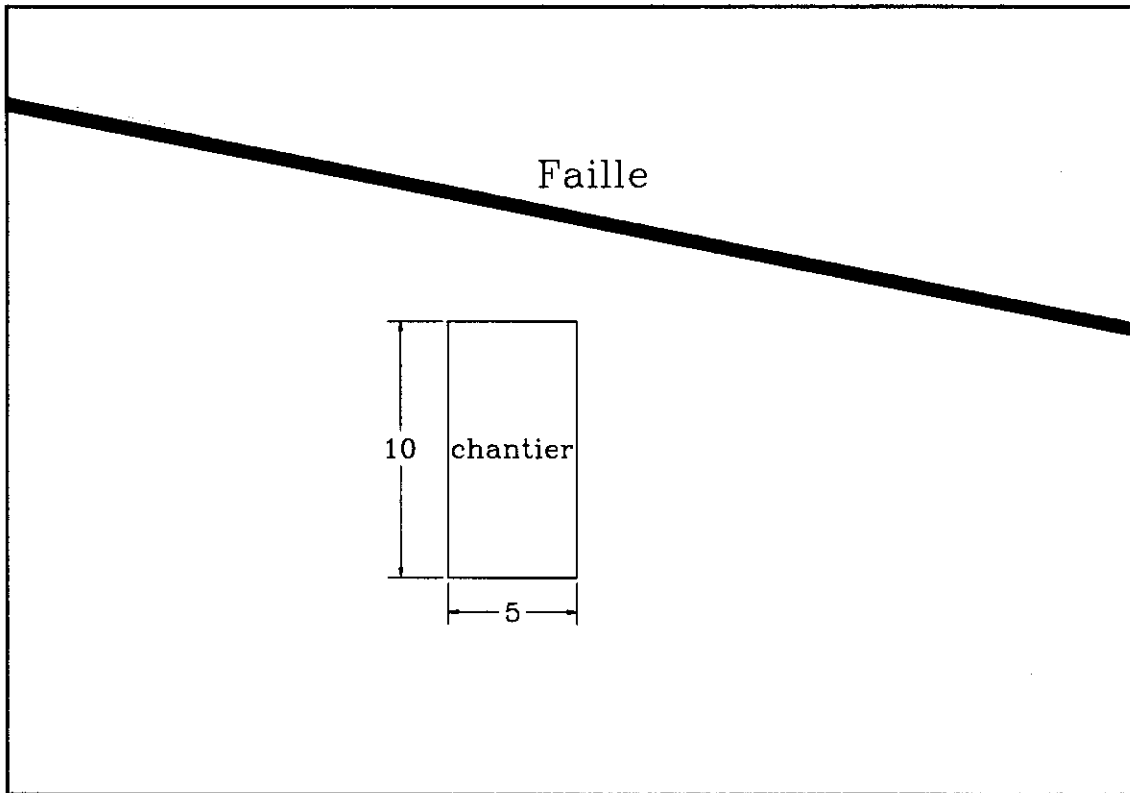


Figure 5.24: Cas d'un chantier s'approchant d'une discontinuité géologique majeure (exemple 4).

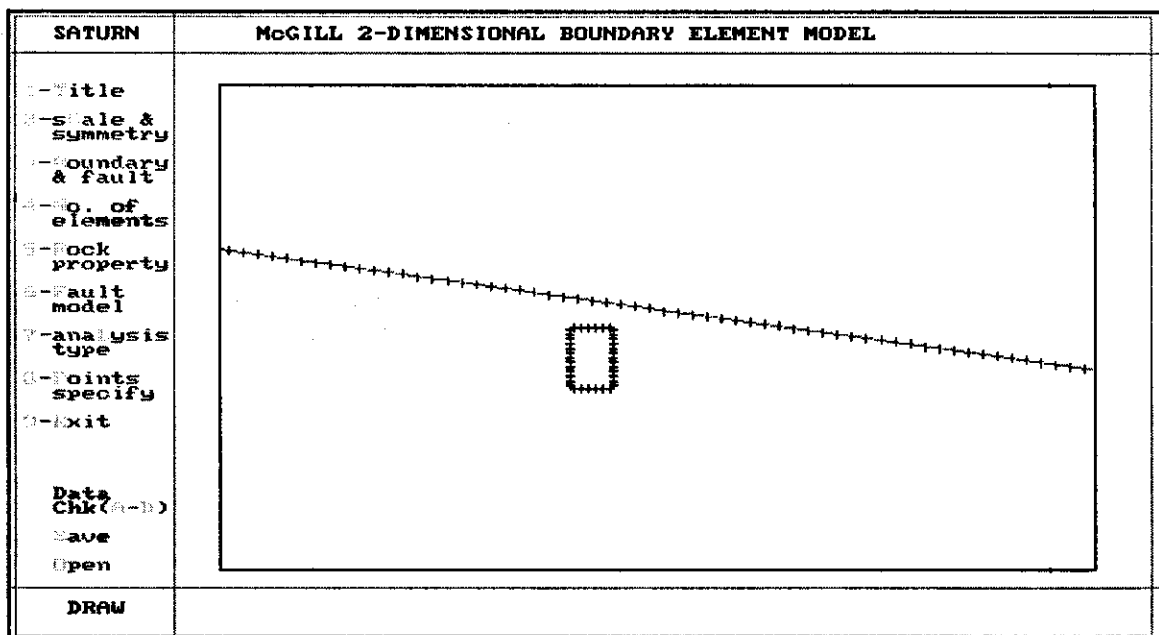


Figure 5.25: Modèle créé à l'aide du logiciel SATURN (exemple 4).

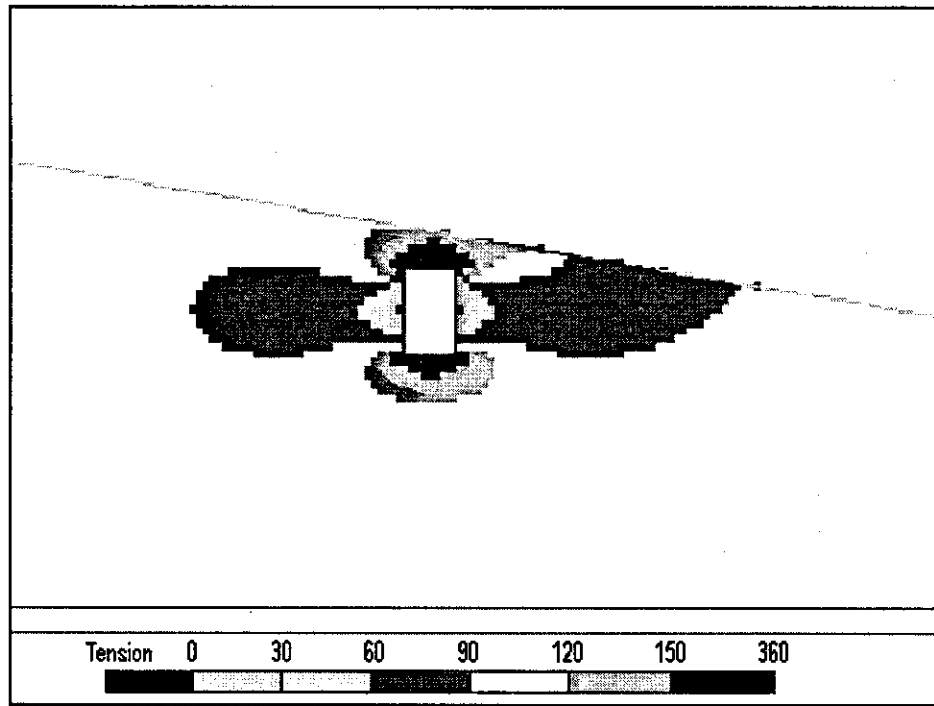


Figure 5.26a: Isocontours de la contrainte principale majeure σ_1 (en MPa) obtenus avec SATURN (exemple 4).

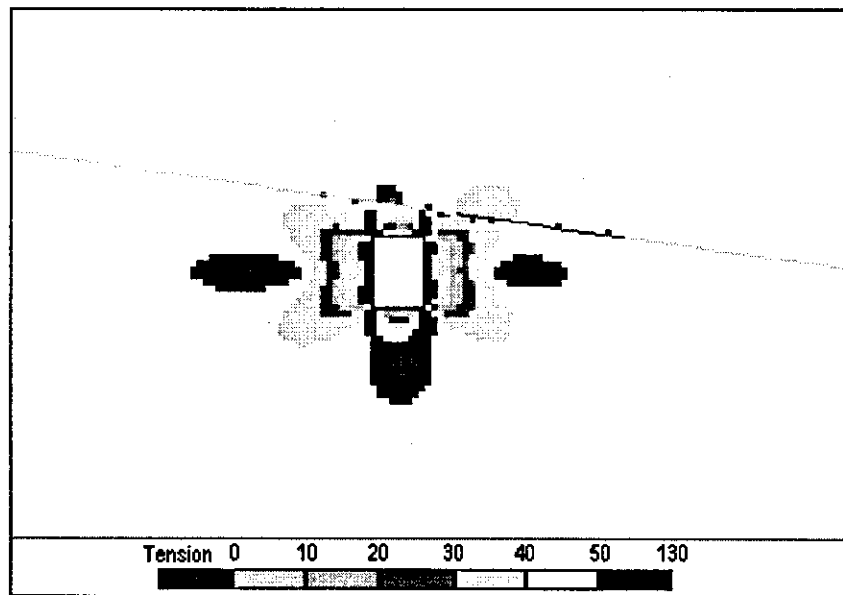


Figure 5.26b: Isocontours de la contrainte principale mineure σ_3 (en MPa) obtenus avec SATURN (exemple 4).

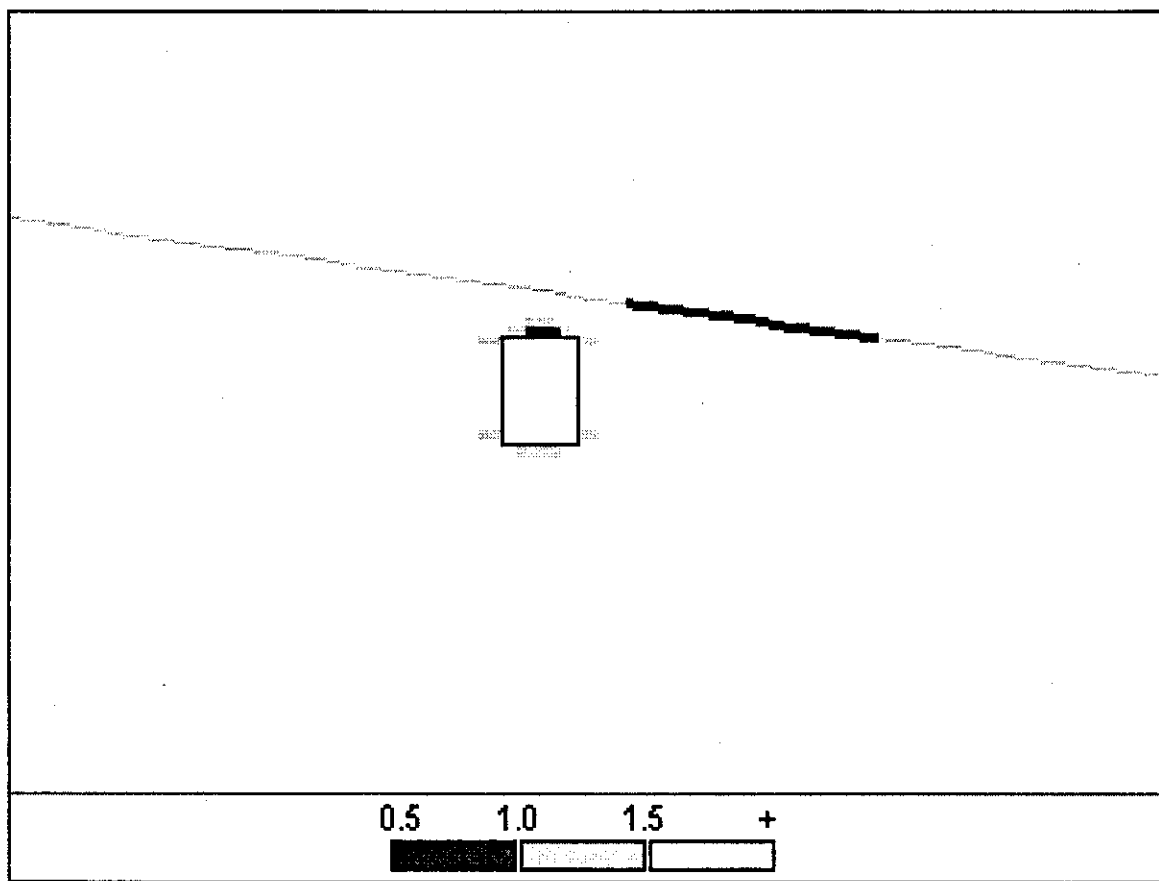


Figure 5.27: Isocontours du facteur de sécurité selon le critère de Hoek et Brown (1980, 1988) pour le massif rocheux et selon le modèle de Barton-Bandis pour la faille (exemple 4).

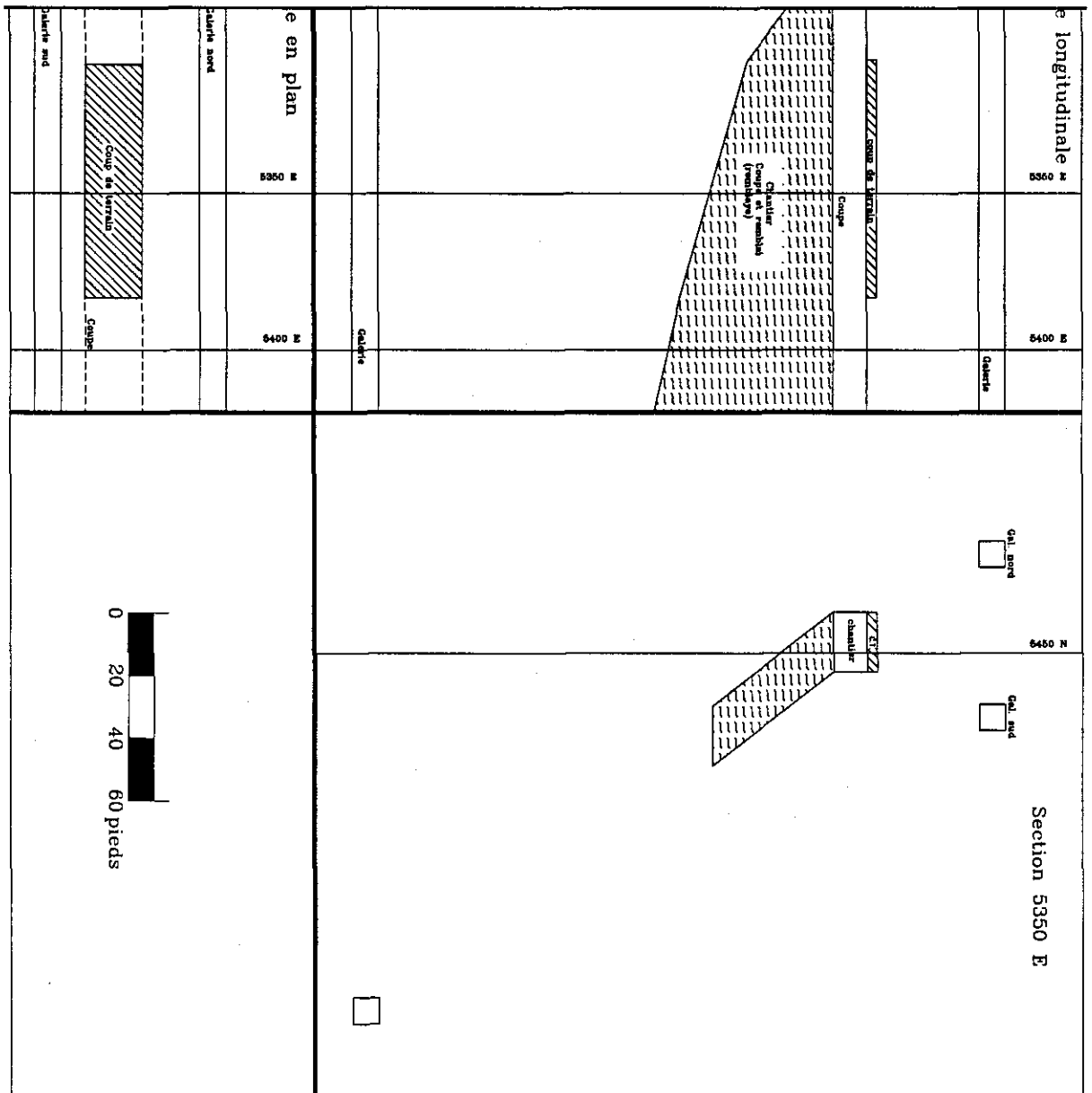


Figure 5.28: Coup de terrain au toit d'un chantier coupe et remblai (exemple 5; d'après Aubertin et al., 1997).

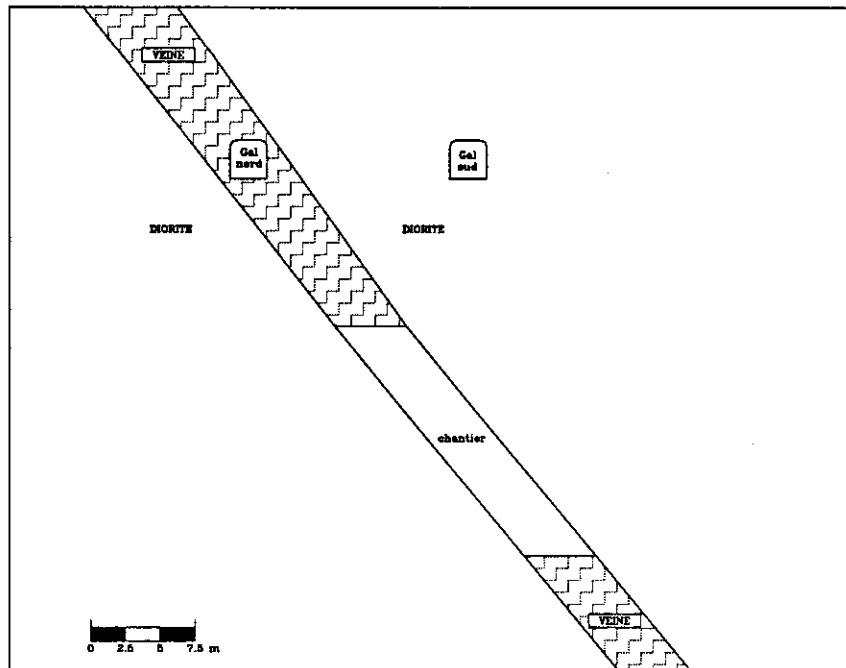


Figure 5.29: Modèle 2D utilisé pour l'analyse de stabilité (exemple 5; d'après Aubertin et al., 1997).

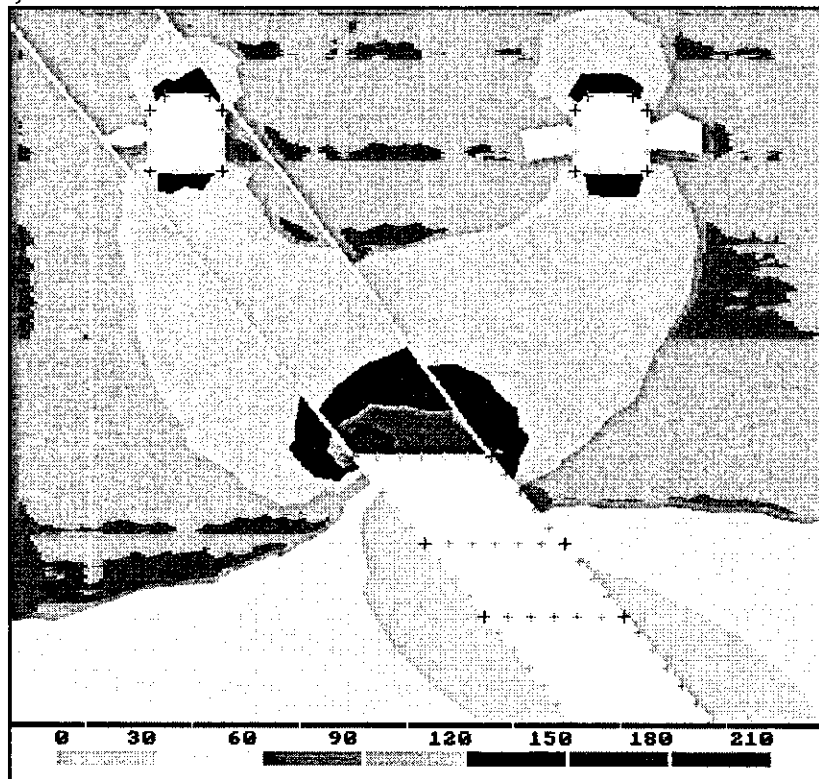


Figure 5.30a: Isocontours de la contrainte principale majeure σ_1 (en MPa) (exemple 5; d'après Aubertin et al., 1997).

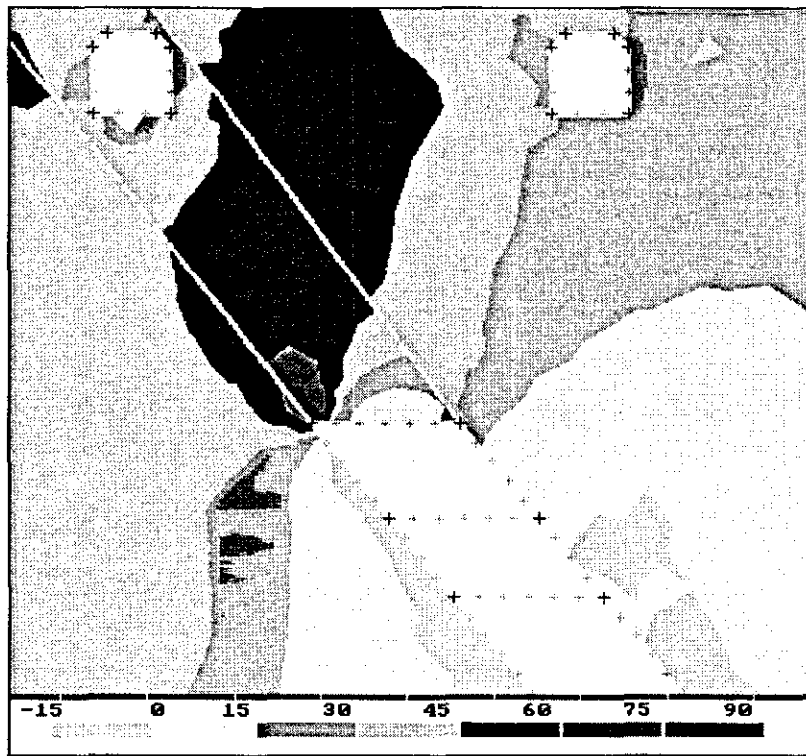


Figure 5.30b: Isocontours de la contrainte principale mineure σ_3 (en MPa) (exemple 5; d'après Aubertin et al., 1997).

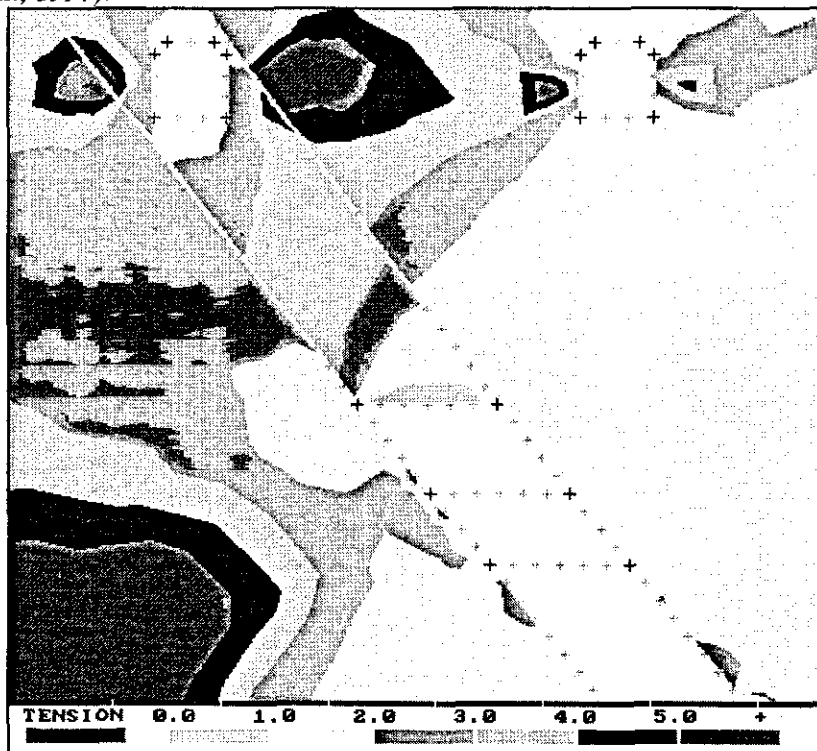


Figure 5.31: Isocontours du facteur de sécurité selon le critère de Hoek et Brown (1980, 1988) (exemple 5; d'après Aubertin et al., 1997).

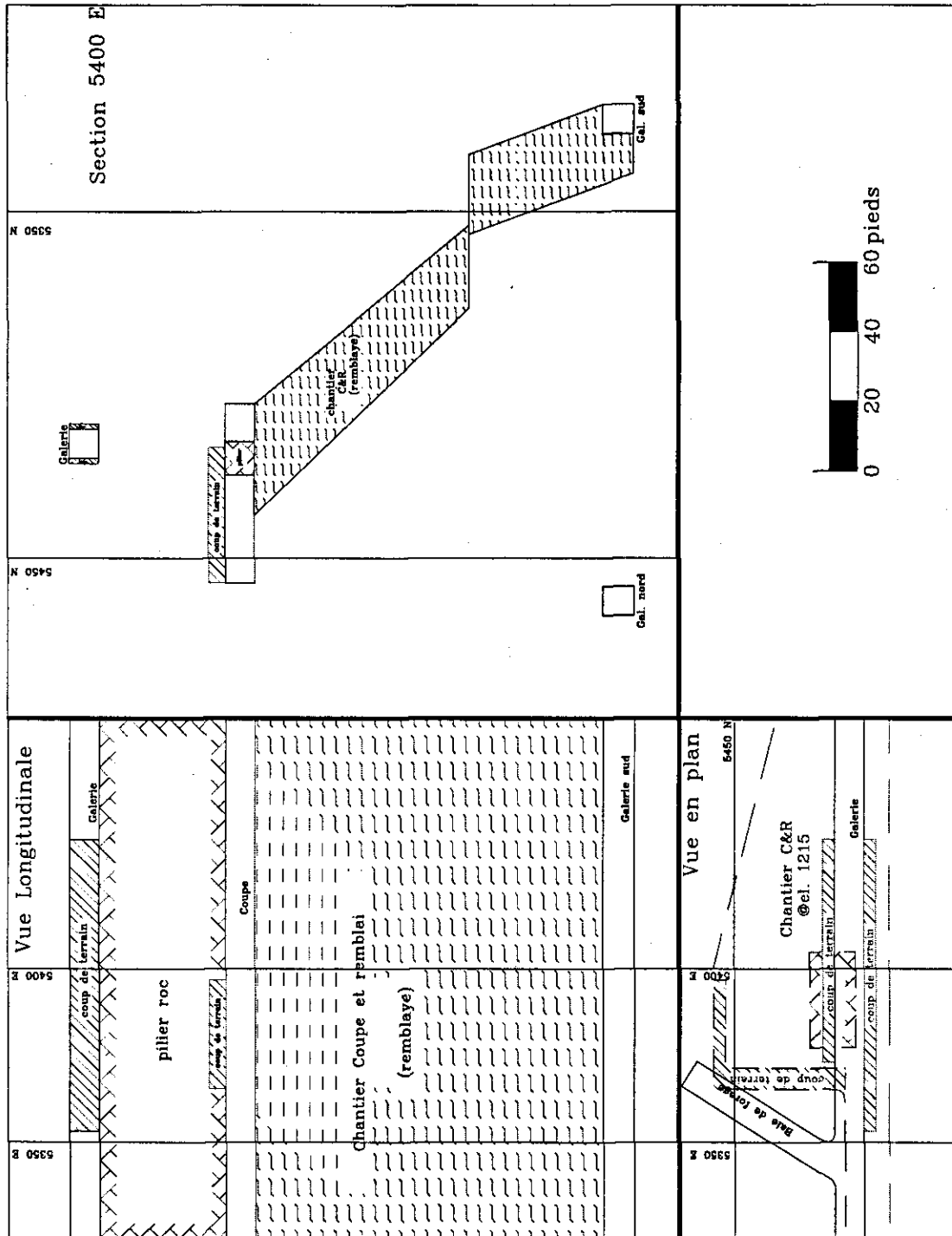


Figure 5.32: Coup de terrain dans la galerie du niveau supérieur et dans le chantier coupe et remblai (exemple 6; d'après Aubertin et al., 1997).

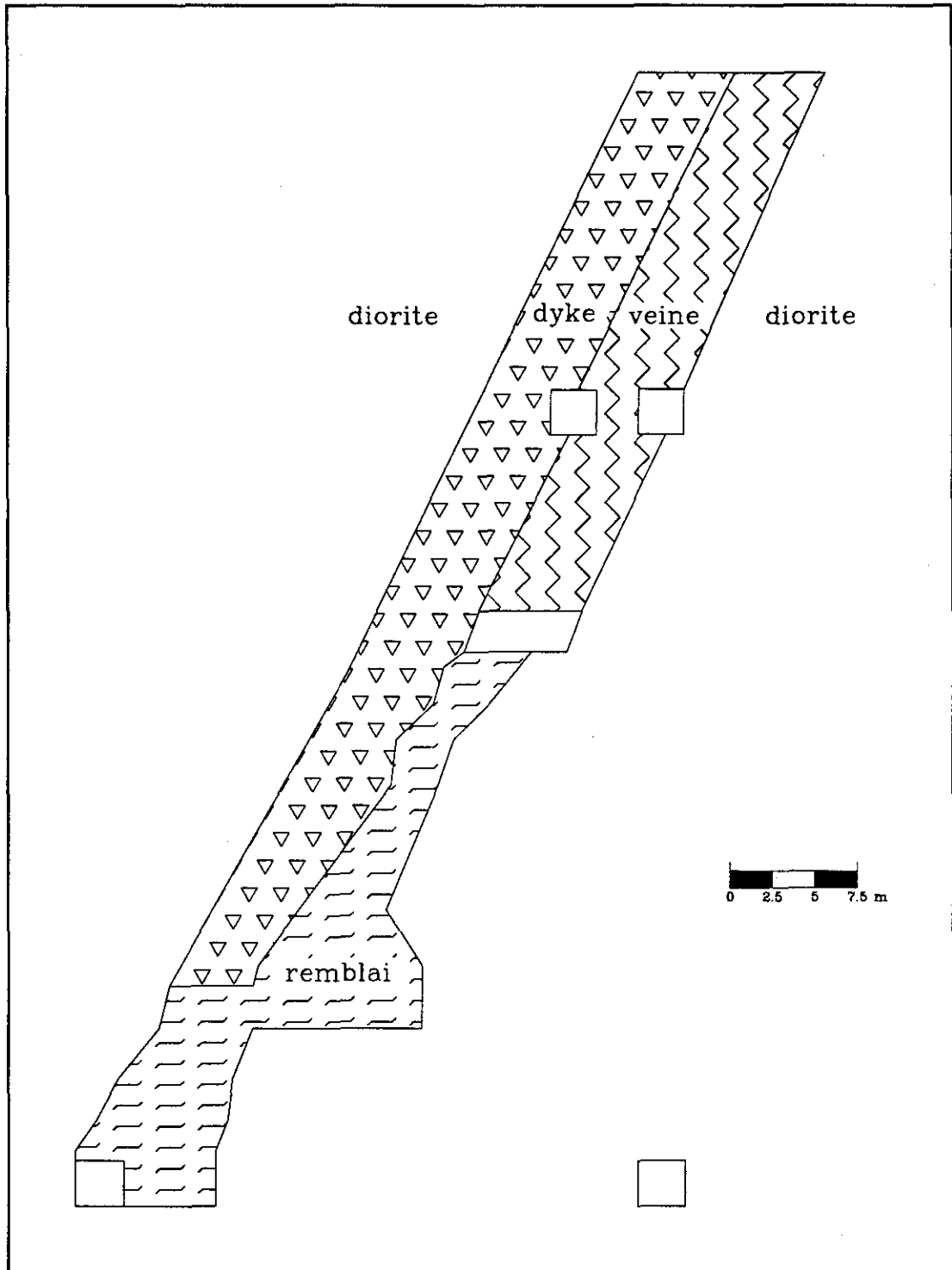


Figure 5.33: Section type utilisée pour la modélisation du coup de terrain (exemple 6; d'après Aubertin et al., 1997).

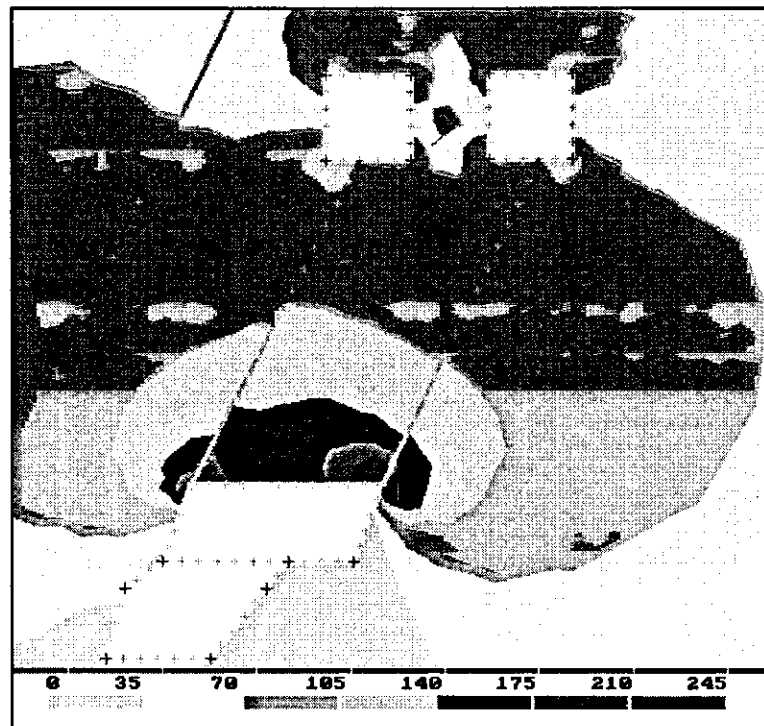


Figure 5.34a: Isocontours de la contrainte principale majeure σ_1 (en MPa) pour les propriétés moyennes (exemple 6; d'après Aubertin et al., 1997).

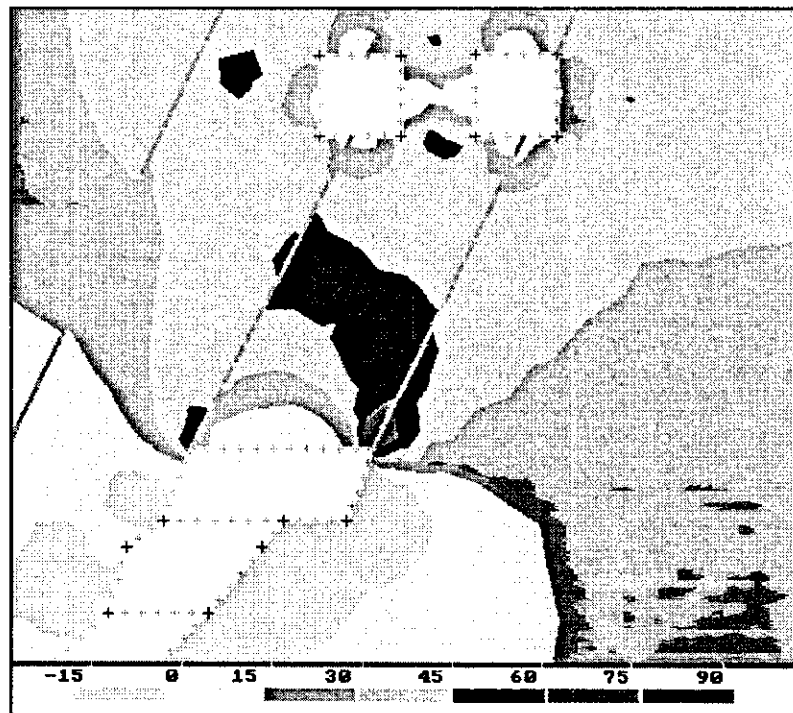


Figure 5.34b: Isocontour de la contrainte principale mineure σ_3 (en MPa) pour les propriétés moyennes (exemple 6; d'après Aubertin et al., 1997).

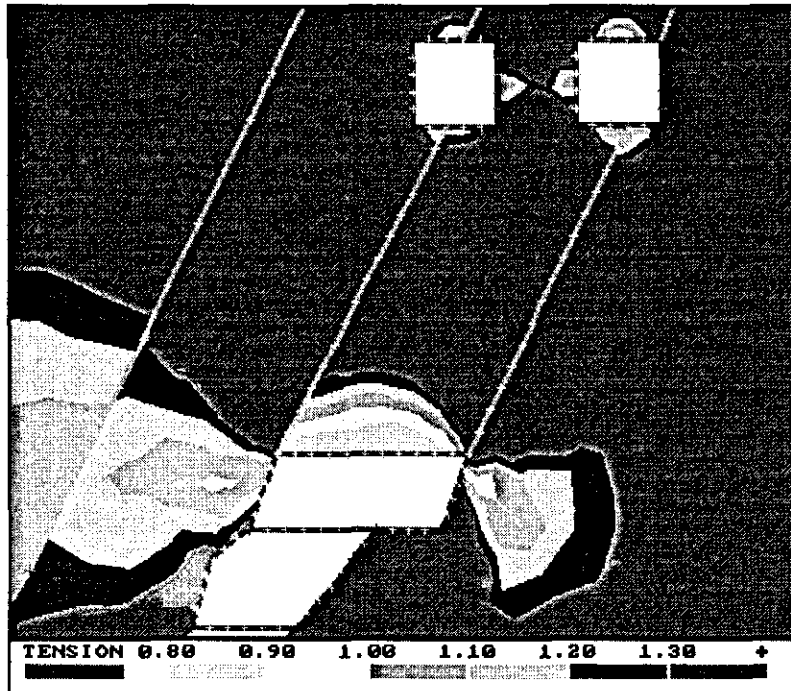


Figure 5.35: Isocontours du facteur de sécurité selon le critère de Hoek et Brown (1980, 1988) pour les paramètres moyens (exemple 6; d'après Aubertin et al., 1997).

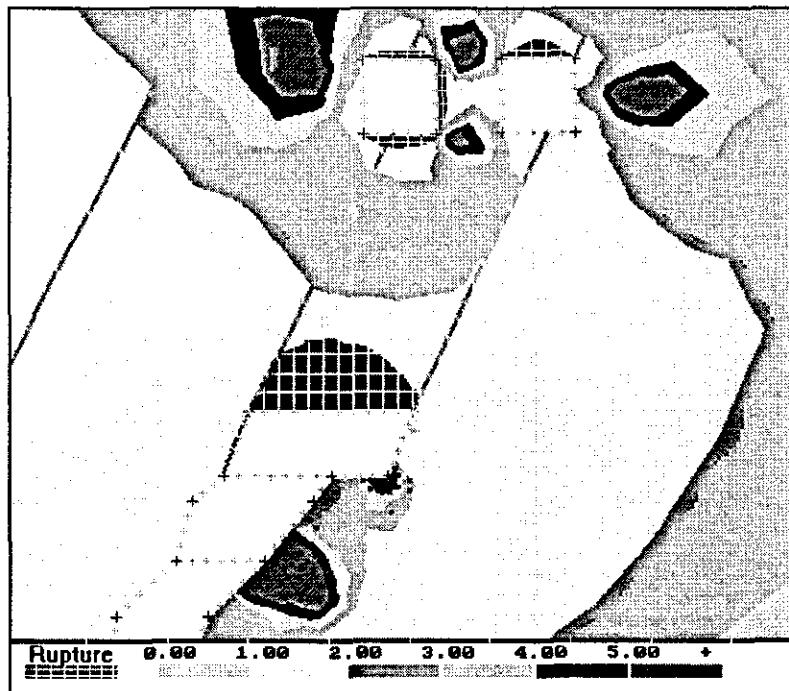


Figure 5.36: Isocontours du facteur de sécurité selon le critère de Hoek et Brown (1980, 1988) pour les paramètres moyens - analyse élasto-plastique (exemple 6; d'après Aubertin et al., 1997).

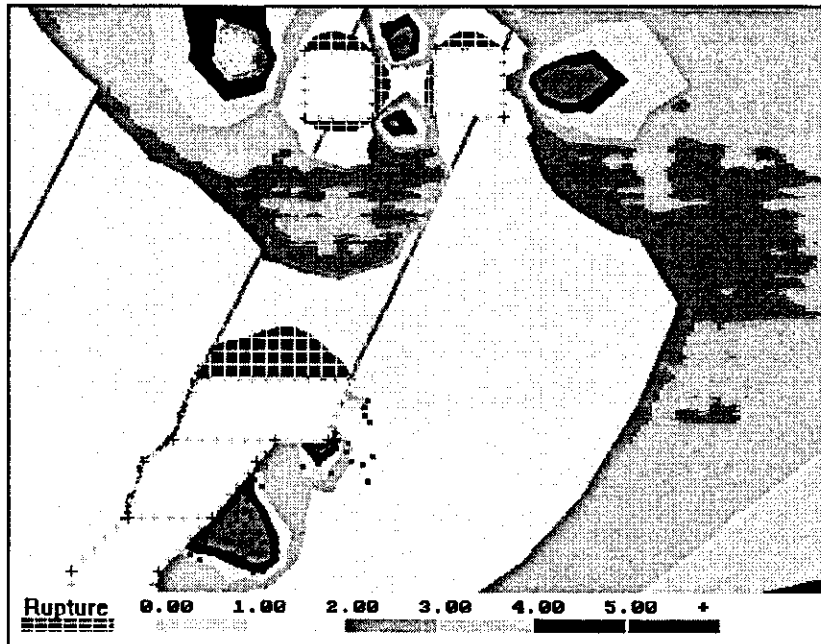


Figure 5.37: Isocontours du facteur de sécurité selon le critère de Hoek et Brown (1980, 1988) pour une valeur de RMR de 80 - analyse élasto-plastique (exemple 6; d'après Aubertin et al., 1997).

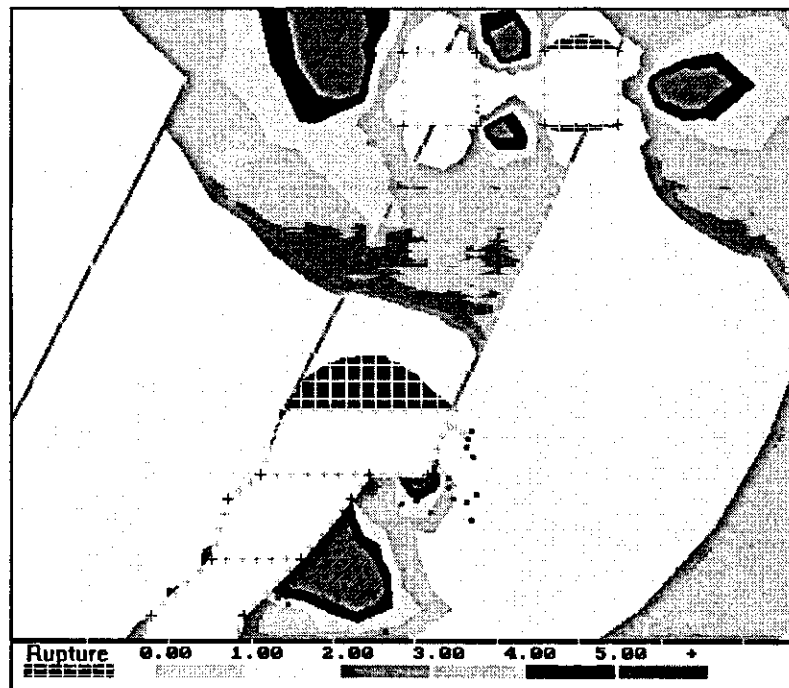


Figure 5.38: Isocontours du facteur de sécurité selon le critère de Hoek et Brown (1980, 1988) pour une valeur de RMR de 90 - analyse élasto-plastique (exemple 6; d'après Aubertin et al., 1997).

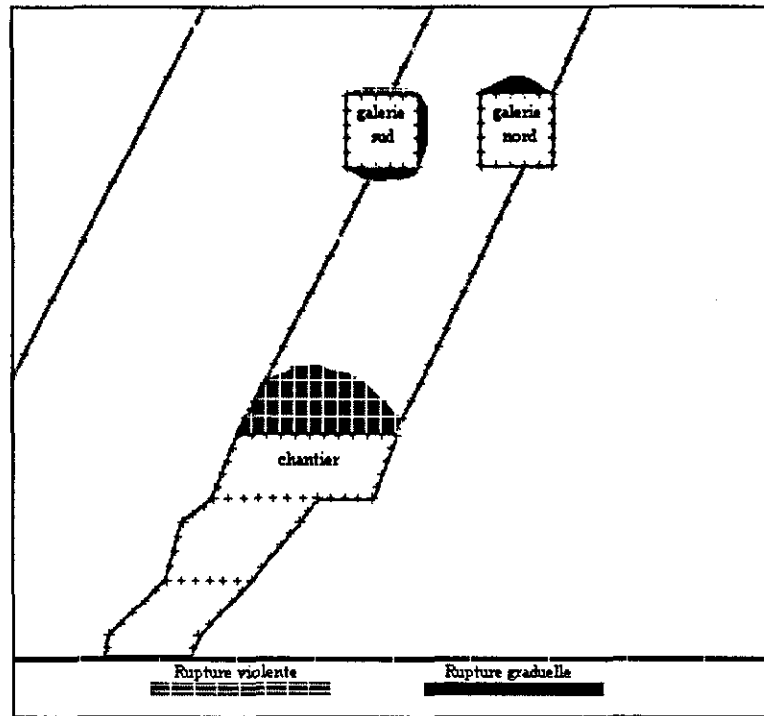


Figure 5.39: Zones de rupture violente et graduelle pour les paramètres moyens (exemple 6; d'après Aubertin et al., 1997).

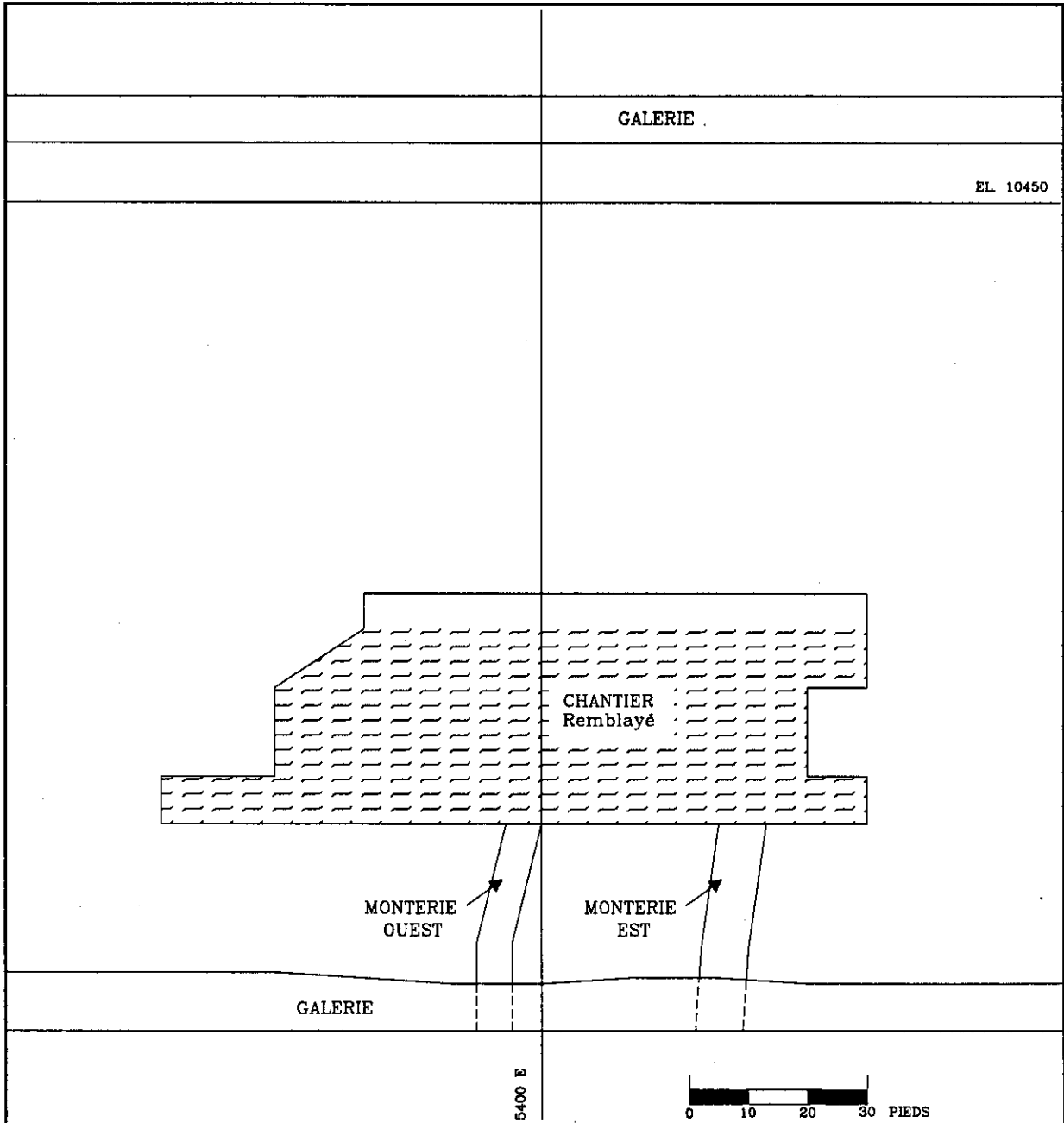


Figure 5.40a: Chantier remblayé - Vue longitudinale (exemple 7; d'après Aubertin et al., 1997).

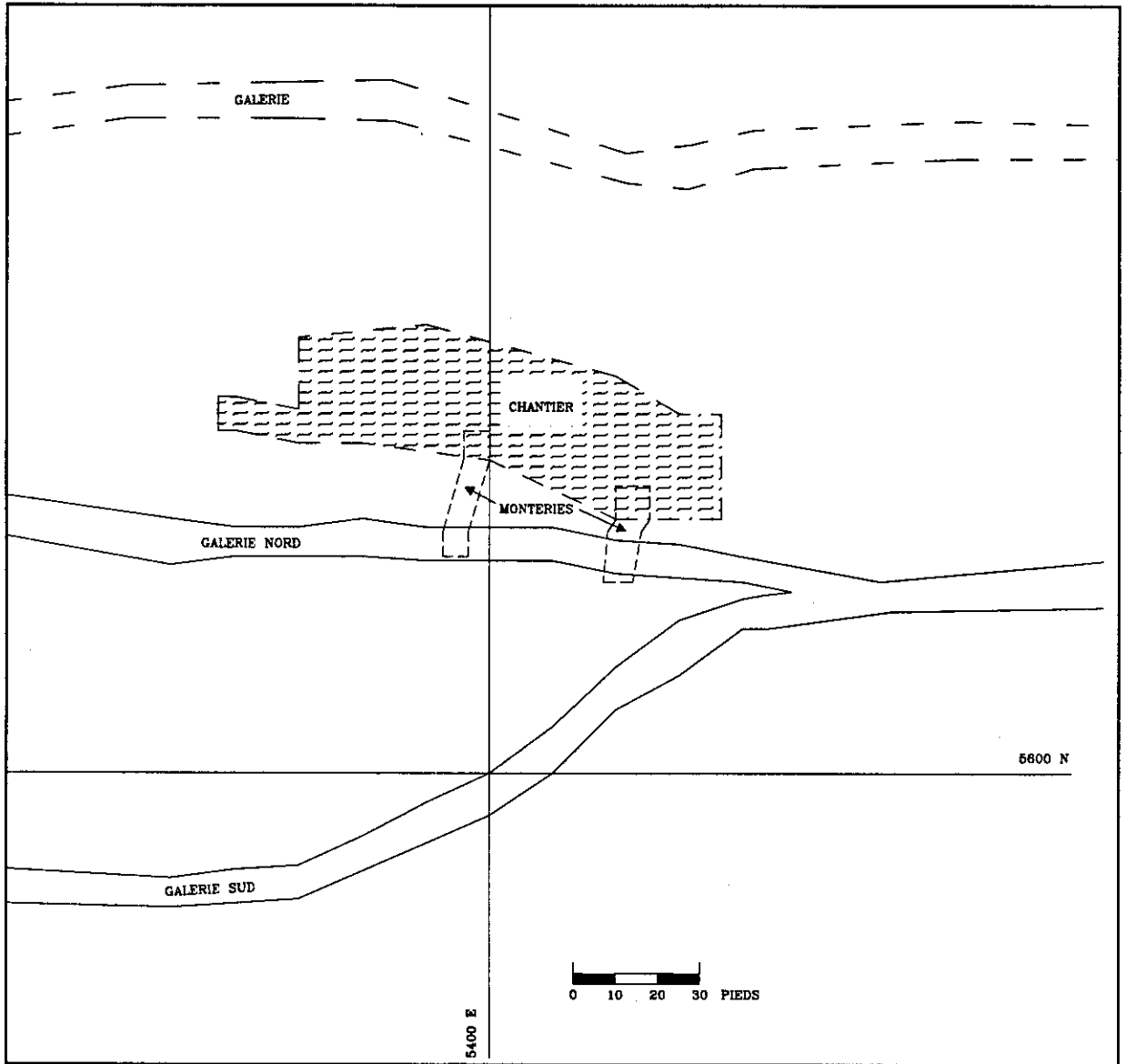


Figure 5.40b: Chantier remblayé - Vue en plan (exemple 7; d'après Aubertin et al., 1997).

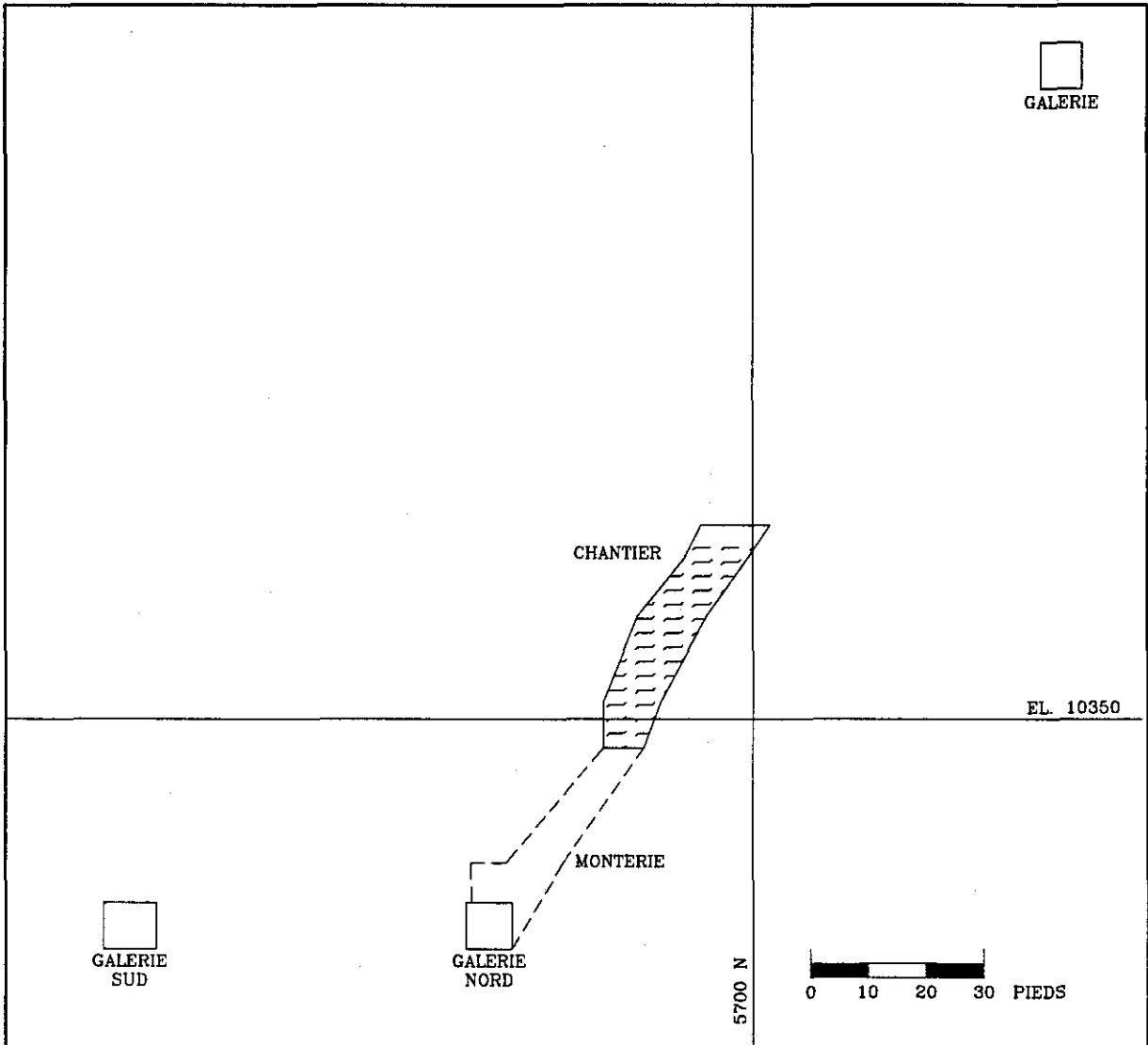


Figure 5.40c: Chantier remblayé - Section 5400 E (regard vers l'ouest) (exemple 7; d'après Aubertin et al., 1997).

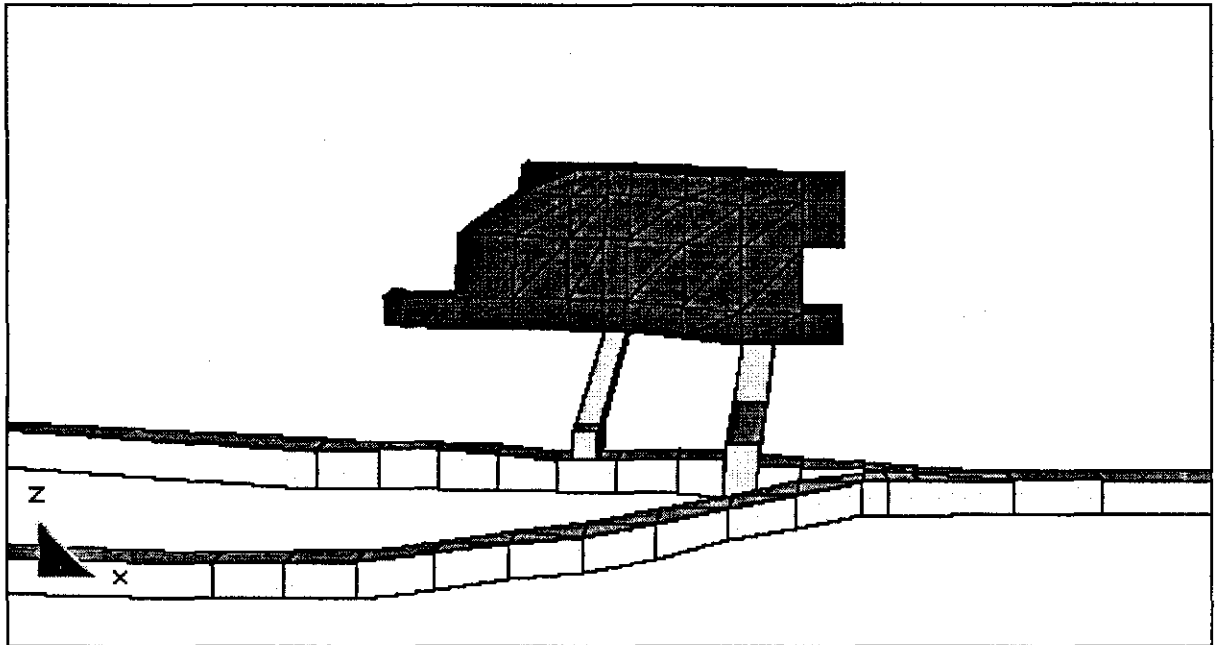


Figure 5.41a: Modélisation du chantier - Regard vers le nord (exemple 7; d'après Aubertin et al., 1997).

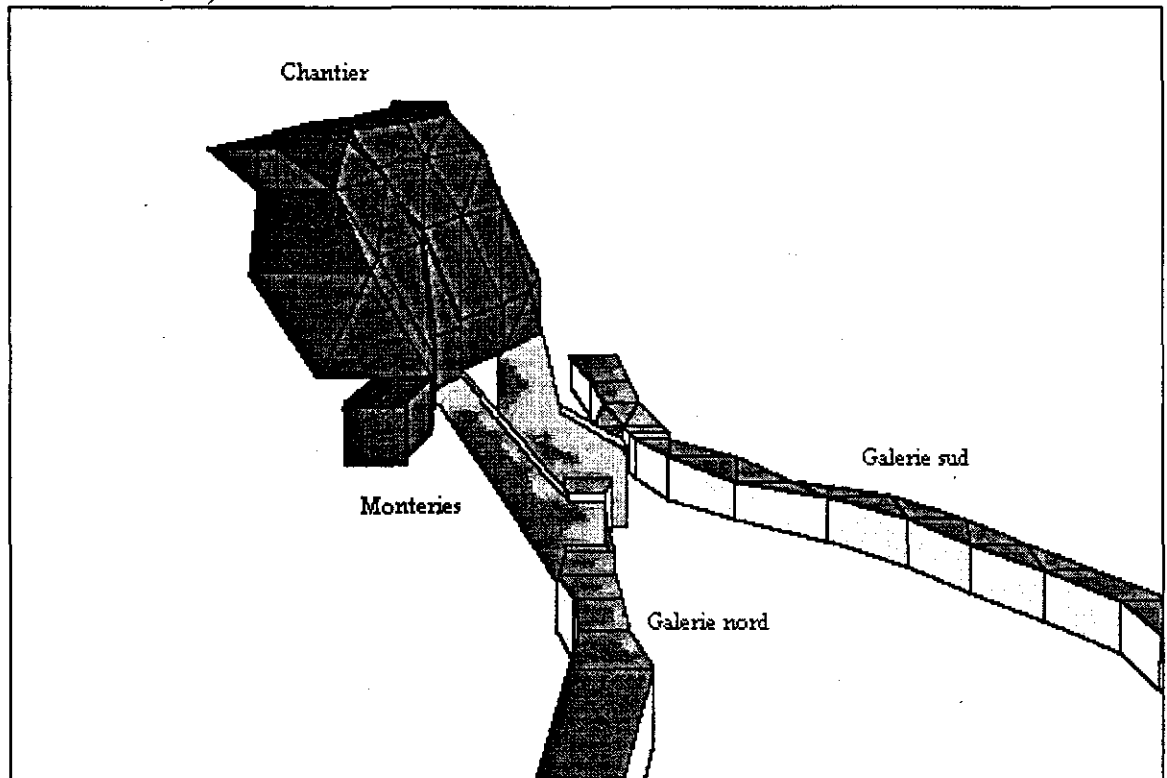


Figure 5.41b: Modélisation du chantier - Regard vers l'est (exemple 7; d'après Aubertin et al., 1997).

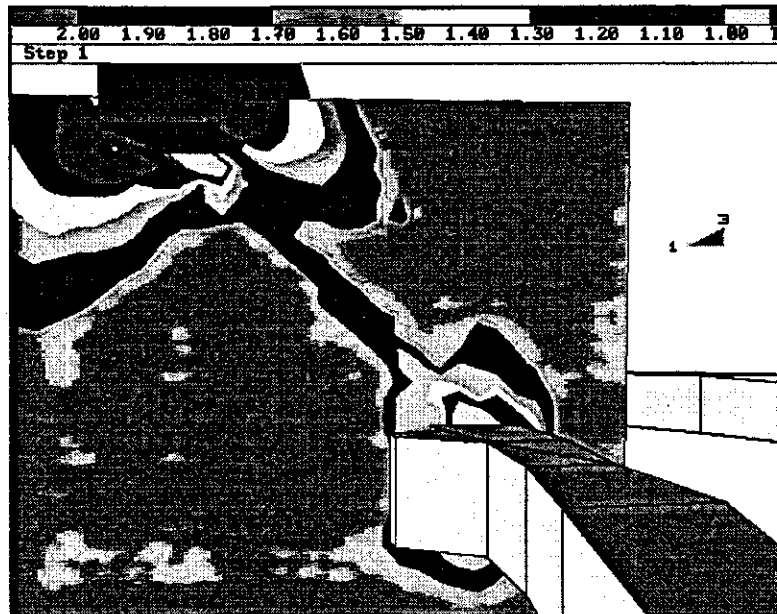


Figure 5.42: Isocontours du facteur de sécurité selon le critère de rupture de Hoek et Brown (1980, 1988) (exemple 7; d'après Aubertin et al., 1997).

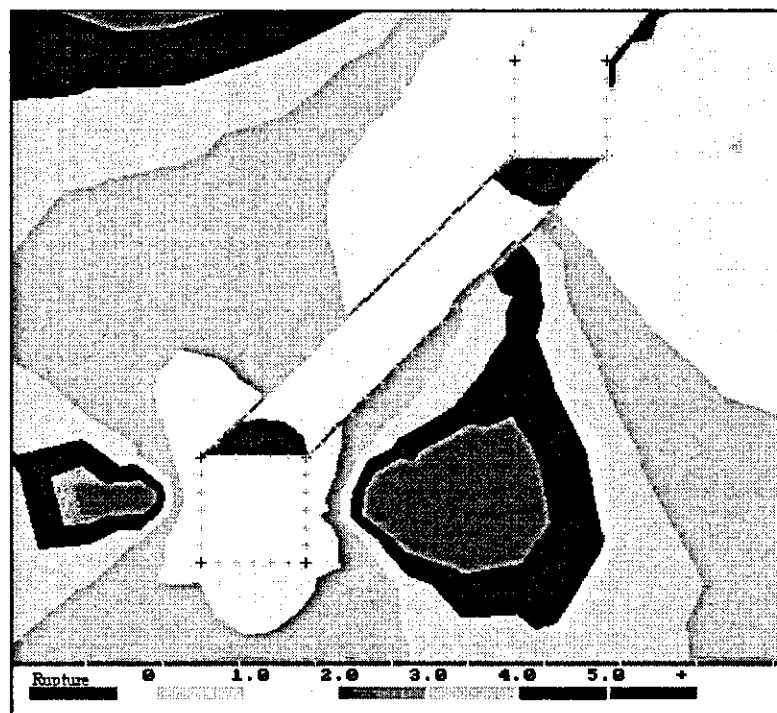


Figure 5.43: Isocontours du facteur de sécurité selon le critère de rupture de Hoek et Brown (1980, 1988) - Analyse 2D élasto- plastique (exemple 7; d'après Aubertin et al., 1997).

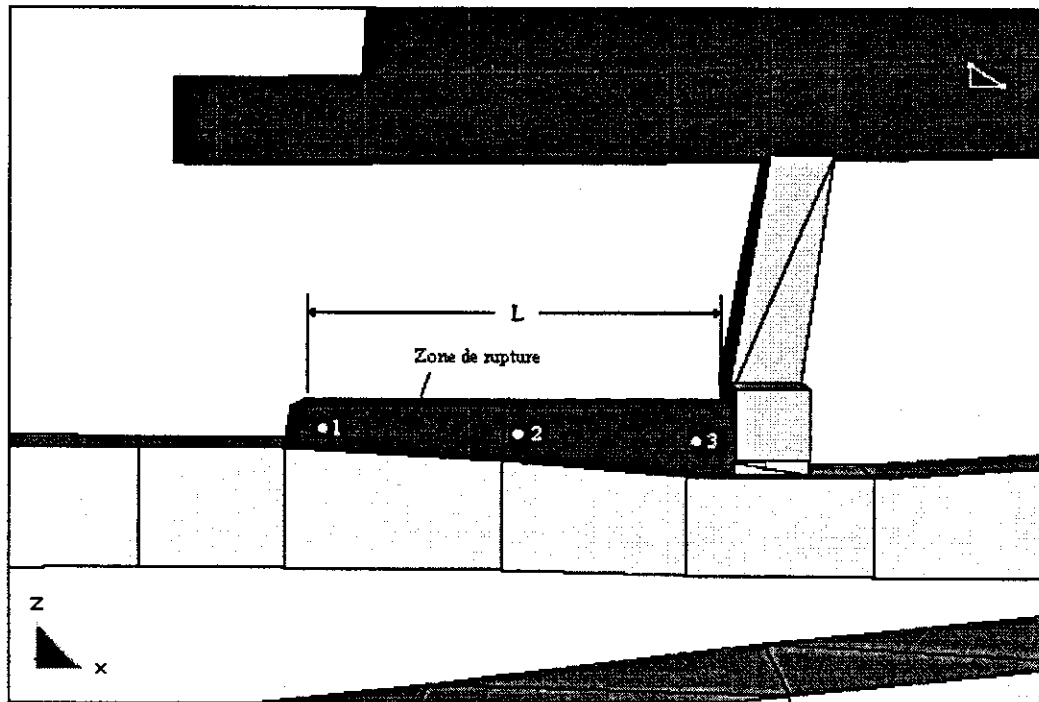


Figure 5.44: Modélisation de la zone de rupture et points de mesure pour l'estimation de la rigidité équivalente du massif rocheux (exemple 7; d'après Aubertin et al., 1997).

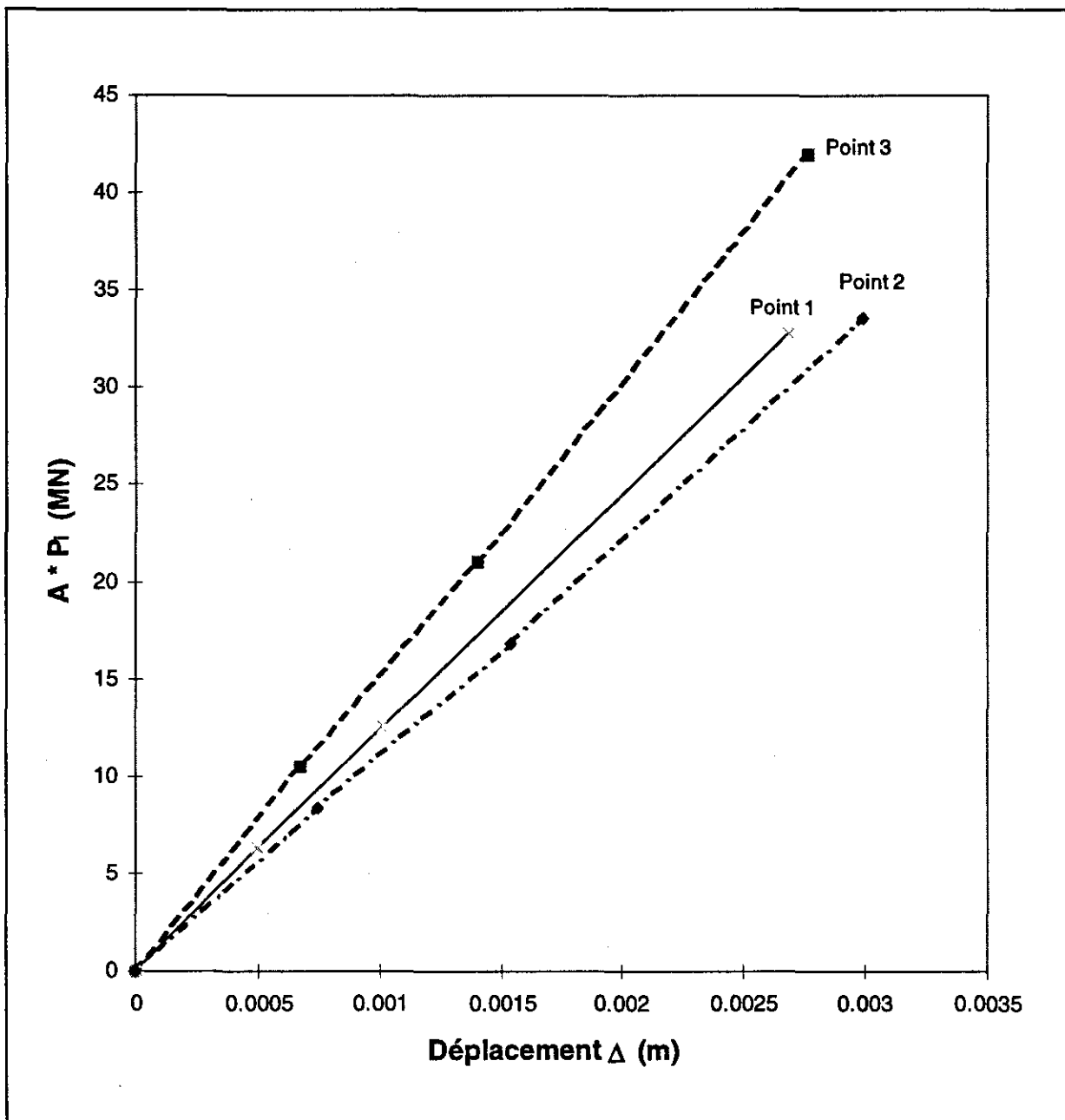


Figure 5.45: Graphique utilisé pour estimer la rigidité équivalente des épontes à l'aide du modèle 3D (exemple 7; d'après Aubertin et al., 1997).

6. DISCUSSION ET CONCLUSIONS

6.1 DISCUSSION

La méthode ERP a été développée afin de s'intégrer à l'ingénierie minière de routine. Celle-ci fait appel à divers outils fréquemment utilisés en mécanique des roches, tels les classifications géomécaniques, les essais en laboratoire et la modélisation numérique. La méthode suggère, en première analyse, l'utilisation de techniques simplifiées tel que la modélisation 2D et un modèle de comportement des matériaux simple comme l'élasticité linéaire.

Bien que les rétro-analyses de coups de terrain effectuées jusqu'à maintenant aient montrés des résultats encourageants, il est de l'avis des auteurs qu'un plus grand nombre de ces rétro-analyses doivent encore être réalisées avant de pouvoir considérer la méthode comme entièrement validée. Ainsi, il serait souhaitable que les ingénieurs oeuvrant en contrôle de terrain effectuent d'autres études de cas selon la forme qui a été présentée au chapitre 5. Pour le lecteur intéressé, Sakurai (1993) présente plus de détails sur les façons de réaliser des rétro-analyses en géomécanique.

Il est important de souligner qu'il existe des coups de terrain ne pouvant être identifiés par la méthode, principalement les situations n'impliquant que quelques mètres cubes de roche. Des anomalies géologiques peuvent avoir été ignorées à cause de l'échelle à laquelle le zonage a été effectué, et celles-ci peuvent être responsables de coups de terrain localisés.

Lors des analyses de stabilité présentées au chapitre 5, des valeurs moyennes des propriétés ont été utilisées dans un but de simplification. Il est toutefois bon de rappeler à nouveau que les propriétés géomécaniques (déformation, résistance) sont usuellement très variables dans le massif rocheux et que celui-ci est, à divers degrés, hétérogène. Une approche déterministe (une seule valeur pour chaque propriété) peut alors mener à de fausses conclusions sur la stabilité de la structure rocheuse, surtout si l'on utilise les valeurs moyennes observées. Il est généralement préférable d'utiliser une approche probabiliste en effectuant des analyses paramétriques où l'on fait varier les différentes propriétés à l'intérieur d'une plage de valeurs anticipées (e.g., Hoek et al., 1995).

Mentionnons également que lors des analyses de stabilité, l'action du soutènement a été délibérément négligé car celui-ci a peu d'influence sur le champs des contraintes induites (Brady et Brown, 1992).

Bien que certaines structures rocheuses puissent requérir la construction d'un modèle 3D, il est souvent possible de poser des simplifications et de modéliser le problème en deux dimensions (analyse en déformations planes). Quelques cas types ont été présentés au chapitre 5. Il est évident que la modélisation 2D est plus facile d'approche pour les ingénieurs peu familiers avec la modélisation numérique. D'ailleurs, une approche 2D mène souvent à une estimation conservatrice des contraintes induites en autant que les simplifications géométriques ne soient pas trop nombreuses, et que le choix des orientations relatives des contraintes soit fait correctement.

Par ailleurs, lorsque l'analyse de stabilité a démontré une possibilité de rupture, il est nécessaire pour l'évaluation des différentes rigidités, d'évaluer les dimensions de la zone instable. Lors d'une analyse élastique, la zone ayant un facteur de sécurité inférieur à l'unité ne représente qu'une zone de rupture d'ampleur minimale, car ce type d'analyse permet le chargement du matériau au delà de sa résistance ultime, ce qui est physiquement inadéquat. Pour estimer de manière plus précise la zone potentielle de rupture, plusieurs approches peuvent être utilisées. Les auteurs suggèrent, lorsque cela est possible, d'effectuer des analyses où les propriétés de résistance résiduelle sont données au matériaux lorsque le pic de résistance est dépassé, tel que proposé par Hoek et al. (1995). Notons que lors d'une rupture violente, le matériau sera expulsé et la résistance résiduelle sera alors nulle. Cependant, utiliser des propriétés dont la valeur est zéro peut amener des problèmes de convergence numérique. L'utilisation de valeurs faibles permet alors une meilleure approximation de la zone de rupture sans provoquer de problèmes de convergence.

L'évaluation de la rigidité post-pic de la structure instable est la composante qui présente le plus d'incertitudes quant à sa valeur réelle, principalement lorsque les propriétés post-pic de la roche intacte sont inconnues. Le module post-pic E' utilisé est un module apparent et non un module élastique au sens mécanique du terme. Celui-ci est alors donné par la pente post-pic maximale lors d'un essai de compression uniaxiale. Lorsque celui-ci n'est pas disponible, la relation entre le BIM et le rapport $|E/E'|$ pour les roches ignées peut être utilisée, mais ceci ne fournit qu'une estimation du module post-pic. On note aussi que l'hypothèse voulant que le module post-pic suive les mêmes lois d'échelle que le module pré-pic est difficile à vérifier expérimentalement. Seules des rétro-analyses du type de celles présentées au chapitre 5 peuvent permettre de valider l'approche.

Le potentiel des coups de terrain de type I ne peut être évalué aussi spécifiquement avec la méthode originelle. Toutefois, les auteurs travaillent actuellement à l'élaboration d'une méthode pour évaluer les rigidités en cause lors d'un coup de terrain de type I (glissement le long d'une discontinuité géologique). On peut espérer que ces travaux mèneront à la différenciation entre les instabilités graduelles et violentes pour ce type de coups de terrain.

Rappelons enfin que l'objectif de la méthode n'est pas de déterminer de façon absolue l'ampleur, la localisation exacte, ou le moment précis d'un coup de terrain, mais qu'elle vise plutôt à évaluer de manière simple s'il existe un risque de rupture violente pour la structure étudiée.

6.2 CONCLUSIONS

La méthode ERP pour l'évaluation du potentiel de coups de terrain se base sur des outils fréquemment utilisés en mécanique des roches. La méthode consiste en quatre étapes, soit le zonage, l'identification des excavations vulnérable, l'analyse de stabilité (selon le type d'instabilité potentielle anticipée) et la comparaison des rigidités lorsqu'il y a rupture potentielle.

Dans ce rapport, plusieurs cas d'évaluation du potentiel de coups de terrain ont été présentés. Quatre cas idéalisés ont été traités, soit le cas d'un pilier long (ex.: pilier de niveau), le cas d'un pilier de longueur finie (ex.: méthode chambre et pilier), le cas d'un chantier unique et le cas d'une galerie s'approchant d'une discontinuité. Trois études de cas, dont deux rétro-analyses de coups de terrain s'étant produits dans une mine souterraine québécoise, ont ensuite été présentés en détails.

La méthode ERP présentée dans ce document est une méthode toujours en développement. Bien qu'ayant montré lors des rétro-analyses que son utilisation peut mener à la détermination de l'existence d'un potentiel de coups de terrain, des travaux supplémentaires sont souhaitables. Plusieurs travaux de recherche sont présentement en cours notamment en ce qui a trait aux notions de rigidité pour les coups de terrain de type I, sur la déformation inélastique des massifs rocheux et sur le comportement post-pic des matériaux fragiles.

RÉFÉRENCES

- AMMQ, Éditeur (1988): *Compte Rendu du 4e Colloque sur le Contrôle du Terrain*. Val d'Or.
- 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., Gill, D.E. (1988): Une méthodologie d'évaluation du potentiel de coups de terrain dans les mines d'Abitibi. *Colloque sur le Contrôle de Terrain (AMMQ)*, Val d'Or.
- Aubertin, M., Simon, R. (1996): A multiaxial failure criterion that combines two quadric surfaces. *Rock Mechanics, Tools and Techniques*, Aubertin, Hassani & Mitri (eds), Balkema, vol. 2, 1729-1736.
- Aubertin, M., Simon, R. (1997): a damage initiation criterion for low porosity rocks. *Proc. 36th U.S. Rock Mech. Symp.*, In *Int. J. Rock Mech. & Mining Sci.*, 34, paper 17.
- Aubertin, M., Gill, D.E., Simon, R. (1992): Évaluation du potentiel de coups de terrain dans les mines; Phase II - Validation de la méthodologie proposée. *Rapport Final présenté à l'Institut de Recherche en Santé et Sécurité au Travail (IRSST)*, Septembre 1992.
- Aubertin, M., Gill, D.E., Simon, R. (1994a): On the use of the brittleness index modified (BIM) to estimate the post-peak behavior of rocks. *Proc. First North American Rock Mech. Symposium*, Nelson & Laubach (eds), Balkema, 945-952.
- Aubertin, M., Gill, D.E., Simon, R. (1994b): Une étude sur l'utilisation de l'indice de fragilité modifié (BIM). *Rapport EPM/RT-94/13*, École Polytechnique.
- Aubertin, M., Simon, R., Auer, L. Gill, D.E. (1997): Une étude sur le potentiel de coups de terrain à la mine Sigma en relation avec les effets du dynamitage de préfracturation - *Rapport Final*. Rapport de projet réalisé dans le cadre de l'entente Canada/Québec sur le développement minéral.
- Bandis, S.C. (1980): *Experimental Studies of Scale Effects on Shear Strength and Deformation of Rock Joints*, Ph.D. thesis, University of Leeds.
- Bandis, S.C., Lumsden, A.C., Barton, N.R. (1983): Fundamentals of rock joint deformation. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 20, 249-268.
- Barron, K., Yang, T. (1992): Influence of specimen size and shape on strength of coal. *Proc. Workshop on Coal Pillar Mechanics and Design*, Santa Fe, USBM IC 9315, 5-24.
- Barton, N.R. (1973): Review of a new shear strength criterion for rock joints. *Engng. Geology*, 7, 287-332.
- Barton, N., Choobey, V. (1977): The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock Mech.*, 10, 1, 1-54.

- Bieniawski, Z.T. (1967): Mechanism of brittle fracture of rock. Part I Theory of the fracture process; Part II Experimental studies; Part III Fracture in tension and under long-term loading. *Int. J. Rock Mech. and Min. Sci.*, 4, 395-430.
- Bieniawski, Z.T. (1973): Engineering classification of jointed rock masses. *The Civil Engineer in S. Afr.*, 15, 335-344.
- Bieniawski, Z.T. (1975): The significance of in situ test on large rock specimens. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 12, 101-113.
- Bieniawski, Z.T. (1978). Determining rock mass deformability: experience from case histories. *Int. J. Rock Mech. Min. Sc.*, 13, 5, pp. 237-248.
- Bieniawski, Z.T. (1984): *Rock Mechanics Design in Mining and Tunnelling*. A.A. Balkema.
- Bieniawski, Z.T. (1987): *Rockbursts - Their mechanism and control*. *Strata Control in Mineral Engng.*, John Wiley & sons, 135-147.
- Blake, W. (1972): Rockburst mechanics. *Quarterly of the Colorado School of Mines*, 67, 1-64
- Blake, W. (1982): *Microseismic Applications for Mining - A Practical Guide*. U.S. Dept. of the Interior, Bureau of Mines, Contract J0215002.
- Blake, W. (1984): Rock preconditioning as a seismic control measure in mines. *Proc. of Symp. on Rockbursts and Seismicity in Mines*, S. Afr. Inst. Min. Metall., 225-230.
- Board, M.P., Crouch, S.L. (1975): Mine planning to control rockbursts in cut and fill excavations. *Proc. 16th U.S. Symp. on Rock Mech.*, 157-162.
- Bolstad, D.D. (1990): Keynote Lecture: Rockburst control research by the US Bureau Of Mines. *Rockbursts and Seismicity in Mines*, Fairhurst (ed.), Balkema, 371-375.
- Brady, B.H.G. (1990): Rock stress, structure and mine design. *Rockbursts and Seismicity in Mines*, Fairhurst (ed.), Balkema, 311-321.
- Brady, B.H.G., Brown, E.T. (1981): Energy changes and stability in underground mining: design application of boundary elements methods. *Trans. Int. Min. Metall.*, 90, A61-A68.
- Brady, B.H.G., Brown, E.T. (1985): *Rock Mechanics for Underground Mining*. George Allen & Unwin.
- Brady, B.H.G., Brown, E.T. (1992): *Rock Mechanics for Underground Mining*. 2nd ed. George Allen & Unwin.
- Brown, E.T. (1984): Rockbursts: Prediction and control. *Tunnels and Tunnelling*, April, 17-19.
- Brown, E.T. (1987): *Analytical and computational methods in engineering rock mechanics*. Allen & Unwin.
- Budavari, S. (1983): Response of the rock mass to excavations underground. *Rock Mech. in Mining Practice*, S. Afr. Inst. Min. Metall., Monograph Series, 5, 55-76.
- Byerlee, J.D. (1968): Brittle-ductile transition in rocks. *J. Geophys. Res.*, vol. 73, no 14, 4741-4750.
- Calder, P.N., Archibald, J.F., Moroz, B., Semadeni, T., Korenberg, M., Mcilroy, P. (1986): Rockburst prediction studies at Queen's University. *Can. Min. J.*, 107, 33-39.
- Coates, D.F. (1965): *Pillar loading Part I: Literature survey and new hypothesis*. R168, Mines Branch (CANMET) Research Report, Queen's Printer, Canada.
- Coates, D.F. (1981): *Rock Mechanics Principles*. Monograph 874, CANMET, Energy, Mines and Ressources, Canada, Revised 1981.

- Coates, D.F., Dickhout, M. (1970): Elements of planning in deep mines. *Can. Min. J.*, 91, 74-78.
- Cook, N.G.W. (1965): A note on rockbursts considered as a problem of stability. *J. S. Afr. Inst. Min. Metall.*, March, 515-523.
- Cook, N.G.W. (1978): An Industry Guide to the Amelioration of Hazards of Rockbursts and Rockfalls. Chamber of Mines of South Africa.
- Cook, N.G.W. (1983): Origin of rockburst. *Proc. Rockburst Prediction and Control*, IMM, London, 1-9.
- Cook, N.G.W., Hoek, E., Pretorius, J.P.G., Ortlepp, W.D., Salamon, M.D.G. (1966): Rock mechanics applied to the study of rockbursts. *J. S. Afr. Inst. of Min. and Metall.*, 66, 435-528.
- Daihua, Z., Miller, H.D.S. (1987): A proposed mechanism of rock failure and rockbursting. *Proc. 6th Int. Cong. on Rock Mech.*, Montréal, 1357-1362.
- Davis R.O., Selvadurai, A.P.S. (1993): Elasticity and Geomechanics. Dept. Civil Engng, McGill University.
- Denkhaus, H.G., Roux, A.J.A., Grobbelaar, C. (1958): A study into the mechanical properties of rocks with special reference to their bearing on the occurrence of rockburst. *S. Afr. Mech. Eng.*, 8, 67-85.
- Fairhurst, C. (ed.) (1990): Rockbursts and Seismicity in Mines. Balkema.
- Feng, X., Lin, Y. (1992): Research on zoning of engineering stability of rock masses. *Eurock '92*, Thomas Telford, 304-309.
- Fotoohi, K. (1993): Nonlinear Boundary Element Analysis of Rock Mass With Discontinuities. Ph.D. Thesis, McGill University.
- Fotoohi, K., Mitri, H.S. (1996): Nonlinear fault behaviour near underground excavations - A boundary element approach. *Int. J. Num. & Anal. Methods in Geomech.*, 20, 173-190.
- Gay, N.C. (1993): Mining in the vicinity of geological structures - An analysis of mining induced seismicity and associated rockbursts in two South African mines. *Proc. 3rd Int. Symp. on Rockbursts and seismicity in Mines*, P. Young (ed.) Balkema, 57-62.
- Gay, N.C., Wainwright, E.H. (eds) (1984) *Proc. Rockbursts and Seismicity in Mines*, SAIMM, Johannesburg 1982.
- Gay, N.G., Spencer, D., Van Wyk, J.J., Van Der Heever, P.K. (1982): The control of geological and mining parameters on seismicity in the Klerksdorp Gold Mine District. *Proc. of Symp. on Seismicity in Mines*, S. Afr. Nat. Group on Rock Mech., paper 3.
- Gill, D.E. (1982): Mécanique des roches (6.502). Notes de cours (non publiées) Département de génie minéral, École Polytechnique de Montréal.
- Gill, D.E., Aubertin, M. (1988): Évaluation du potentiel de coups de terrain dans les mines d'Abitibi. Rapport de recherche de l'URSTM présenté à l'Institut de Recherche en Santé et Sécurité du Travail (IRSST).
- Gill, D.E., Leite, M.H. (1995): An algorithm for designing mine pillars with the convergence-confinement method. *Proc. 3rd Can. Conf. on Computer Applications in the Mineral Industry*, CAMI95, pp. 426-435.
- Gill, D.E., Aubertin, M., Simon, R. (1993): A practical engineering approach to the evaluation of rockburst potential. *Proc. 3rd Int. Symp. on Rockbursts and seismicity in Mines*, P. Young (ed.) Balkema, 63-68.

- Gill, D.E., Leite, M.H., Labrie, D. (1994): Designing mine pillars with the convergence-confinement method. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, vol. 31, pp. 687-698.
- Goodman, R.E. (1976): *Methods of Geological Engineering in Discontinuous Rocks*. West, St-Paul, MN.
- Goodman, R.E. (1989): *Introduction to Rock Mechanics*. John Wiley and Sons.
- Gouvernement du Québec, Ministère de l'énergie et des Ressources. (1980): *Étude sur les coups de charge dans les mines. Rapport final de Roctest Limitée, avril 1980.*
- Gramberg, J. (1989). *A Non-Conventional View on Rock Mechanics and Fracture Mechanics*. A.A. Balkema, Rotterdam.
- Haramy, K.Y., McDonnell, J.P., Beckett, L.A. (1988): Control of coal mine bursts. *Mining Engineering*, 263-267.
- Harvey, A., Major, C., Plouffe, M., Labrie, D. (1996). *Essai de dynamitage de préfracturation à la mine Sigma: Contexte de l'expérimentation et premiers résultats. Compte-rendus du 11^e Colloque en contrôle de terrain, Val d'Or, 19 p.*
- Hasegawa, H.S., Wetmiller, R.J., Gendzwill, D.J. (1989): Induced seismicity in mines in Canada - An overview. *Pure and Appl. Geophysics*, 129, 423-453.
- Hasegawa, H.S., Wetmiller, R.J., Plouffe, M., Cajka, M.G. (1990): Investigation of natural and mining-related seismic activity in northern Ontario. *Rockbursts and Seismicity in Mines*, Fairhurst (ed.), Balkema, 249-254.
- Hawkes, I., Mellor, M. (1970): Uniaxial testing in rock mechanics laboratories. *Engineering Geology*, 4, 177-285.
- Hedley, D.G.F. (1991): A five-year review of the Canada-Ontario industry rockburst project. *CANMET Special Report SP90-4E*.
- Hedley, D.G.F. (1992): *Rockburst Handbook for Ontario Hardrock Mines*. CANMET Special Report SP92-1E.
- Hedley, D.G.F., Udd, J.E. (1987): *The Canada-Ontario-industry rockburst project. Fred Leighton Memorial Workshop on Mining Induced Seismicity, ISRM-CIM, Montréal, 115-127.*
- 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. (1980): *Underground Excavations in Rock*. Inst. Min and Metall, London.
- 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, 107 p.
- Hoek, E., Kaiser, P.K., Bawden, W.F. (1995): *Support of Underground Excavations in Hard Rock*. Balkema.
- Homand, F., Piguet, J.P., Revalor, R. (1990): Dynamic phenomena in mines and characteristics of rocks. *Rockbursts and Seismicity in Mines*, Fairhurst (ed.), Balkema, 139-142.
- Hou F., Jia Y. (1988): The relation between rockburst and surrounding rock stress in underground chambers -with a tentative gradation of rockburst intensity. *Proc. Intl. Symp. on Engng. in Complex Rock Foundations, Beijing, 497-505.*

- Hucka, V., Das, B. (1974): Brittleness determination of rocks by different methods. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 11, 389-392.
- Hudson, J.A. (ed.) (1993): *Comprehensive Rock Engineering - Principles, Practice & Projects*, 5 Vol., Pergamon Press.
- Hueckel, T. (1987): Hysteresis evolution and failure in cyclic loading of dilatant rocks. *Constitutive Laws for Engng. Materials: Theory and Applications*, Desai C.S. et al. (ed.), Elsevier Science Pub., 565-572.
- Jaeger, J.C., Cook, N.G.W. (1979): *Fundamentals of Rock Mechanics*. Chapman and Hall, 3rd ed.
- Jenkins, F.M. (1987): Stress control engineering for rockburst control. Preprints, Fred Leighton Memorial Workshop on Mining Induced Seismicity, 175-180.
- Johnson, R.A., Schweitzer, J.K. (1996): Mining at ultra-depth: Evaluation of alternatives. *Rock Mechanics, Tools and Techniques*, Aubertin, Hassani & Mitri (eds), Balkema, vol. 1, 359-366.
- Kaiser, P.K., Tannant, D.D., McCreath, D.R. (1996a): Drift support in burst-prone ground. *CIM Bulletin*, vol. 89, no 998, 131-139.
- Kaiser, P.K., McCreath, D.R., Tannant, D.D. (1996b): *Rockburst Support Handbook*. Geomechanics Research Center.
- Karwoski, W.J., Mclaughlin, W.C., Blake, W. (1979): Rock preconditioning to prevent rock-bursts - Report on a Field Demonstration. U.S.B.M., RI 8381.
- Kidybinski, A. (1981): Bursting liability indices in coal. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 18, 295-304.
- Krawiec, A., Stanislaw, T. (1977): Rock bursting in Polish deep coal mines in the light of research and practical observation. *Trans. Soc. Min. Eng., Am. Inst. Mech. Eng.*, 262, 30-36.
- Kulatilake, P.H.S.W., Wathugala, D.N., Poulton, M., Stephansson, O. (1990): Analysis of structural homogeneity of rock masses. *Engng Geol.*, 29, 195-211.
- Kullmann, D.H., Stewart, R.D., Grodner, M. (1996): A pillar preconditioning experiment on a deep-level South African gold mine. *Rock Mechanics, Tools and Techniques*, Aubertin, Hassani & Mitri (eds), Balkema, vol. 1, 375-380
- Kwasniewski, M. (1989): Laws of brittle failure and B-D transition in sandstones. *Rock at Great Depth*, Maury & Fourmaintraux (eds), Balkema, 45-58.
- Lade, P.V. (1993): Rock strength criteria: The theories and evidence. *Comprehensive Rock Engineering - Principles, Practice and Projects*, Hudson (ed.), Pergamon Pres, vol. 1, 255-284.
- Lightfoot, N., Goldbach, O.D., Kullmann, D.H., Toper, A.Z. (1996): Rockburst control in the South African deep level gold mining industry. *Rock Mechanics, Tools and Techniques*, Aubertin, Hassani & Mitri (eds), Balkema, vol. 1, 295-303.
- Martin, C.D., Chandler, N.A. (1994). The progressive fracture of Lac du Bonnet granite. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 31, 643-659.
- Matejcek, A., Wagner, P., Jabela, P., Szabo, S. (1994): Geotechnical zoning of cristalline rock mass. *Geomechanics 93*, Rakowski (ed.), Balkema, 111-114.
- McCreath, D.R., Kaiser, P.K. (1992): Evaluation of current support practices in burst-prone ground and preliminary guidelines for Canadian hardrock mines. *Proc. Int. Symp. On Rock Support in Mining and Underground Construction*, Kaiser & McCreath (eds), Balkema, 611-619.
- McMahon, T. (1988): Rock burst research and the Coeur d'Alene District. U.S.B.M., IC 9186.

- Mei, J., Lu, J. (1987a): The phenomena, prediction and control of rockburst in some Chinese underground engineering. Preprints 2nd Int. Symp. on Field Measurements in Geomechanics, 1065-1079.
- Mei, J., Lu, J. (1987b): The phenomena, prediction and control of rockburst in China. Proc. 6th Int. Cong. Rock Mech., ISRM, Vol. 2, 1135- 1140.
- Mine Modelling Limited (1995). MAP3D User's manual, Version 35.
- Mitri, H.S., Suriyachat, P. (1990): Energy based postprocessor for 2-D F.E.A. of mine openings. Proc. Int. Conf. on Struc. Engng and Computation, 917-925.
- Mitri, H.S., Hassani, F.P., Kebbe, R. (1993): A strain energy approach for the prediction of rockburst potential in underground hard rock mines. Proc. First Can. Symp. on Numerical Modelling Applications in Mining and Geomech., Montréal, McGill University, 228-239.
- Mogi, K. (1966): Pressure dependence of rock strength and transition from brittle fracture to ductile flow. Bull. Earthquake Res. Inst., vol. 144, 215-232.
- Momoh, O.A., Mitri, H.S., Rizkalla, M. (1996): Numerical modelling of destress blasting. Proc. 2nd North Amer. Rock Mech. Symp., NARMS'96, Aubertin, Hassani and Mitri (eds), 1911-1918.
- Morrison, R.G.K. (1942): Report on the rockburst situation in Ontario mines. Trans. Can. Inst. Min. and Met., 45, 225-272.
- Morrison, R.G.K., Coates, D.F. (1957): Rockbursts and ground control mining in Canada. Proc. 6th Commonwealth Min. and Metall. Cong., 365-375.
- Mottahed, P. (1992): Atelier sur les coups de toit. Organisé par CANMET et l'AMQ, Val-d'Or.
- Neyman, B., Szecowka, Z., Zuberek, W. (1972): Effective methods for fighting rock burst in Polish collieries. Proc. 5th Int. Strata Control Conf., 23.1-23.9.
- Nicholson, G.A., Bieniawski, Z.T. (1990). A nonlinear deformation modulus based on rock mass classification. Int. J. Min. Geol. Engng., vol. 8, no 3, pp. 181-202.
- Obert, L., Duvall, W.I. (1967): Rock Mechanics and the Design of Structures in Rock. John Wiley.
- Ortlepp, W.D. (1983): The mechanics and control of rockbursts. Rock Mechanics in Mining Practice, Budavari (ed.), SAIMM, Johannesburg, 257-282.
- Ortlepp, W.D. (1984): Rockbursts in South African gold mines: A phenomenological view. Proc. 1st Int. Cong. Rockbursts and seismicity in Mines, SAIMM, Johannesburg 1982, 164-178.
- Paterson, M.S. (1978): Experimental Rock Deformation - The Brittle Field. Springer-Verlag.
- Petukhov, I.M. (1987): Forecasting and combating rockbursts: recent developments. Proc. 6th Cong. IRSM, Vol. 2, 1207-1210.
- Plouffe, M., Mottahed, P., Lebel, D., Côté, M. (1993): Monitoring of large mining induced seismic events - CANMET/MRL's contribution. Proc. 3rd Int. Symp. on Rockbursts and seismicity in Mines, P. Young (ed.) Balkema, 399-403.
- Richards, L.R. (ed.) (1983): Proc. Rockbursts Prediction and Control, IMM, London.
- Roberts, M.K.C., Brummer, R.K. (1988): Support requirements in rockburst conditions. J. S. Afr. Inst. Min. Metall., vol. 88, no 3, 97-104.
- Ryder, J.A. (1987): Excess shear stress (ESS): An engineering criterion for assessing unstable slip and associated rockburst hazards. Proc. 6th Int. Cong. Rock Mech., IRSM, Montréal, Vol. 2, 1211-1215.

- Sakurai, S. (1993): Back analysis in rock engineering. *Comprehensive Rock Engineering - Principles, Practice and Projects*, Hudson (ed.), Pergamon Pres, vol. 4, 543-569.
- Salamon, M.D.G. (1970): Pilar stability/instability and design of pillar workings. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 7, 613-631.
- Salamon, M.D.G. (1974): Rock mechanics of underground excavations. *Advances in Rock Mechanics, Proc. 3rd Cong. Int. Soc. Rock. Mech.*, Vol. 1-B, 951-1099.
- Salamon, M.D.G. (1983): Rockburst hazard and the fight for its alleviation in South African gold mines. *Proc. Rockbursts Prediction and Control, IMM, London*, 11-36.
- Salamon, M.D.G. (1984): Energy considerations in rock mechanics: fundamental results. *J. S. Afr. Inst. Min. and Metall.*, 84, 233-246.
- Salamon, M.D.G., Wagner, H. (1979): Role of stabilizing pillars in the alleviation of rockburst hazard in deep mines. *Proc. 4th Cong. ISRM*, vol. 2, 561-566.
- Särkkä, P.S. (1984): The interactive dimensioning of pillars in finnish mines. *Proc. 2nd Int. Conf. Stability in Underground Mining, Lexington*, 71-84.
- Serafim, J.L., Pereira, J.P. (1983): Consideration of the geomechanical classification of Bieniawski. *Proc. Int. Symp. on Engng Geology and Underground Construct.*, 1, II.33-42.
- Simon, R. (1992): Validation d'une méthodologie d'évaluation du potentiel de coups de terrain dans les mines. *Mémoire de maîtrise (M.Sc.A.)*, École Polytechnique, Montréal.
- Simon, R. (1997): Analysis of fault-slip rockburst mechanism in hard rock mining. Preliminary report of Ph.D. thesis, McGill University.
- Simon, R., Aubertin, M., Gill, D.E. (1993): Numerical modelling for the evaluation of rockburst potential of an underground excavation. *Proc. First Can. Symp. on Numerical Modelling Applications in Min. and Geomech.*, Montréal, 217-227.
- Simon, R., Aubertin, M., Gill, D.E. (1994): L'utilisation de l'indice de fragilité modifié (BIM) pour estimer le comportement post-rupture des roches. *Compte Rendu 9^e Colloque de l'AMQ, Journée d'Échanges en Contrôle de Terrain, Val d'Or*.
- Simon, R., Aubertin, M., Mitri, H.S. (1995): Evaluation of rockburst potential in hard rock mines. *97th Annual General Meeting of C.I.M., Rock Mechanics and Strata Control Session, Halifax*.
- Singh, S.P. (1989): Classification of mine workings according to their rockburst proneness. *Mining Science and Technology*, 8, 253-262.
- Spottiswoode, S.M. (1987): Perspective on seismic and rockburst research in the South African gold mining industry: 1983 to 1987. *Preprints Fred Leighton Memorial Workshop on Mining Induced Seismicity, August 1987*, 131-139.
- Spottiswoode, S.M. (1990): Volume excess shear stress and cumulative seismic moments. *Rockbursts and Seismicity in Mines*, Fairhurst (ed.), Balkema, 39-43.
- Starfield, A.M., Fairhurst, C. (1968): How high-speed computers advance design of practical mine pillar systems. *Engng. Min. J.*, 169, 78-84.
- Stewarski, E. (1987): Energetic indicator of liability of rocks to burst during shock loading with Hopkin's bar. *Stanislaw Staszic Acad. Min. Metall., Cracow, Min. Bul.*, 129, 263-269.
- Stopinski, W., Dmowska, R. (1984): Rock resistivity in the Lubin (Poland) Copper Mine and its relation to variations of strain field and occurrence of rockbursts. *Proc. 1st Int. Cong. Rockbursts and Seismicity in Mines, Johannesburg, S. Afr. Inst. Min. Metall.*, 297-307.

- Tan, T.K. (1986): Hypothesis on rockbursts. Proc. Int. Symp. on Rock Stress and Stress Measurements, 515-520.
- Tanton, J.H., McCarthy, T.F., Hagan, T.O. (1984): The introduction of stabilizing pillar to reduce rockbursts at Western Deep Levels Limited. Proc. Rockburst and Seismicity in Mines, S. Afr. Inst. Min. Metall., Balkema, 245-252.
- Tao, Z.Y. (1988): Support design of tunnels subjected to rockbursting. Rock Mech. and Power Plants, Romana (ed.), Balkema, 407-411.
- Wagner, H. (1984): Support requirements for rockburst conditions. Proc. Rockburst and Seismicity in Mines, S. Afr. Inst. Min. Metall., Balkema, 209-218.
- Walsh, J.B. (1977): Energy changes due to mining. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., 14, 25-33.
- Wittke, W. (1990): Rock Mechanics - Theory and Applications with Case Histories. Springer-Verlag.
- Yi, X. (1996): Characteristics of different types of support systems in rockburst conditions. Rock Mechanics, Tools and Techniques, Aubertin, Hassani & Mitri (eds), Balkema, vol. 1, 347-355.
- Young, R.P. (ed.) (1993): Proc. 3rd Int. Symp. on Rockbursts and Seismicity in Mines, Balkema.
- Zaslavskii, Y.Z., Zorin, A.I., Zhulin, Y.L. (1968). The state of stress in the rocks around a pair of converging workings. Soviet Mining Science, no. 5, 524-526.