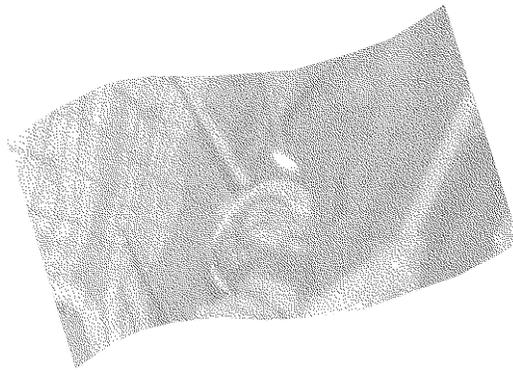


Effet de l'endommagement sur la stabilité des excavations souterraines en roche dure



Michel Aubertin
Li Li
Richard Simon

Septembre 2002 R-312

RAPPORT



La recherche, pour mieux comprendre

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

Pour tout connaître de l'actualité de la recherche menée ou financée par l'IRSST, abonnez-vous gratuitement au magazine *Prévention au travail*, publié conjointement par la CSST et l'Institut, en téléphonant au 1-877-221-7046.

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

Dépôt légal
Bibliothèque nationale du Québec
2002

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

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

Effet de l'endommagement sur la stabilité des excavations souterraines en roche dure

ÉTUDES ET
RECHERCHES

Michel Aubertin

en collaboration avec : Li Li, Richard Simon

Département des génies civil, géologique et des mines, École Polytechnique de Montréal

RAPPORT

Cliquez recherche
www.irsst.qc.ca



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

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

REMERCIEMENTS

Les auteurs de ce rapport tiennent à remercier l'Institut de recherche Robert-Sauvé en santé et sécurité du travail (IRSST) pour le soutien financier apporté à ce projet de recherche.

Nous remercions également MM. Denis Labrie et Michel Plouffe de CANMET pour les essais de laboratoire et de terrain, ainsi que le personnel scientifique et technique de la compagnie Noranda (i.e. M. Luc Vandamme et Mme Véronique Falmagne du Centre de technologie Noranda (CTN), et MM. Jean-Guy Leclair et Christian Goulet de la mine Bell-Allard à Matagami) pour les informations relatives à l'exploitation minière Bell-Allard. Nous voulons aussi exprimer notre reconnaissance à M. Simon Nickson du CTN, et à Mme Denise Ouellet et M. Guy Gagnon de la mine Bell-Allard pour leur aide pendant la campagne d'essais additionnels réalisée en août 2001. Dominic Tremblay et Patrick Frenette, étudiants du programme de génie des mines en stage à la mine Bell-Allard, ont également fourni des informations qui ont servi à la rédaction du présent rapport.

Finalement, les auteurs remercient sincèrement Mme Véronique Falmagne, MM. Louis Bousquet et Denis Labrie pour leurs critiques et leurs commentaires qui ont permis une amélioration de la rédaction du rapport.

TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS	i
TABLE DES MATIÈRES	ii
SOMMAIRE	iii
ABSTRACT	iv
1. INTRODUCTION	1
2. DÉVELOPPEMENT DE L'APPROCHE	5
2.1 Critère de rupture pour les roches	5
2.2 MSDP_u avec effets d'endommagement	7
2.3 Considérations statistiques et difficultés d'application	14
3. APPLICATION DE L'APPROCHE PROPOSÉE	18
3.1 Application préliminaire aux trous de forage	18
3.2 Application préliminaire aux massifs rocheux	27
3.3 Application au site de la mine Bell-Allard (Noranda)	33
4. DISCUSSION ET CONCLUSION	44
4.1 Discussion	44
4.2 Conclusion	46
RÉFÉRENCES	49
Liste des symboles	54
Annexes:	
I. Essais de compression sur le matériau de la mine Bell-Allard, Matagami. Labrie D., Conlon B., Anderson T. (2001). Rapport LMSM 01-018 (RC), CANMET.	
II. Observations à la géocaméra dans les trous de forage à la mine Bell-Allard, réalisées par le Centre de technologie Noranda (CTN) en août 1999.	
1) Clichés dans le trou de forage #1	
2) Clichés dans le trou de forage #3	
III. Nouvelle campagne d'observations à la géocaméra réalisée par CANMET en août 2001.	
1) Quelques clichés dans le trou de forage #1.	
2) Quelques clichés dans le trou de forage #3.	

SOMMAIRE

Le comportement de la roche et du massif rocheux autour des ouvertures souterraines dépend de nombreux facteurs. Pour les roches dures, l'amorce de la propagation des fissures, qui peut éventuellement conduire à une rupture par excès de contrainte, représente une propriété fondamentale – appelée ici seuil d'endommagement. Ce seuil, comme la résistance à court terme de la roche, est représenté à partir d'un nouveau critère multiaxial dans l'espace des contraintes. Dans une forme extensionnée aux massifs rocheux, le critère proposé, appelé $MSDP_u$, permet de tenir compte des principaux facteurs qui influencent la stabilité des excavations, soient: la résistance de la roche intacte à petite échelle, l'influence du volume impliqué, l'effet du temps, et l'état de la structure du milieu selon la nature et l'abondance des défauts à diverses échelles (pores, fissures, lithologies, diaclases etc.). Une fois ces composantes définies, le critère est utilisé, dans le cadre de la méthode proposée, pour analyser diverses situations correspondant à des conditions réelles.

Dans les applications montrées, on procède d'abord à l'analyse de la stabilité de trous de forage, en conditions idéalisées (en laboratoire), puis à l'évaluation de la stabilité d'ouvertures à grande échelle à partir de cas bien documentés. Enfin, l'approche est appliquée à une mine Québécoise afin de confirmer son application et les limites rencontrées actuellement.

ABSTRACT

The mechanical behaviour of rocks and rock masses around underground openings depends on many factors. For hard rocks, the onset of crack propagation, which can eventually lead to stress-induced failure, is a fundamental property called the damage initiation threshold (DIT). This threshold and the short term failure strength (STF) of rocks are represented here using a multiaxial criterion in stress space. Such criterion, named $MSDP_u$, which has been extended to rock mass, allows the introduction of key factors that influence opening stability, namely: small scale intact rock strength, volume effects, time effects, and influence of the media structural state that depends on the nature and distribution of flaws at various scales (pores, microcracks, lithologies, joints, etc.). Once all the components are properly defined, the $MSDP_u$ criterion is applied, in the context of the proposed method, to various situations corresponding to actual conditions. In this presentation, the approach is first used to analyse the stability of boreholes under idealised (laboratory) conditions, followed by the stability of large underground openings (with well documented information). Finally, the method is applied to a local mine to evaluate its applicability and its limitation.

1. INTRODUCTION

Chaque jour, nous utilisons des produits fabriqués à partir de minéraux extraits du sous-sol. Le Québec, comme plusieurs autres provinces canadiennes, bénéficie grandement de l'activité économique reliée à la mise en valeur des ressources minérales. Le Canada se classerait d'ailleurs au tout premier rang mondial pour la production minière par habitant. En 2000, les industries de l'exploitation minière et de la transformation des minéraux ont contribué pour 28,0 milliards de dollars à l'économie du pays, ce qui équivaut à 3,6 % du produit intérieur brut (PIB). Ces industries emploient environ 400 000 travailleurs, incluant 54 000 pour l'exploitation minière, 61 000 dans la fusion et l'affinage, et 286 000 dans la fabrication de produits minéraux et métalliques. Au Québec, l'industrie minière crée environ 17 000 emplois directs, et elle fournit approximativement 10% des revenus associés aux exportations de la province.

L'exploitation des mines s'avère cependant une opération où les risques d'accidents sont très présents. Les travailleurs miniers sont ainsi exposés à diverses sources de danger, parmi lesquels le problème des instabilités et des chutes de terrain demeure, encore aujourd'hui, un des plus sérieux. En ce sens, les données colligées régulièrement par l'Association Paritaire du Secteur Minier (APSM) et par l'Association Minière du Québec (AMQ) montrent que la proportion des accidents spécifiquement associés aux chutes de terrain n'a pas baissé significativement au cours des dernières années, et ce malgré les progrès réalisés à la fois en contrôle de terrain et en prévention des accidents. À certains égards, la situation pourrait même devenir plus préoccupante dans le futur. En effet, au fur et à mesure de l'épuisement des gisements situés près de la surface, on doit chercher les minéraux à de plus grandes profondeurs. Ceci engendre alors des difficultés additionnelles accompagnées de risques accrus pour les travailleurs. Par exemple, on sait que les contraintes naturelles dans les massifs rocheux augmentent généralement avec la profondeur. À plus grande profondeur, elles peuvent ainsi devenir critiques et occasionner des ruptures plus importantes autour des ouvertures minières.

Dans certains cas, la rupture peut survenir brusquement, de façon violente, causant des dommages considérables aux excavations et aux équipements. Ce type de rupture soudaine, appelée coup de terrain (*rockburst* en anglais), constitue un danger très sérieux pour les personnes qui y sont exposées. Au Québec, comme dans d'autres régions du globe où l'on exploite des mines en roche dure à grande profondeur, ce phénomène représente encore aujourd'hui un danger significatif pour les travailleurs miniers. Les conditions de rupture violente sont difficiles à prévoir, et tout aussi difficiles à contrôler (e.g., Gill et Aubertin 1988; Simon et al. 1998).

Dans d'autres cas, les ruptures du massif sont graduelles, et elles peuvent alors être mieux anticipées et maîtrisées. Mais même lorsque les instabilités de la roche autour des ouvertures sont progressives (non violentes), elles peuvent tout de même représenter des risques en regard des chutes de roche occasionnées par les ruptures par excès de contrainte dans le massif. Il existe aussi des risques reliés aux instabilités structurales dues aux chutes de blocs prédécoupés par les discontinuités existantes dans le massif, mais cet aspect n'est pas traité ici.

Une partie des difficultés associées à la prédiction des conditions de rupture par excès de contrainte autour des excavations réside dans les outils et les techniques d'analyse communément utilisés en mécanique des roches. Traditionnellement, les ingénieurs de mine, responsables du contrôle de terrain procèdent à des analyses du comportement et de la stabilité des excavations à

partir de modèles (constitutifs et numériques) idéalisés, qui sont dans certains cas peu représentatifs de la réalité. Par exemple, le champ des contraintes induites autour des ouvertures souterraines est habituellement estimé selon un comportement élastique linéaire. La stabilité des excavations est ensuite évaluée à partir d'un critère de rupture bidimensionnel (2D), dont les paramètres sont issus d'essais de laboratoire et d'observations en place. Ceci peut s'avérer une approche acceptable en pratique, particulièrement lors des phases préliminaires d'analyse ou pour les exploitations peu profondes. Toutefois, une telle approche peut aussi engendrer de grandes incertitudes et imprécisions pour des situations plus critiques. On sait aussi qu'un critère de rupture 2D n'est adéquat que pour des conditions identiques à celles utilisées pour déterminer les propriétés du matériau, soit en général: $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$, qui correspond à des essais CTC (compression triaxiale conventionnelle), avec σ_1 , σ_2 et σ_3 les contraintes principales maximale, intermédiaire et minimale respectivement (voir la liste des symboles pour les définitions des termes utilisés dans ce rapport). Cette condition est rarement rencontrée autour des ouvertures en massif rocheux. Il a par ailleurs été démontré que la transposition directe des modèles bidimensionnels aux conditions triaxiales ne peut pas toujours être justifiée (Hoskins 1969). Pour ces raisons, il s'avère préférable d'utiliser un critère intrinsèquement multiaxial qui tienne compte de la nature tridimensionnelle de l'état des contraintes induisant la rupture, afin d'évaluer de façon plus réaliste la stabilité des ouvertures en massif rocheux.

Dans ce projet, les auteurs ont développé un tel critère 3D comme composante fondamentale d'une approche alternative d'analyse de la stabilité des excavations minières en roche dure. Bien que basée en grande partie sur les approches classiques, cette approche inclut des éléments nouveaux développés afin de mieux évaluer la stabilité des ouvertures souterraines. Durant le développement de l'approche présentée ici, les auteurs ont conservé à l'esprit que les nouveaux outils se devaient d'être relativement simples à maîtriser, afin de permettre une utilisation pratique par l'ingénieur en contrôle de terrain.

Dans un premier temps, nous avons réévalué la méthode pour représenter les conditions de rupture des roches intactes. Pour cela, un nouveau critère tridimensionnel, fortement inspiré des mécanismes de fissuration des matériaux fragiles, a été développé. Celui-ci a été validé pour divers types de roches, tel qu'il sera montré dans le rapport.

Ensuite, ce critère de rupture, développé d'abord pour les roches peu poreuses et peu fissurées, a été généralisé pour le cas des massifs rocheux. On a ainsi introduit des composantes reliées à l'état d'endommagement du milieu. Un paramètre de continuité a été utilisé pour cela. Ce paramètre s'inspire de la théorie de la mécanique d'endommagement des milieux continus (e.g., Lemaitre 1992; Aubertin et al. 1992, 1994, 1995, 1997b, 1998a, 1998b; Voyiadjis et al. 1997), et il permet de tenir compte (de façon simplifiée) de l'effet de la porosité et de la fracturation de la roche et du massif. Dans l'optique des ces travaux, l'endommagement est un phénomène associé à l'état de la structure du matériau. Comme cet endommagement est traité de façon isotrope (en première analyse), les défauts à diverses échelles (des microfissures aux familles de diaclases) ne sont pas traités sur une base individuelle, mais plutôt introduits pour leur effet d'ensemble sur le comportement du milieu.

Dans le développement de ce critère tridimensionnel, un effort particulier a aussi été accordé aux effets d'échelle, et à la méthode permettant d'extrapoler les résultats d'essais obtenus en

laboratoire aux conditions rencontrées sur le terrain.

Parmi les autres considérations introduites dans l'approche, on peut mentionner que les effets du temps sont explicitement traités. Cela se fait de façon simplifiée, en ajustant les paramètres du critère de rupture en fonction de la durée de vie ou du délai visé.

L'approche préconisée ici traite le comportement du matériau en phase post-rupture avec une chute de résistance (jusqu'à un état résiduel), une représentation plus adéquate des conditions réelles. Il s'agit en outre d'une approche conservatrice qui est de nature à fournir un meilleur aperçu de l'extension de la zone de rupture autour des ouvertures (et même de la surestimer, de façon prudente).

Malgré toutes les modifications apportées dans la procédure d'analyse de stabilité, les auteurs ont néanmoins préserver plusieurs éléments qui sont familiers à l'ingénieur en contrôle de terrain, comme par exemple la possibilité d'utiliser un comportement (pseudo)élastique pour représenter la réponse du massif rocheux en phase pré-rupture. Nous présentons d'ailleurs quelques applications qui sont de nature à faire mieux comprendre l'approche proposée. Dans l'approche introduite ici, nous préconisons une utilisation systématique des observations en trous de forage afin de valider certains aspects de la modélisation, notamment au niveau du champ des contraintes induites autour des ouvertures. En se basant sur les patrons d'écaillage à la paroi des trous, tels que fournis par les observations à la géocaméra, il est ainsi possible de confirmer l'état des contraintes dans le milieu puisqu'on connaît avec une assez grande certitude la résistance de la roche à l'échelle du forage. Une telle étape de validation permet aussi de confirmer que les propriétés du massif (en terme de déformabilité et de rupture) introduites dans l'analyse sont représentatives du matériau en place.

Les défauts et limitations des approches conventionnelles d'analyse sont bien connus et abondamment documentés et discutés dans la littérature; ils ne seront pas repris ici, mais la littérature citée dans le rapport et dans les articles rédigés par les auteurs permettra au lecteur intéressé de fouiller le sujet. Pour diverses raisons, souvent de nature opérationnelle, les ingénieurs en mécanique des roches qui œuvrent dans l'industrie minière n'ont pas, de façon générale, eu la possibilité d'introduire les développements récents dans l'ingénierie du contrôle de terrain. Cela est particulièrement vrai pour la représentation tridimensionnelle des conditions de rupture des milieux rocheux, et aussi pour les effets du temps qui induisent une baisse de résistance des roches. Pour certains, ces phénomènes seraient secondaires et ils affecteraient peu le comportement des roches dures dans les mines à grande profondeur, retrouvées dans le bouclier canadien. Toutefois, des évidences récentes montrent que de telles considérations pourraient s'y avérer importantes.

Les outils développés au cours de ce projet devraient permettre à l'ingénieur de traiter, d'une façon simplifiée, ces aspects sans alourdir sa tâche ni trop augmenter les données requises pour son application. Nous avons en outre tiré parti des outils informatiques communément disponibles et utilisés dans l'industrie, tout en indiquant comment ils peuvent être adaptés afin de reproduire plus fidèlement la réponse mécanique des roches et des massifs rocheux. En introduisant l'effet du temps et de l'endommagement du milieu, nous pouvons alors mieux évaluer les risques d'instabilité, à partir d'un comportement plus représentatif de la masse rocheuse autour des excavations.

Nonobstant les quelques difficultés rencontrées en cours de route (mentionnées au chapitre 4), que l'on peut considérer comme presque inévitables pour un tel projet, nous avons bénéficié d'une grande collaboration des deux partenaires de cette recherche, i.e. Noranda et CANMET (voir en particulier les personnes identifiées dans les remerciements). C'est grâce à cette collaboration que les auteurs ont été en mesure de compléter l'étude présentée ici.

Contenu et format du rapport

Le contenu du rapport correspond aux étapes initialement prévues pour le déroulement du projet, tel que décrit dans la proposition de recherche soumise à l'été 1998. Le projet comprend ainsi :

- le développement de l'approche d'analyse et ses composantes;
- une validation des principaux éléments par le biais d'essais conventionnels en laboratoire;
- des applications au cas de trous de forage - cas simulés en laboratoire;
- des applications au cas de trous de forage - cas réel in situ (mine Bell-Allard);
- des applications pour des ouvertures à grande échelle.

Le rapport comporte 4 chapitres. Il fait suite à deux rapports d'étape produits en juin 2000 et en août 2001. Après ce premier chapitre d'introduction qui met en situation la problématique et le contenu, nous présentons au chapitre 2 le développement de l'approche proposée. Celle-ci est basée sur une nouvelle représentation des conditions de rupture de la roche et du massif. Le critère proposé comprend une composante d'endommagement, via un paramètre de continuité, qui permet de tenir compte de l'état de la structure du matériau sur son comportement mécanique. Cette formulation permet en outre de représenter la résistance de la roche à diverses échelles, et celle du massif rocheux. On inclut aussi une composante spécifique pour décrire, de façon simplifiée, les effets du temps sur la baisse de résistance des matériaux. Le chapitre 3 présente ensuite diverses applications de l'approche proposée, pour l'étude de la réponse observée autour de trous de forage et d'excavations à plus grande échelle. A la fin de ce chapitre, on utilise les données de la mine Bell-Allard pour illustrer comment l'approche peut être utilisée dans le cas d'une exploitation minière en roche dure. Une discussion et une conclusion suivent au chapitre 4.

Tout au long de ce projet, les auteurs ont écrit plusieurs articles pour des revues scientifiques et des conférences techniques, afin de partager leurs idées et leurs résultats avec la communauté de mécanique des roches. Cela permettait d'une part d'accélérer le transfert de connaissance, et d'autre part de recevoir rapidement les commentaires des pairs et d'utilisateurs potentiels. Les résultats montrés ici reflètent d'ailleurs les ajustements apportés suite aux commentaires reçus au fil des 3 années du projet. Le texte présenté dans ce rapport comporte un minimum de détails, puisque les informations additionnelles se retrouvent dans les articles des auteurs publiés au cours des trois dernières années.

2. DÉVELOPPEMENT DE L'APPROCHE

Plusieurs aspects ont été abordés au cours de ce projet, dans le but de revoir la méthode d'analyse de stabilité des ouvertures en roche dure, sous l'effet de contraintes induites élevées. Parmi les composantes présentées ici, on retrouve la définition des conditions pour l'initiation de l'endommagement et de la rupture de la roche intacte et des massifs rocheux, une méthode pour permettre l'extrapolation de certaines propriétés des roches aux conditions du terrain (massifs), et une procédure permettant, à partir de modélisations numériques (basées sur des outils de calcul existants), de définir les conditions de stabilité in situ.

Tous ces aspects sont présentés dans le texte qui suit. Des détails additionnels sont inclus dans les articles rédigés tout au long du projet, et cités en références. Ces divers articles ont été préparés, lors du déroulement de la recherche, afin de favoriser le transfert de connaissance et aussi pour obtenir des commentaires sur la perception des outils développés ici (de la part des évaluateurs)..

2.1 Critère de rupture pour les roches

Il existe de très nombreux critères de rupture développés en mécanique des roches; une revue de plusieurs critères existants a été présentée par Andreev (1995) et Sheorey (1997). Ces critères, qui sont usuellement exprimés en terme des contraintes principales, permettent de décrire la condition correspondant au chargement maximal (i.e. la contrainte au pic pour un essai de laboratoire conventionnel) pour diverses combinaisons de contraintes. Les critères les plus utilisés sont sans doute les critères de Coulomb (e.g. Jaeger et Cook 1979) et de Hoek et Brown (1980). Comme la plupart des critères employés en mécanique des roches, ces deux critères ont été initialement développés en deux dimensions, i.e., seuls les deux composantes extrêmes (maximale et minimale) du tenseur des contraintes principales sont prises en compte dans leur formulation. La composante principale intermédiaire est négligée, postulant ainsi qu'elle n'a aucun effet sur la formulation du critère de rupture. Cela ne reflète toutefois pas bien le comportement réel des matériaux (e.g., Mogi 1971; Chang et Haimson 2001). Par exemple, un critère à deux contraintes principales engendre la même résistance à la rupture pour un échantillon de roche soumis à un essai de compression uniaxiale et à un essai de compression biaxiale, ce qui ne correspond pas aux observations expérimentales (e.g. Lade 1993). Certains critères bidimensionnels ont été extensionnés artificiellement (mathématiquement) en une formulation à trois dimensions (e.g., Pan et Hudson 1988), mais la méthode utilisée pour précéder à cette transformation est plutôt arbitraire et elle ne reflète pas bien le comportement mécanique réel du matériau (voir l'article de Aubertin et al. 1999).

Il existe toutefois quelques critères de rupture qui impliquent les trois composantes des contraintes principales (e.g., Wiebols et Cook 1968; Lade 1977; Kim et Lade 1984; Desai et Salami 1987). Les plus simples parmi ces critères à trois contraintes principales ont cependant montré des limites pour décrire correctement les résultats expérimentaux, alors que d'autres incluent des paramètres qui n'ont pas de véritable sens physique et dont l'application dépend beaucoup de la régression selon les résultats disponibles (e.g., Colmenares et Zoback 2001). Un défaut commun à plusieurs critères existants est qu'ils ne permettent pas de bien décrire les ruptures des roches soumises à un état de contraintes en traction (ou un état combiné traction-

compression). Il s'agit pourtant d'un mode de chargement fréquemment rencontré pour les roches à proximité des ouvertures souterraines.

Afin de palier à ces limitations, connues de longue date, les auteurs ont développé le critère MSDP (pour Mises-Schleicher et Drucker-Prager). Il s'agit d'un critère de rupture multiaxial basé sur l'observation des mécanismes d'endommagement et de rupture des matériaux fragiles soumis à différents états de contrainte, variant de la compression à la traction uniaxiale (Aubertin et Simon 1996). La capacité de ce critère pour bien décrire les conditions de rupture de plusieurs types de matériaux (roches dures, bétons, fonte) a été vérifiée, tel que montré dans l'article de Aubertin et Simon (1998). Par rapport aux critères de rupture bidimensionnels et multiaxiaux existants, un des avantages du critère MSDP réside dans le fait que les quatre paramètres nécessaires à son application ont un sens physique clair, et ils peuvent être obtenus directement à partir d'essais normalisés : essais en compression uniaxiale, essais en traction simple ou brésiliens, essais de glissement entre deux surfaces planes. Au besoin, la valeur des paramètres peut être obtenue ou confirmée par d'autres essais, tels des essais triaxiaux de compression ou d'extension, ou par des essais sur cylindres évidés. L'obtention des paramètres du critère, à partir d'une série de résultats d'essais, est en outre facilitée par un algorithme de détermination défini sur le chiffrier commercial Excel (proposé par Li et al. 2000).

Malgré les avantages du critère MSDP, par rapport à d'autres critères disponibles, quelques défauts et limitations ont incité les auteurs à modifier quelque peu sa formulation mathématique, sans toutefois changer ses caractéristiques fondamentales. Parmi les principaux défauts du critère MSDP, qui ont été corrigés avec la version modifiée, on peut mentionner :

- 1) la surface du critère MSDP contient une singularité de pente (généralement non perceptible visuellement). Cela peut engendrer des difficultés pour l'introduire dans un code numérique, en particulier quand il est utilisé comme critère d'écoulement (e.g., Itasca 2001).
- 2) Dans la représentation du critère MSDP, le paramètre de la résistance en traction simple utilisé dans son application n'est pas exactement égal à la valeur déduite de la mesure expérimentale; la différence n'est pas vraiment significative (quelques pourcents), mais elle peut créer une certaine confusion quand à la signification physique de ce paramètre.

Pour cela, le critère MSDP original ne sera pas présenté dans ce texte; le lecteur intéressé retrouvera dans l'article de Aubertin et Simon (1998) une présentation complète à ce sujet. Ce papier comporte aussi une description des fondements physiques qui ont conduit à la définition de la surface du critère retenue pour nos travaux subséquents.

Afin d'éliminer autant que possible les limitations du critère MSDP ci-haut mentionnées, une nouvelle expression a été proposée subséquemment par Aubertin et al. (1999). Le critère a alors été renommé MSDP_u (pour MSDP unifié). C'est cette version qui est présentée ici.

L'expression générale du critère MSDP_u a la même forme que celle de MSDP, soit (Aubertin et Simon 1996):

$$\sqrt{J_2} - F_0 F_\pi = 0 \quad (1)$$

où F_0 décrit la forme de la surface de rupture dans le plan $\sqrt{J_2} - I_1$; F_π représente le critère dans le

plan des contraintes octaédriques (plan π). Ici, $\sqrt{J_2}$ est le radical du deuxième invariant de la contrainte déviatorique S_{ij} , et I_1 est le premier invariant du tenseur de contrainte σ_{ij} (voir liste des symboles).

La fonction F_0 dépend de I_1 et de paramètres de résistance communément utilisés (et mesurés), tel les résistances en compression et en traction uniaxiales σ_c et σ_t . On écrit ainsi :

$$F_0 = \left[\alpha^2 (I_1^2 - 2a_1 I_1) + a_2^2 \right]^{1/2} \quad (2)$$

avec :

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

$$a_1 = \left(\frac{\sigma_c - \sigma_t}{2} \right) - \left(\frac{\sigma_c^2 - (\sigma_t / b)^2}{6\alpha^2 (\sigma_c + \sigma_t)} \right) \quad (4)$$

$$a_2 = \left\{ \left(\frac{\sigma_c + \sigma_t / b^2}{3(\sigma_c + \sigma_t)} - \alpha^2 \right) \sigma_c \sigma_t \right\}^{1/2} \quad (5)$$

Dans ces équations, α est la pente de la portion linéaire du critère dans le plan $\sqrt{J_2} - I_1$ pour le cas où l'angle de Lode θ est de 30° (i.e. en compression triaxiale conventionnelle – voir figure 1); sa valeur dépend de la valeur minimale de l'angle de friction apparent ϕ_a sur la surface de rupture exprimée dans le plan de Mohr (on prend $\phi \cong \phi_r$, l'angle de friction résiduel qui correspond à la valeur minimale de ϕ_a). Le paramètre b représente le rapport entre la résistance en compression triaxiale conventionnelle (CTC) et la résistance en extension triaxiale réduite (RTE); la valeur du paramètre b est souvent de l'ordre de 0.75.

F_π est la fonction qui contrôle la forme de la surface de rupture dans le plan π . Elle est définie en fonction de l'angle de Lode θ et du paramètre b (identique à MSDP):

$$F_\pi = \frac{b}{b^2 + (1 - b^2) \sin^2(45^\circ - 1.5\theta)} \quad (6)$$

L'allure générale du critère est montrée à la figure 1 dans le plan $\sqrt{J_2} - I_1$ (figure 1a), le plan π (figure 1b) et le plan des contraintes biaxiales usuelles (figure 1c); plus de détails sur sa formulation et sur ses caractéristiques sont donnés dans l'article de Aubertin et al. (1999). La formulation du critère MSDP_u permet d'éliminer les principaux défauts du critère MSDP, tout en maintenant ses avantages et sa capacité descriptive.

2.2 MSDP_u avec effets d'endommagement

La résistance des roches et des massifs a tendance à diminuer avec le niveau d'endommagement du milieu. Cet endommagement est ici associé aux pores, fissures et autres défauts à l'échelle microscopique et mésoscopique dans le cas de la roche intacte, et aux discontinuités de plus

grande dimension (i.e. joints, diaclases, plans de lithologie, failles, etc.) à l'échelle du massif. En outre, comme ces défauts structuraux peuvent affaiblir progressivement les matériaux, on observe souvent une baisse de la résistance avec le temps (e.g., Ladanyi et Aubertin 1990; Cristescu et Hunsche 1998; Aubertin et al. 1998a).

Pour rendre compte des effets de l'endommagement et du temps, le critère $MSDP_u$, initialement proposé pour décrire la rupture des roches intactes (peu poreuses) à court terme, a été généralisé. Dans sa forme extensionnée, un paramètre de continuité, Γ , a été introduit. Ce paramètre de continuité est traité comme une équivalence au paramètre d'endommagement défini dans la mécanique d'endommagement, initialement introduite par la théorie de Kachanov-Rabotnov (e.g. Lemaitre 1992; Krajcinovic 1996).

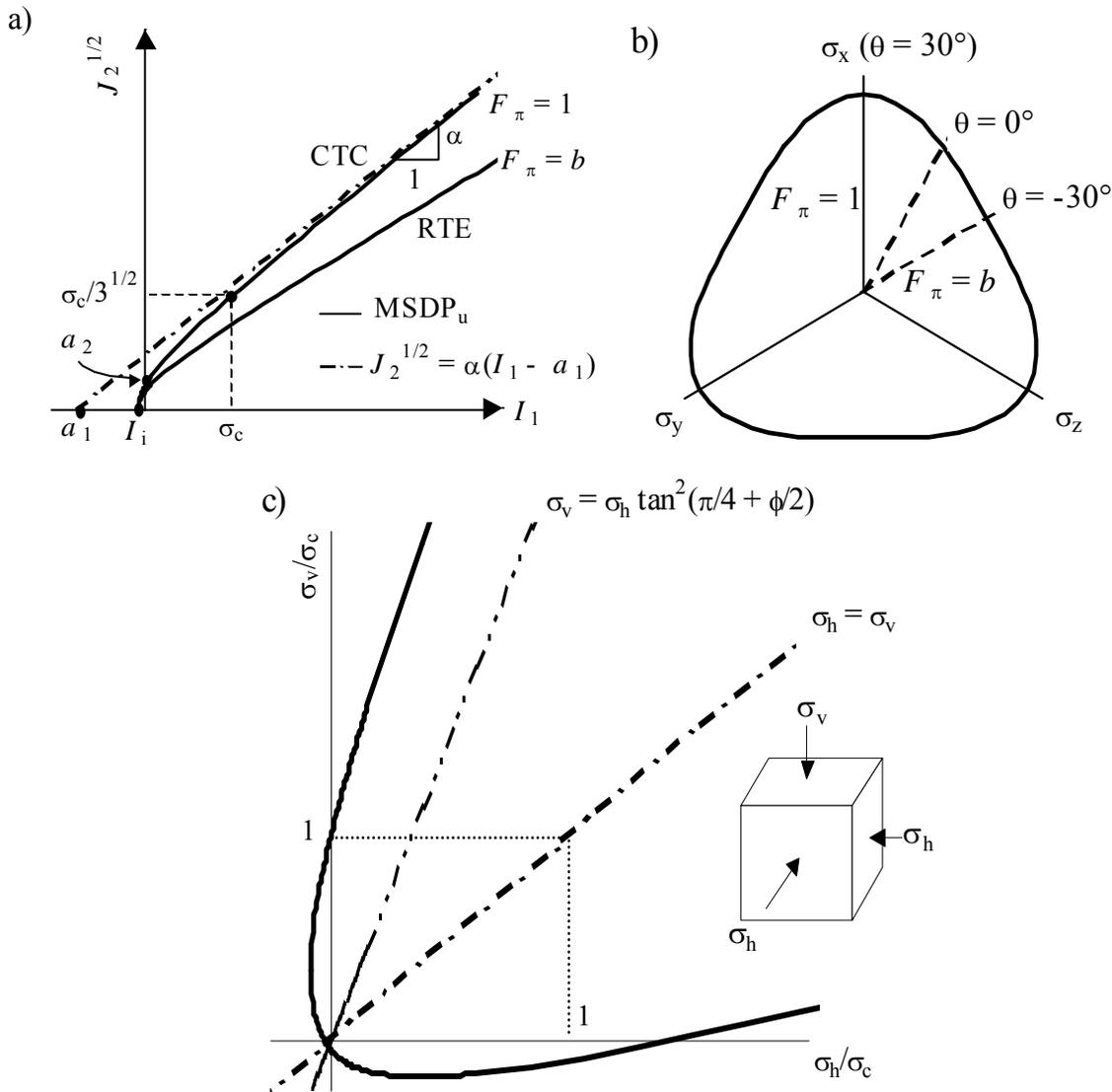


Figure 1: Représentation schématique du critère $MSDP_u$ pour les roches intactes: a) dans le plan $\sqrt{J_2} - I_1$, CTC: compression triaxiale conventionnelle ($\theta = 30^\circ$), RTE: extension triaxiale ($\theta = -30^\circ$); b) dans le plan π ; c) dans le plan des contraintes biaxiales usuel (tiré de Aubertin et al. 1999).

Formulation généralisée

La forme du critère MSDP_u généralisé implique une modification de la fonction F_0 , maintenant exprimée de la façon suivante (Aubertin et al. 2000):

$$F_0 = \left[\alpha^2 (I_1^2 - 2\tilde{a}_1 I_1) + \tilde{a}_2^2 - a'_3 \langle I_1 - I_c \rangle^2 \right]^{1/2} \quad (7)$$

Dans cette équation, les paramètres du matériau sont définis par :

$$\alpha = \frac{2\sin\phi}{\sqrt{3}(3 - \sin\phi)} \quad (8)$$

$$\tilde{a}_1 = \Gamma a_1 = \left(\frac{\tilde{\sigma}_c - \tilde{\sigma}_t}{2} \right) - \left(\frac{\tilde{\sigma}_c^2 - (\tilde{\sigma}_t/b)^2}{6\alpha^2(\tilde{\sigma}_c + \tilde{\sigma}_t)} \right) \quad (9)$$

$$\tilde{a}_2 = \Gamma a_2 = \left\{ \left(\frac{\tilde{\sigma}_c + (\tilde{\sigma}_t/b^2)}{3(\tilde{\sigma}_c + \tilde{\sigma}_t)} - \alpha^2 \right) \tilde{\sigma}_c \tilde{\sigma}_t \right\}^{1/2} \quad (10)$$

$$a'_3 = a_3 (1 - \Gamma) \quad (11)$$

$$\tilde{\sigma}_c = \Gamma \sigma_c \text{ et } \tilde{\sigma}_t = \Gamma \sigma_t \quad (12a,b)$$

Dans cette fonction F_0 généralisée (équation 7), les deux premiers termes de droite sont identiques à ceux utilisés pour les roches intactes (à faible porosité), mais les paramètres a_1 et a_2 (dans l'équation 2) sont ici remplacés par \tilde{a}_1 et \tilde{a}_2 . Ceci permet de tenir compte de l'influence du paramètre de continuité Γ . Ce paramètre reflète l'état d'endommagement du milieu (considéré isotrope). À un matériau plus poreux, fissuré, fracturé ou altéré correspond usuellement un paramètre Γ plus petit. Théoriquement, Γ peut varier de 1 (roche intacte dense) à 0 (matériau très fissuré, sans cohésion). Lorsque le paramètre de continuité Γ prend une valeur unitaire dans l'équation 7, on retrouve la fonction originale donnée par l'équation 2.

Le dernier terme (nouveau) à droite de la fonction F_0 a été introduit afin d'étendre l'application du critère aux matériaux poreux qui peuvent se déformer inélastiquement ou même se fracturer sous fortes contraintes hydrostatiques de compression. En pratique, ce terme additionnel permet de refermer la surface de rupture (ou d'écoulement) sur le côté positif de I_1 , lorsque la contrainte hydrostatique de compression excède la valeur de la résistance I_c qui représente une valeur seuil pour amorcer l'écrasement du milieu sur lui-même. Les crochets MacCauley ($\langle \rangle$) sont employés dans l'équation 7 pour que seules les différences positives de contrainte ($I_1 - I_c$) soient permises dans cette composante du critère.

La forme du critère extensionné est illustrée schématiquement à la figure 2. Plus de détails sont présentés dans l'article de Aubertin et al. (2000).

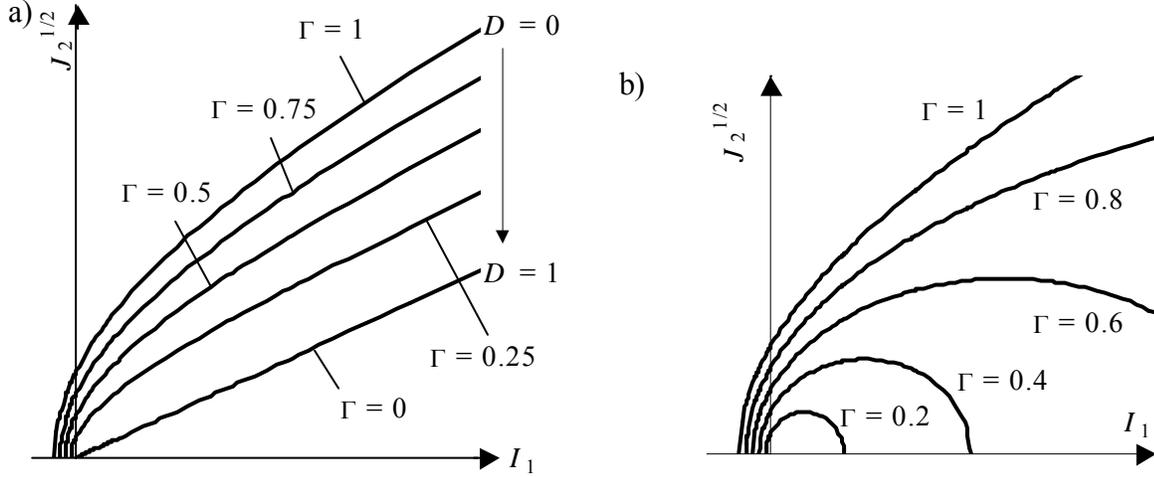


Figure 2: Représentation schématique du critère MSDP_u: a) pour les matériaux de faible porosité, et b) et de grande porosité (tiré de Aubertin et al. 2000).

Quant à la fonction F_{π} , elle reste la même pour les roches (poreuses ou non) et les massifs tant que l'hypothèse de l'isotropie peut être appliquée. Dans le cas contraire, d'autres modifications doivent être apportées à la formulation du critère (voir Li et Aubertin 2000), mais cet aspect n'est pas traité ici.

Effet du temps

D'autre part, avec cette forme généralisée de MSDP_u, on peut non seulement représenter les conditions de rupture à court terme, mais aussi la résistance des roches et des massifs à plus long terme. Pour décrire les effets du temps, les auteurs ont adopté une formulation basée sur la relation entre le temps pour atteindre la rupture et la contrainte appliquée. La formulation proposée s'écrit (Aubertin et al. 2000):

$$t_f = \alpha_1 \left(\frac{\delta_1 + \delta_2}{\langle \delta_1 \rangle} \right)^\beta = \alpha_1 \left(\frac{\text{STF} - \text{DIT}}{\langle \sigma_{Nt} - \text{DIT} \rangle} \right)^\beta \quad (13a)$$

ou alternativement

$$\sigma_{Nt} = \text{DIT} + (\text{STF} - \text{DIT}) \left(\frac{t_f}{\alpha_1} \right)^{-1/\beta} \quad (13b)$$

avec $\sigma_{Nt} \geq \text{DIT}$ et $t_f \geq \alpha_1$.

Dans ces équations, t_f est le temps à la rupture pour une charge appliquée σ_{Nt} ; δ_1 est la différence entre la contrainte appliquée et le seuil d'endommagement DIT (pour Damage Initiation Threshold); δ_2 est la différence entre la résistance à court terme STF (pour Short Term Failure strength) et la contrainte appliquée; α_1 et β sont deux paramètres de matériau. Il y a donc une résistance maximale (court terme) et minimale (très long terme) qui servent à borner les conditions de rupture. La valeur de ces deux résistances s'obtient directement des relations

contrainte - déformation mesurées pendant des essais de laboratoire sur les roches intactes; la résistance à court-terme STF correspond alors au pic de la courbe, alors que le seuil d'endommagement DIT est défini par l'amorce de la propagation des fissures observée sur la courbe des déformations radiales (Aubertin et Simon 1997; Aubertin et al. 1998, 2000). La figure 3 montre l'application de cette équation au comportement d'une roche dure. On constate ici que l'effet du temps se manifeste surtout à court terme, et que son influence tend à diminuer progressivement. Traité de cette façon, l'effet du temps peut être assimilé à un endommagement progressif qui affaiblit la roche et qui diminue ses propriétés de résistance σ_{Nt} (voir équation 13b). Plus de détails sur cet aspect sont présentés dans l'article de Aubertin et al. (2000) et dans les autres articles précités.

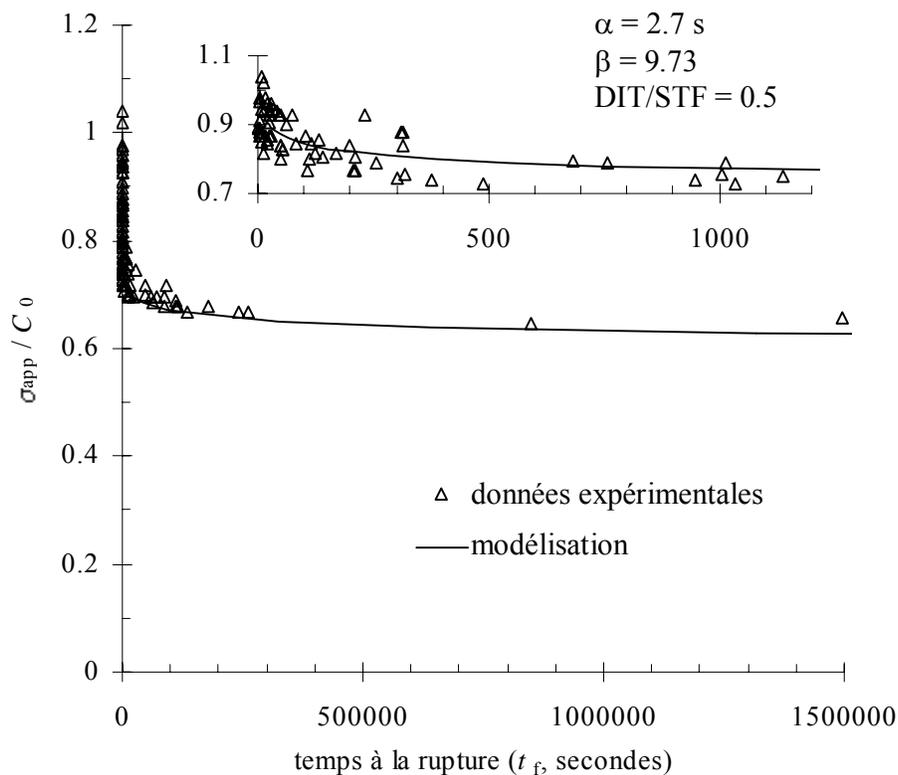


Figure 3: Effet du temps sur la résistance en compression uniaxiale du granite du Lac du Bonnet (données expérimentales d'après Schmidtke et Lajtai 1985); tiré de Aubertin et al. (2000).

Effet d'échelle

Pour appliquer concrètement le critère généralisé aux conditions in situ, on doit être en mesure d'extrapoler les informations obtenues sur la roche intacte (généralement par des essais en laboratoire) aux conditions de la roche et/ou du massif en place. L'extension des propriétés se fait ici en deux étapes : i) pour la roche intacte, de l'échelle de l'éprouvette à l'échelle du bloc unitaire (considéré comme la dimension limite), et ii) du bloc unitaire (roche à grande échelle) au massif comprenant de nouveaux types de défauts structuraux (rencontrés in situ).

Pour résoudre l'étape (i), une équation a été développée pour décrire la diminution de la résistance avec l'augmentation de la taille des échantillons de roche (Aubertin et al. 2000) :

$$\sigma_N = \sigma_S - x_1(\sigma_S - \sigma_L) \left\langle \frac{d_N - d_S}{d_L - d_S} \right\rangle^{m_1} \quad (14)$$

où σ_N est la résistance uniaxiale (en compression) de la roche à taille nominale; σ_S et σ_L sont les résistances en compression uniaxiale de la roche à petite échelle et à grande échelle respectivement; x_1 et m_1 sont deux paramètres de matériau. Les auteurs ont aussi proposé, plus récemment, une formulation alternative qui semble plus appropriée à la physique du problème de l'effet d'échelle. Celle-ci peut s'écrire :

$$\sigma_N = \sigma_L + x_2(\sigma_S - \sigma_L) \left\langle \frac{d_L - d_N}{d_L - d_S} \right\rangle^{m_2} \quad (15)$$

La figure 4 montre schématiquement l'effet d'échelle décrit par les équations 14 et 15. Des informations plus spécifiques sur l'effet d'échelle et le comportement des roches sont présentées dans l'article de Aubertin et al. (2001).

Massifs fracturés

Une fois la relation établie (du moins de façon préliminaire) pour évaluer le comportement de la roche à diverses échelles, on peut définir le paramètre de continuité correspondant à la résistance de la roche intacte à grande échelle, Γ_{100} . Ce paramètre est donné par l'équation suivante (Aubertin et al. 2000):

$$\Gamma_{100} = \sigma_L / \sigma_c \quad (16)$$

où σ_c est la résistance de la roche intacte obtenue avec des éprouvettes de taille standard et σ_L est la résistance maximale de cette même roche à grande échelle (voir figure 4b).

On peut maintenant définir le paramètre de continuité du massif, en fonction des propriétés de la roche intacte et des caractéristiques du massif rocheux. Pour le massif, les auteurs ont opté pour définir ses caractéristiques en utilisant le système de classification mécanique RMR ("Rock Mass Rating"; Bieniawski 1989), largement utilisé en mécanique des roches et en contrôle de terrain.

Le paramètre de continuité du massif est alors représenté par l'expression suivante (Aubertin et al. 2000):

$$\Gamma = \Gamma_{100} \left[0.5 \left(1 - \cos \frac{\pi \text{RMR}}{100} \right) \right]^p \quad (17)$$

Il s'agit ici d'une formulation inspirée des travaux réalisés par Mitri et al. (1994) sur la déformabilité des massifs rocheux. Dans cette équation, p est un exposant qui permet de relier les résistances et les déformabilités des massifs. Avec cette formulation, la résistance du massif ne peut pas excéder la résistance de la roche intacte à grande échelle. La figure 5 illustre l'allure de cette formulation.

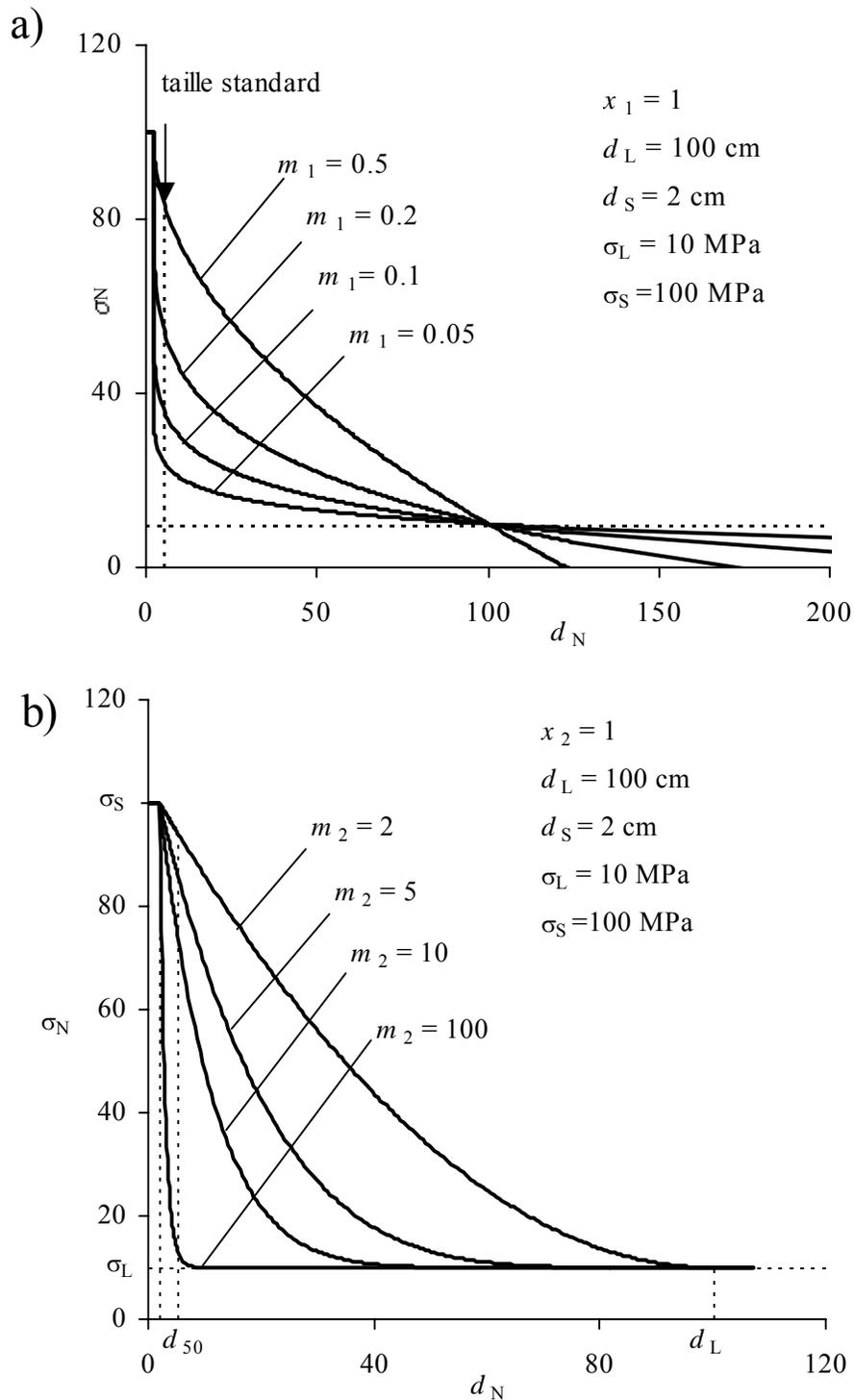


Figure 4: Représentation schématique de l'effet d'échelle décrit par les équations 14 (figure 4a) et 15 (figure 4b) respectivement.

Plus de détails sur le développement de ces équations et sur l'application aux roches poreuses et aux massifs sont donnés dans l'article de Aubertin et al. (2000). On retrouvera aussi dans le rapport technique de Simon (2001), soumis à l'IRSST (projet 98-024), une application du critère

MSDP_u aux conditions d'endommagement du massif rocheux autour d'excavations minières pour une étude sur le sautage adouci.

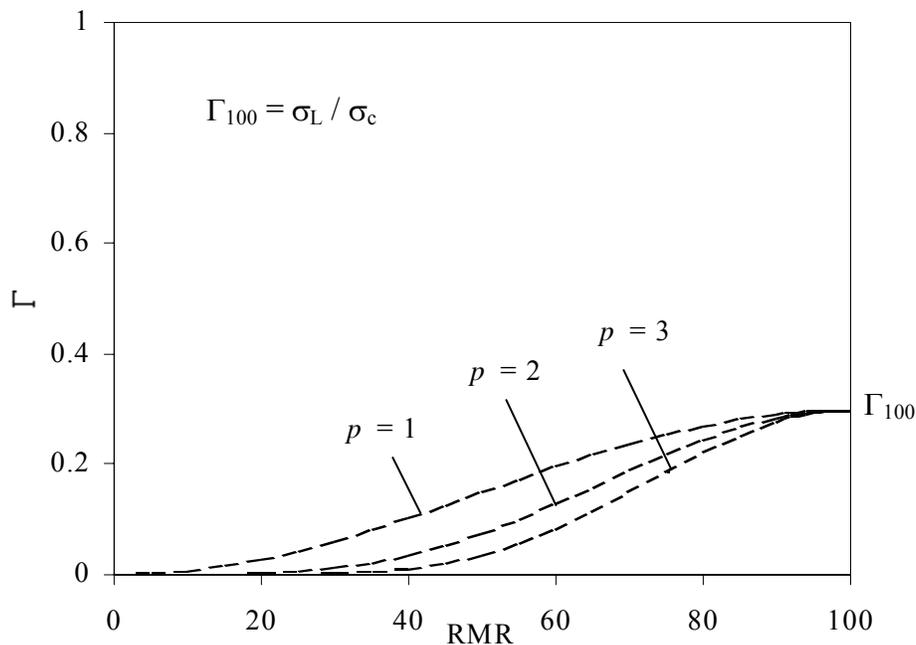


Figure 5: Paramètre de continuité Γ vs. la cote RMR_{1989} (pour Γ_{100} fixé à 0.3 arbitrairement) à titre d'exemple; tiré de Aubertin et al. (2000).

2.3 Considérations statistiques et difficultés d'application

Comme toutes les nouvelles approches, l'application du critère MSDP_u à des situations réelles engendre des difficultés non négligeables. Il s'agit d'une formulation très versatile, dont la plupart des paramètres sont relativement faciles à obtenir par le biais d'essais ou d'observations communément réalisés en mécanique des roches. Un obstacle significatif demeure toutefois présent ici, soit le passage des propriétés des roches à celui du massif.

Dans l'approche préconisée ici, on introduit une étape additionnelle par rapport aux approches plus conventionnelles, soit la définition de la résistance de la roche à grande échelle σ_L qui constitue en quelque sorte une borne supérieure à la résistance du massif rocheux dans lequel on retrouve des défauts structuraux macroscopiques (telles les familles de discontinuités). Ceci est illustré à la figure 6. Cette étape supplémentaire a été jugée nécessaire afin d'éviter que le passage des propriétés en laboratoire aux propriétés in situ (souvent fait directement) ne donne une résistance de massif qui excède la limite anticipée pour la roche à grande échelle (voir commentaires de Aubertin et al. 2000, 2001).

L'obtention de cette résistance de la roche intacte à grande échelle, σ_L , n'est généralement pas explicite en raison des limitations instrumentales et/ou budgétaires.

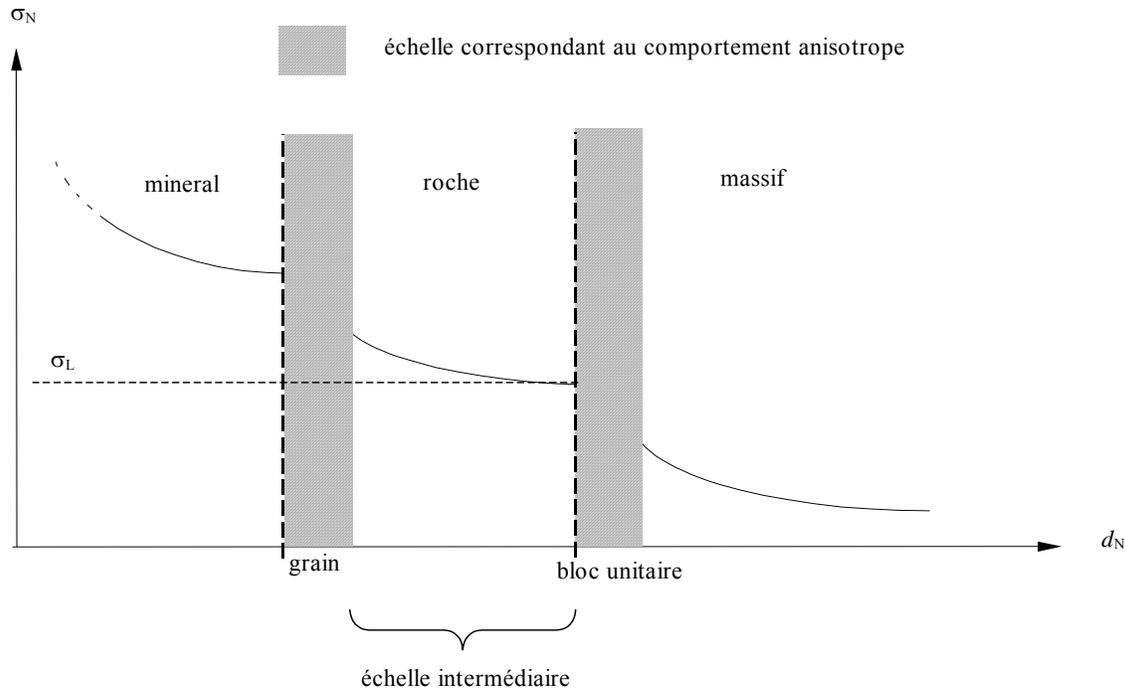


Figure 6: Présentation schématique de l'effet d'échelle; la résistance du milieu diminue avec une augmentation de la taille considérée. Le passage du grain minéral à la roche, et au massif, introduit de nouveaux défauts structuraux qui causent un comportement anisotrope (zone ombragée).

Physiquement, la baisse de résistance des roches avec l'augmentation de l'échelle peut être associée à l'augmentation de la probabilité d'introduire des défauts plus critiques (i.e. plus gros, plus rapprochés, plus défavorablement orientés ou distribués, etc.) lorsque le volume impliqué augmente. Il y a toutefois une limite observée à cet effet, de sorte que la résistance diminue de façon asymptotique vers une valeur finie non nulle, lorsque l'échelle augmente.

Comme il s'agit d'un effet relié à la distribution des défauts structuraux, on peut présumer qu'il peut être décrit à partir de paramètres statistiques. En fait, lorsque l'on analyse les résultats expérimentaux obtenus sur des éprouvettes de roche en laboratoire (de dimension unique), on constate que les données sont toujours plus ou moins dispersées. La dispersion vient d'une part des erreurs systématiques (incluant instrumentation et personnel) lors des essais, et d'autre part de la variation intrinsèque des caractéristiques des échantillons.

Le postulat de travail adopté ici est que la dispersion observée sur un nombre suffisant de résultats d'essais réalisés sur une même roche (groupe d'éprouvettes similaires) permet d'identifier, de façon statistique, les caractéristiques de résistance correspondant aux défauts les plus critiques de la roche intacte. Concrètement, cela revient à dire que les données obtenues sont utilisées pour définir une courbe de distribution gaussienne (normale, en forme de cloche) de la résistance, et que les paramètres de cette courbe permettent d'estimer la résistance la plus faible contrôlée par les défauts les plus critiques.

À partir de ce postulat, les auteurs ont utilisé la théorie statistique des valeurs extrêmes pour

établir une formulation qui permet de définir spécifiquement les conditions de résistance à grande échelle. On emploie pour cela les paramètres classiques, soient la valeur moyenne, l'écart-type et le nombre d'essais. La résistance à grande échelle peut alors s'exprimer de la façon suivante (Aubertin et al. 2001) :

$$\sigma_L = \bar{X}_0(1-f) - yBS_0 \quad (18)$$

où \bar{X}_0 et S_0 sont respectivement la valeur moyenne et l'écart-type observés sur un nombre suffisamment grand de résultats d'essais, i.e. qui donne une marge d'erreur jugée acceptable (pour un groupe d'éprouvette données). Cette marge d'erreur f (ou déviation admissible) est ici exprimée en fonction d'une loi de type Student t. La figure 7 donne les valeurs de f calculées pour diverses valeurs du coefficient de variation. Dans cette équation, les coefficients y et B dépendent du nombre d'essais réalisés N qui ont servi à calculer les paramètres statistiques de base ci-haut mentionnés.

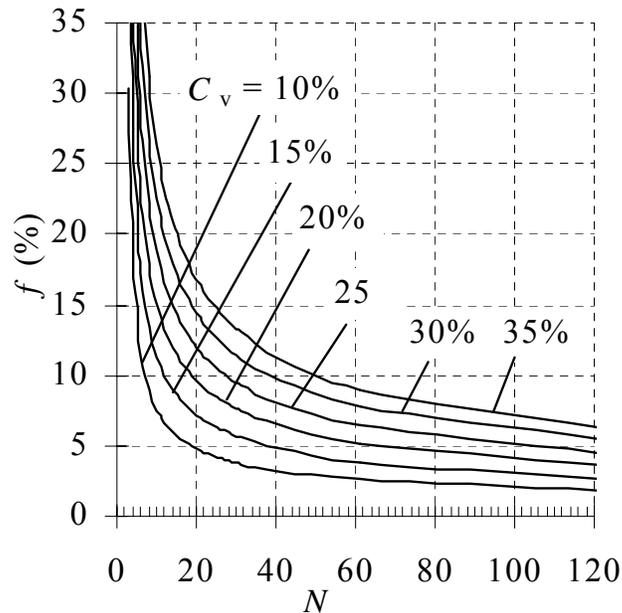


Figure 7: Variation de la marge d'erreur f en fonction du nombre d'essais N pour différents coefficients de variation C_v (Aubertin et al. 2001).

En première approximation, les analyses réalisées par les auteurs indiquent aussi que la valeur de σ_L peut être estimée par l'équation simplifiée suivante:

$$\sigma_{cL} = x_1(\bar{\sigma}_{c0} + x_2 s_0) \quad (19)$$

Dans cette équation, $x_1 \cong 0.08$ et $x_2 \cong 5$ à 6 semblent bien représenter les quelques données disponibles sur la résistance des roches dures à grande échelle (lorsque $f \leq 0.2$); $\bar{\sigma}_{c0}$ est la valeur moyenne observée de la résistance en compression uniaxiale sur des échantillons de taille standard et s_0 est l'écart-type correspondant.

Plus de détails sur la procédure pour développer ces relations et pour obtenir les valeurs requises à partir d'une campagne d'essais sont donnés dans l'article de Aubertin et al. (2001).

3 APPLICATIONS DE L'APPROCHE PROPOSÉE

Le critère de rupture $MSDP_u$ défini au chapitre précédent, avec ses diverses composantes, est utilisé pour analyser le comportement des roches et des massifs rocheux, lorsque des instabilités par excès de contrainte sont anticipées. Comme mentionné, l'extrapolation des propriétés des roches à petite échelle pour obtenir celles à une échelle plus grande engendre nécessairement certaines incertitudes. Pour cette raison, les auteurs favorisent dans leur approche l'utilisation d'informations obtenues in situ à une échelle proche de celle des essais usuels, ce qui permet de minimiser en partie ces incertitudes. On utilise pour cela les observations dans des trous de forage dont le diamètre est sensiblement le même que celui des éprouvettes testées en laboratoire, ce qui permet un emploi direct des résultats d'essais. Diverses applications sont montrées dans les sections qui suivent.

3.1 Application préliminaire aux trous de forage

On observe souvent un certain écaillage autour des trous de forage dû à l'instabilité de la roche à la paroi. Ceci induit usuellement des zones de rupture avec une géométrie symétrique des deux cotés du trou de forage. Ce phénomène a été identifié il y a déjà plusieurs années (Leeman 1964). Depuis lors, de nombreux auteurs ont montré que l'écaillage autour d'un trou de forage peut constituer un indicateur de la direction de la contrainte principale maximale dans le plan perpendiculaire à l'axe du trou (Bell et Gough 1979). Plusieurs investigations ont été entreprises par divers auteurs, dont celles de Zoback et de ses collaborateurs (e.g. Anderson et al. 1985; Barton et al. 1985; Hickman et al. 1985; Zoback et al. 1985; Vernik et Zoback 1992; Peska et Zoback 1995), afin d'établir une méthode systématique pour évaluer la direction et même l'ampleur de la contrainte principale maximale à partir des zones d'écaillage observées autour des trous. Par rapport aux méthodes traditionnelles de mesure des contraintes, telles que la méthode de fracturation hydraulique ou les méthodes de surcarottage, la méthode basée sur l'écaillage autour de trous de forage est surtout avantageuse d'un point de vue économique. Il n'est donc pas surprenant que le phénomène ait attiré l'attention de nombreux chercheurs au fil des ans (e.g. Plumb et Hickman 1985; Zheng et Cook 1985; Maury 1987; Mastin 1988; Guenot 1989; Plumb 1989; Zheng et al. 1989; Cheatham 1993; Haimson et Song 1993; Lee et Haimson 1993; Martin 1993; Elata 1997; Aglawe 1999). En fait, les analyses sur l'écaillage autour des forages représenteraient plus de 25% des données utilisées dans l'élaboration de la carte mondiale sur les contraintes naturelles (Zoback 1992). L'applicabilité de telles observations pour la détermination des contraintes a été confirmée par les résultats récents publiés par Song et Haimson (1997).

La plupart des investigations mentionnées ci-dessus sont toutefois basées sur des analyses bi-dimensionnelles avec des critères de rupture à deux contraintes principales, telle l'expression de Coulomb par exemple. Or, comme on l'a vu précédemment, l'influence de la contrainte principale intermédiaire n'est pas nécessairement négligeable, ce qui limite la valeur de certaines analyses antérieures (e.g. Song et Haimson 1997).

Les auteurs présentent maintenant l'application du critère $MSDP_u$ pour analyser le comportement de la roche autour de trous de forage. Afin de valider cette approche, on utilise des données de la littérature qui montrent des cas documentés (en conditions contrôlées) de zones d'écaillage à la périphérie des trous. Dans ce cas particulier, la rupture étant déjà identifiée, la validation repose sur la capacité de nos analyses à identifier le champ des contraintes externes (naturelles) qui a engendré la rupture. Il s'agit donc de partir des observations disponibles et de déduire les

contraintes préalables, soit la grandeur et la direction des contraintes principales maximale et minimale (σ_H et σ_h). Cette approche est décrite sommairement ici et elle est appliquée à partir d'un exemple illustratif simplifié en utilisant le critère $MSDP_u$ développé pour la roche intacte (i.e. sans endommagement). On analyse un trou de forage vertical en adoptant les hypothèses suivantes:

- La contrainte verticale σ_v est une contrainte principale, parallèle à l'axe du trou de forage. Elle est évaluée à partir de mesures directes ou calculée selon les poids des terres.
- La roche est élastique linéaire, homogène et isotrope.
- Les effets du temps et de l'environnement sont négligeables.

Comme cas particulier, on montre l'application de la méthode pour l'évaluation de la contrainte principale horizontale maximale avec des résultats d'essais de laboratoire tirés de la littérature.

Pour l'analyse de la condition de rupture, on utilise la notion de facteur de sécurité (FS) défini comme suit:

$$FS = \frac{F_0 F_\pi}{\sqrt{J_2}} = \frac{\text{Capacité (contrainte admissible calculée par } MSDP_u \text{)}}{\text{Demande (contrainte déviatorique induite)}} \quad (20)$$

La rupture aura théoriquement lieu lorsque la valeur du facteur de sécurité est de un.

Dans un forage, la zone d'écaillage s'étend d'abord aux points B' et B (cf. figure 8) et elle s'arrête au point C où FS a aussi une valeur unitaire.

Pour une valeur de σ_v donnée, l'angle critique Θ_b et la profondeur d_b de la zone d'écaillage peuvent être utilisés pour estimer les valeurs des contraintes principales horizontales majeure et mineure (σ_H et σ_h). Considérant que l'angle de l'écaillage Θ_b reste inchangé une fois que l'écaillage s'amorce pour un état de contrainte donné (Zheng et al. 1989), les contraintes critiques aux points B et B' peuvent être calculées à l'aide de solutions numériques ou de la solution analytique proposée par Hiramatsu et Oka (1962). Cette dernière peut s'exprimer de la façon suivante:

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= \sigma_H + \sigma_h - 2(\sigma_H - \sigma_h)\cos 2\Theta \\ \sigma_2 &= \sigma_v - 2\nu(\sigma_H - \sigma_h)\cos 2\Theta \\ \sigma_3 &= 0 \end{aligned} \quad (21)$$

où les contraintes principales majeure, intermédiaire et mineure (σ_1 , σ_2 et σ_3) correspondent aux contraintes tangentielle, axiale et radiale autour du trou, respectivement; ν est le coefficient de Poisson; Θ est l'angle de la zone d'écaillage entre le point B (ou B') et la direction de la contrainte principale horizontale maximale σ_H ($\Theta = 90^\circ - \Theta_b/2$). L'angle de Lode correspondant est donné par:

$$\theta = \tan^{-1} \frac{\sigma_1 - 2\sigma_2}{\sqrt{3}\sigma_1} \quad (22)$$

et les invariants des contraintes induites sont donnés par:

$$I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 \quad (23)$$

$$\sqrt{J_2} = \frac{1}{\sqrt{3}}(\sigma_1^2 - \sigma_1\sigma_2 + \sigma_2^2)^{1/2} \quad (24)$$

En utilisant l'équation 20 avec FS = 1, on obtient une équation qui décrit le rapport entre les contraintes horizontales maximum et minimum σ_H et σ_h et l'angle de la zone d'écaillage Θ_b :

$$\sqrt{J_2(\sigma_H, \sigma_h, \Theta)}|_B = F_0(\sigma_H, \sigma_h, \Theta)|_B F_\pi(\sigma_H, \sigma_h, \Theta)|_B \quad (25)$$

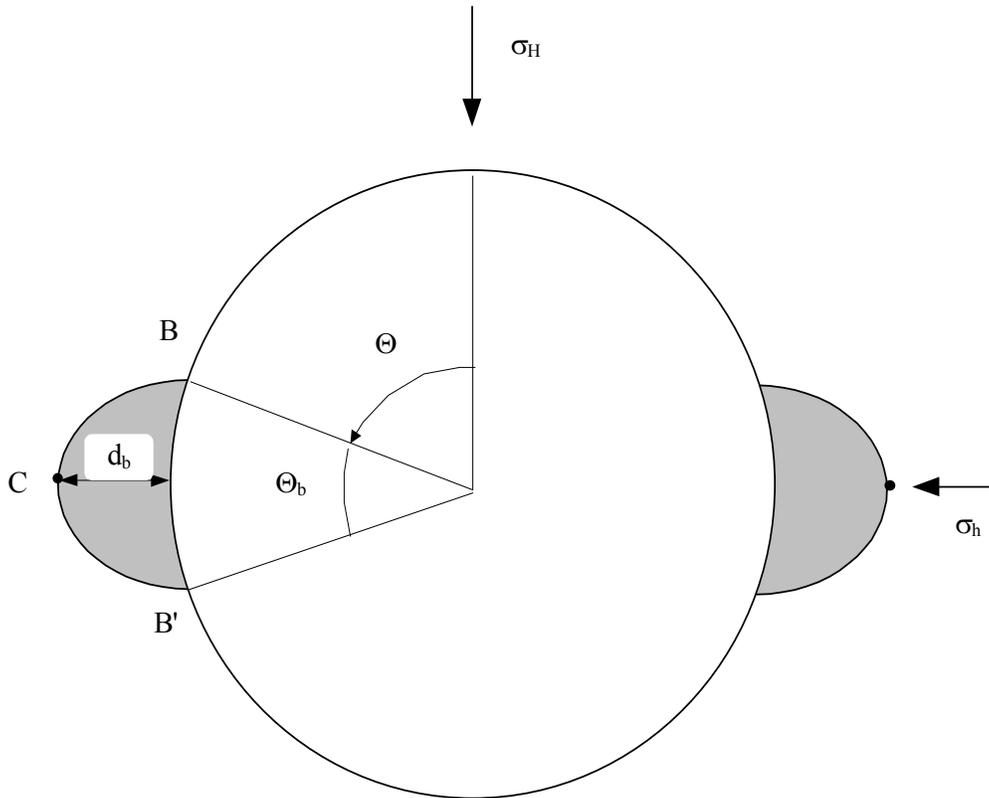


Figure 8: Définition des caractéristiques de la zone d'écaillage autour d'un trou de forage (tiré de Li et Aubertin 1999).

On peut aussi établir une autre équation pour l'état critique au point C:

$$\sqrt{J_2(\sigma_H, \sigma_h, \Theta)}|_C = F_0(\sigma_H, \sigma_h, d_b)|_C F_\pi(\sigma_H, \sigma_h, d_b)|_C \quad (26)$$

La résolution des équations 25 et 26, où il n'y a que deux inconnues, permet de calculer les contraintes principales horizontales maximum et minimum σ_H et σ_h . Toutefois, puisqu'il n'existe pas de solution analytique appropriée pour évaluer l'état de contrainte critique au point C

(équation 26), une méthode numérique (telles les méthodes des éléments finis ou des éléments frontières) doit être utilisée (Li et Aubertin 1999).

Cas idéalisé

Pour illustrer l'application de cette procédure, on utilise d'abord, de façon schématisée, une situation représentative d'un forage. Le trou a un rayon de 2.5 cm et se trouve dans une roche élastique linéaire, homogène et isotrope. Dans cet exemple, les constantes élastiques de la roche sont fixées arbitrairement à $E = 50$ GPa et $\nu = 0.25$. Les courbes enveloppe de résistance de la roche, décrites par $MSDP_u$, sont montrées à la figure 9. Pour cette illustration, les contraintes en place seraient de $\sigma_H = 300$ MPa, $\sigma_h = 100$ MPa, et $\sigma_v = 125$ MPa.

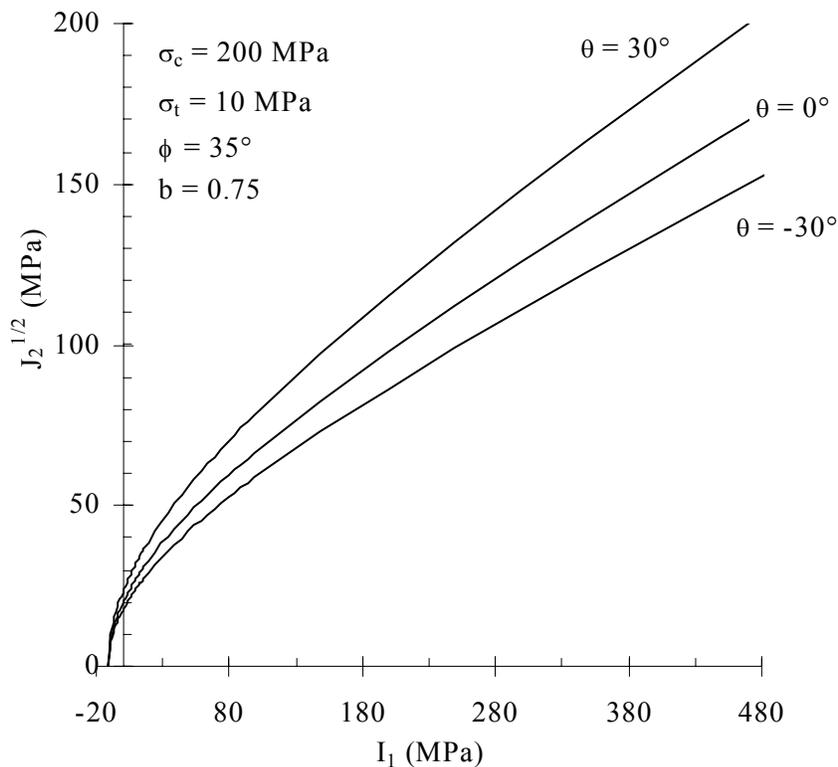


Figure 9: Surface de rupture définie avec $MSDP_u$ pour le problème analysé.

La figure 10 montre la représentation du développement progressif de la zone de rupture en utilisant le critère $MSDP_u$ et un calcul fait à l'aide d'un code tridimensionnel basé sur la méthode des éléments frontières, développé par Li (1997). L'angle Θ où apparaît la rupture (observée dans le trou), qui constitue une donnée du problème, est de 43° ($\Theta_b = 94^\circ$). Même si la méthode de discontinuité de déplacement constante (une méthode par éléments frontières) ne permet pas de calculer très précisément l'état des contraintes directement sur les frontières (e.g. Crouch 1976; Li 1997), elle permet néanmoins d'évaluer, tel que montré à la figure 10, la zone de progression de la rupture proche de la paroi du trou.

L'extension complète de la zone d'écaillage d_b ne peut pas être obtenue uniquement à partir d'analyses en conditions élastiques linéaires (qui sous-estime l'ampleur de cette zone). Par

conséquent, on doit réaliser des analyses en définissant les propriétés post-pic pour les zones amenées à la rupture. Compte tenu de la nature fragile du comportement de ces roches (avec une résistance post-pic très faible pour une petite valeur de σ_3), les matériaux dans les zones de rupture sont simplement enlevés pour ensuite procéder à une nouvelle étape de calcul. Une fois que l'on a positionné le contour final de rupture correspondant à la dernière analyse élastique avec $FS = 1$ au point C (position connue par observation), on peut estimer l'état des contraintes à ce point connaissant la géométrie de la zone d'écaillage (angle Θ_b et distance d_b). Une telle approximation permet d'évaluer assez précisément les conditions qui prévalent le long de la paroi où se développe la rupture.

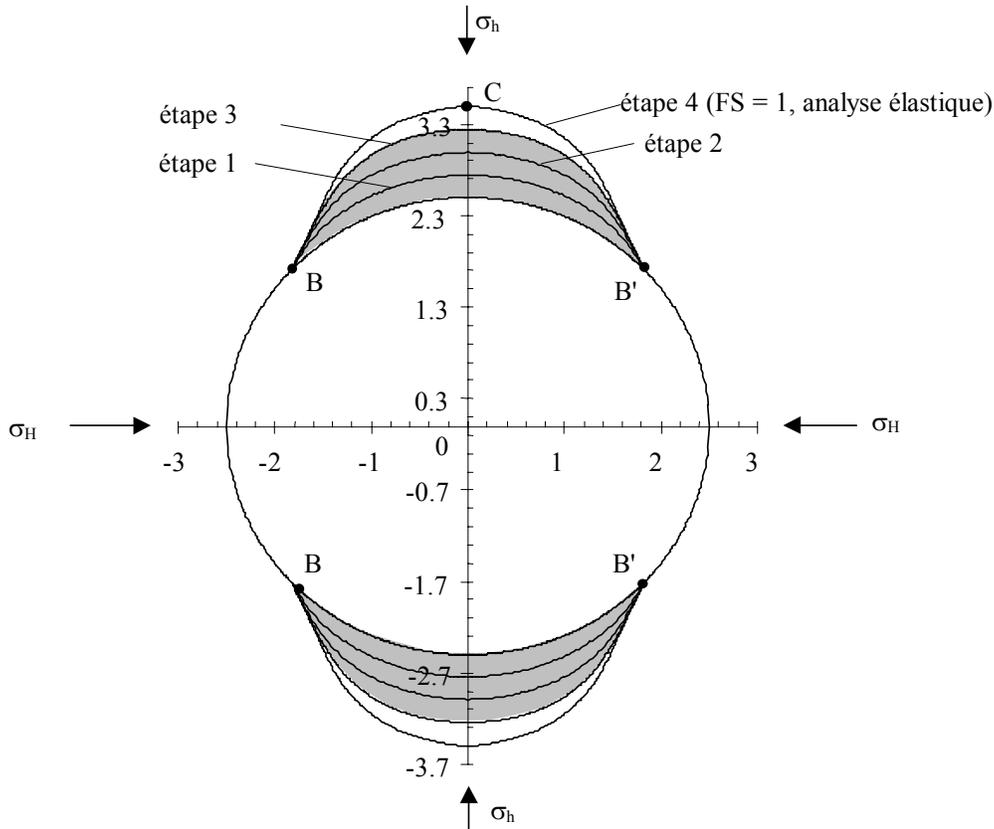


Figure 10: Modélisation de la propagation de la zone de rupture autour du trou de forage; les zones ombragées sont enlevées pour l'étape suivante de calcul (en élastique linéaire).

En utilisant le critère $MSDP_u$, on peut aussi tracer une carte des contours du facteur de sécurité (FS) au point C dans le plan $\sigma_H - \sigma_h$ selon les équations 20 et 26 (cf. figure 11). De façon similaire, la solution d'Hiramatsu et Oka (1962) (ou une solution numérique) combinée au critère $MSDP_u$ permet de tracer d'autres contours de FS dans le même plan $\sigma_H - \sigma_h$ pour les points B et B' (aussi montrés sur la figure 11 pour l'exemple analysé ici). La superposition de ces deux séries de contours sur la carte de FS permet de déduire directement les valeurs de σ_H et de σ_h . Dans le présent exemple, on trouverait pour l'état critique $FS = 1$:

$$\sigma_H = 302 \text{ MPa et } \sigma_h = 101 \text{ MPa}$$

Ces valeurs estimées représenteraient une faible différence par rapport aux valeurs des

contraintes imposées (i.e. $\sigma_H = 300$ MPa et $\sigma_h = 100$ MPa). Évidemment, il ne s'agit que d'un cas fictif, où les conditions imposées correspondent aux valeurs calculées. Cela permet néanmoins d'illustrer comment la méthode peut être appliquée.

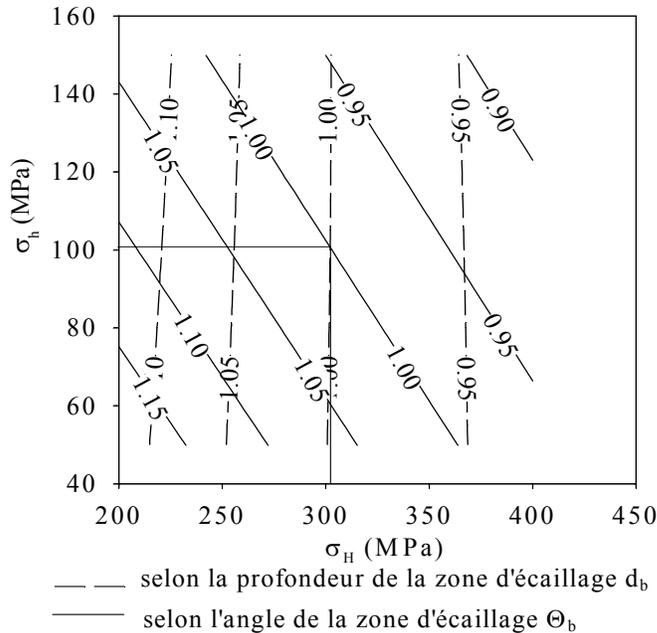


Figure 11: Carte des isocontours de facteurs de sécurité dans le plan $\sigma_H - \sigma_h$, qui varie selon l'angle et la profondeur de la zone d'écaillage (Li et Aubertin 1999).

Les auteurs ont tenté d'appliquer cette approche à des situations pratiques réelles. Malheureusement, il ne semble pas exister de cas documentés où l'ensemble de l'information requise pour appliquer cette méthode serait disponible. On retrouve par contre divers cas documentés dans la littérature où une partie de l'information est fournie. C'est à partir de tels cas que l'on applique directement la méthode (mais de façon partielle) dans ce qui suit.

Application spécifique

Afin d'illustrer, à partir d'un cas réel, l'application de la procédure proposée, on utilise les données de Song et Haimson (1997). Dans ce cas-ci, on suppose que σ_v et σ_h sont connues et l'on cherche à déterminer σ_H pour FS = 1. L'équation 25 se réduit donc à:

$$\sqrt{J_2(\sigma_H, \Theta)}|_B = F_0(\sigma_H, \Theta)|_B F_\pi(\sigma_H, \Theta)|_B \quad (27)$$

où Θ (ou Θ_b) est une valeur connue suite à l'observation de la zone d'écaillage.

L'équation 27 ne contient qu'une seule inconnue, soit σ_H , qui peut être obtenue par la résolution de l'équation. Celle-ci ne peut toutefois être résolue que d'une manière itérative. Pour solutionner celle-ci, une approche graphique semi-explicite est proposée.

Une plage plausible des valeurs de σ_H est d'abord établie (de σ_{Hmin} à σ_{Hmax}) basée sur une connaissance des valeurs régionales (contraintes naturelles) ou locales (contraintes induites). La valeur de σ_H affecte l'angle de Lode, si bien qu'à chaque valeur de σ_H correspond une courbe de rupture différente dans le plan $\sqrt{J_2} - I_1$. La figure 12a montre une représentation schématisée du critère $MSDP_u$ pour les angles de Lode correspondant à σ_{Hmin} et σ_{Hmax} , avec les valeurs calculées correspondantes de $\sqrt{J_2}, I_1(\sigma_{Hmin})$ et de $\sqrt{J_2}, I_1(\sigma_{Hmax})$. À partir de la droite qui lie ces deux points (A et B), deux nouveaux points d'intersection (F et G) sont obtenus sur les courbes de rupture appropriées; on peut alors déduire les valeurs de $\sqrt{J_2}, I_1(\sigma_{H1})$ et de $\sqrt{J_2}, I_1(\sigma_{H2})$. Les valeurs de σ_{H1} et de σ_{H2} peuvent ensuite être calculées à partir de l'équation 23, chacune correspondant à un angle de Lode qui peut être établi selon les équations 21 et 22 (soit $\theta(\sigma_{H1})$ et $\theta(\sigma_{H2})$). L'angle de Lode θ associé à la valeur réelle de σ_H peut subséquemment être obtenu par interpolation graphique (cf. figure 12b), ou à partir de l'équation suivante:

$$\frac{\theta(\sigma_H) - \theta(\sigma_{Hmin})}{\theta(\sigma_{Hmax}) - \theta(\sigma_{Hmin})} = \frac{\theta(\sigma_H) - \theta(\sigma_{H1})}{\theta(\sigma_{H2}) - \theta(\sigma_{H1})} \quad (28)$$

Une troisième courbe de $MSDP_u$, avec $\theta(\sigma_H)$, peut être tracée dans le plan $\sqrt{J_2} - I_1$ (cf. figure 12a). On obtient alors directement le point d'intersection correspondant à $I_1(\sigma_H)$. La valeur de σ_H est finalement déduite selon les équations 21 et 23. La figure 12b illustre schématiquement comment converger au point H et vers la valeur réelle de σ_H en utilisant les valeurs de θ déduites de l'équation 23 et de l'application du critère $MSDP_u$ avec les équations 21, 22 et 27.

Cette procédure graphique est aussi schématisée au tableau 1. Elle est appliquée aux résultats d'essais de laboratoire publiés par Song et Haimson (1997) qui ont réalisé des essais sur des blocs de grès de Berea et de granite de Westerly, percés des trous. Les valeurs déduites de la procédure sont montrées au tableau 2. On constate une bonne correspondance entre les valeurs calculées et la valeur de la contrainte imposée pour les deux types de roches (voir le tableau 2).

Discussion

Cette procédure, qui permet d'estimer les contraintes perpendiculaires à l'axe d'un trou de forage (si cet axe correspond à l'orientation d'une des contraintes principales), nous a aussi permis de valider l'application du critère de rupture proposé pour des roches soumises à un état de contrainte représentatif des conditions in situ.

Il est intéressant de noter ici que la technique développée par les auteurs s'applique autant à l'estimation des contraintes naturelles qu'à l'évaluation des valeurs des contraintes induites autour des excavations. Dans ce dernier cas, l'observation en trou de forage constitue un moyen simple et économique de valider les résultats de calcul sur l'état des contraintes générées autour des ouvertures, une information particulièrement utile lorsque l'on s'intéresse à l'analyse de la stabilité (e.g., Aubertin et al. 1997a).

Tableau 1: Synthèse de la procédure pour déduire la contrainte principale maximale horizontale σ_H (Li et Aubertin 1999).

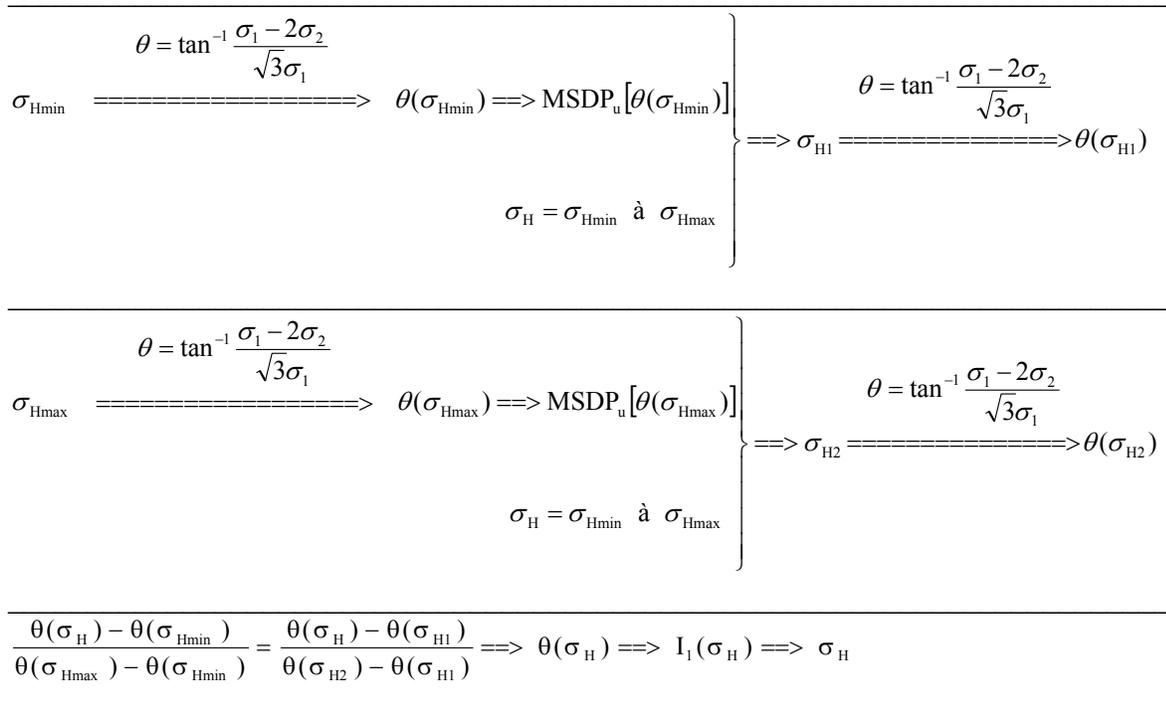


Tableau 2: Comparaison entre les contraintes imposées et les valeurs calculées par inversion (résultats expérimentaux tirés de Song et Haimson 1997).

Roches	Contraintes imposées(MPa)			Angles d'écaillage observés Θ_b	valeurs calculées σ_H (MPa)	différence (%)
	σ_h	σ_v	σ_H			
grès de Berea	20	30	80	31°	75	6.3
	30	40	90	35°	80	11.1
granite de Westerly	30	40	160	14°	154	3.8
	30	40	180	33°	164	8.9

La méthode proposée ici est relativement simple et facile à utiliser lorsque les informations requises sont disponibles. Pour son application, il faut toutefois conserver certains points spécifiques à l'esprit. Ainsi, la taille d_b de la zone d'écaillage autour d'un trou de forage ne peut pas être déterminée uniquement par un modèle élastique linéaire, puisque la distribution de contraintes change avec la progression de la zone de rupture (Cheatham 1993). Comme la résistance post-pic des roches fragiles est usuellement très faible, on peut, en première approximation, négliger celle-ci en éliminant les matériaux dans les zones de rupture, tel que montré ici.

Des informations additionnelles sur l'utilisation des observations en trous de forage pour estimer les contraintes dans la roche peuvent être trouvées dans Li et Aubertin (1999) et Li et al. (2000).

3.2 Application préliminaire aux massifs rocheux

La capacité descriptive du critère $MSDP_u$ a été évaluée en détail pour les roches intactes, et plusieurs résultats se retrouvent dans les publications précitées (voir en particulier Aubertin et Simon 1996, 1998; Aubertin et al. 1999; Li et al. 2000b). Le critère a aussi été appliqué pour analyser la stabilité des trous de forage (Li et al. 1999) et, comme on l'a vu à la section 3.1, pour évaluer l'état in situ des contraintes naturelles ou induites (Li et Aubertin 1999; Li et al. 2000a). Les auteurs présentent maintenant une application du critère $MSDP_u$ pour l'analyse de la stabilité d'un tunnel non supporté dans un massif de granite en prenant en compte les effets du temps et de l'échelle.

La figure 13 présente schématiquement la variation de la surface de rupture exprimée avec le critère $MSDP_u$ pour les roches et les massifs en fonction de la cote RMR (qui représente l'état de la structure du massif).

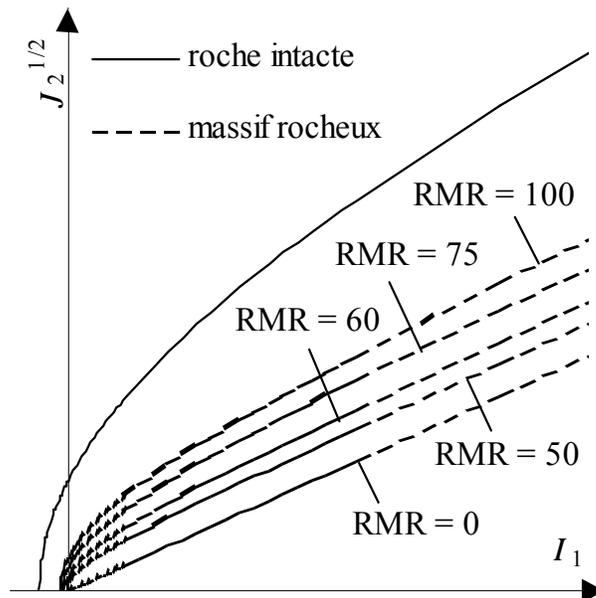


Figure 13: Représentation schématique du critère $MSDP_u$ pour les roches et les massifs rocheux avec différentes valeurs de la cote géomécanique RMR (Aubertin et al. 2000).

Dans cet exemple d'application, on utilise les observations réalisées sur les zones de rupture autour d'un tunnel du Laboratoire de Recherche Souterrain URL (pour Underground Research Laboratory) d'AECL au Manitoba. Les paramètres utilisés pour l'analyse sont donnés dans le tableau 3. Les modélisations numériques ont été effectuées à l'aide du logiciel PHASES® (Hoek et al. 1992), un logiciel commercial qui se base sur une combinaison des méthodes des éléments frontières et des éléments finis. Le logiciel PHASES permet notamment de calculer le champ des contraintes induites autour d'un ouvrage, et d'analyser la stabilité des ouvertures pour un massif au comportement élastique linéaire ou élastoplastique simplifié. Bien qu'il s'agisse d'un modèle numérique bidimensionnel, les trois composantes des contraintes principales sont utilisées dans le critère de rupture exprimé selon une formulation tridimensionnelle, basée sur l'extension des

critères 2D de Hoek-Brown ou de Mohr-Coulomb (Hoek et al. 1992). Si l'une des trois contraintes principales naturelles est dans la direction de l'axe du tunnel, la modélisation numérique bidimensionnelle donne alors les mêmes résultats qu'un modèle tridimensionnel (pour un état de déformation plane). Le problème que l'on traite ici correspond bien à ce cas. Toutefois, l'effet du temps ne peut pas être modélisé directement avec PHASES puisque les deux seuls critères implantés dans le logiciel (les critères de Hoek-Brown et de Mohr-Coulomb) ne tiennent pas compte de ce facteur. Pour cette application avec PHASES, l'approche retenue a été de calculer les valeurs des paramètres de Hoek-Brown à partir de la surface de rupture définie par le critère $MSDP_u$ pour prendre en compte les effets du temps et de l'échelle. Autrement dit, on estime les paramètres équivalents du critère de Hoek-Brown correspondant le plus près possible à la surface de rupture définie par le critère $MSDP_u$ avec les effets du temps et de l'échelle. On utilise alors le critère de Hoek-Brown avec ces paramètres ajustés pour évaluer la stabilité de l'excavation en fonction du temps. Évidemment, lorsque le critère $MSDP_u$ aura été implanté dans un code numérique approprié, on pourra alors réaliser directement les analyses de stabilité sans passer par cette approche intermédiaire.

Les paramètres correspondant aux propriétés de la roche intacte sont définis comme suit (selon les données tirées de Martin et Read 1992; Martin et Chandler 1994; Hoek et al. 1995):

$$E = 60 \text{ GPa}, \nu = 0.2, \sigma_c = 210 \text{ MPa}, \sigma_t = 9 \text{ MPa}, b = 0.75, \phi = 45^\circ$$

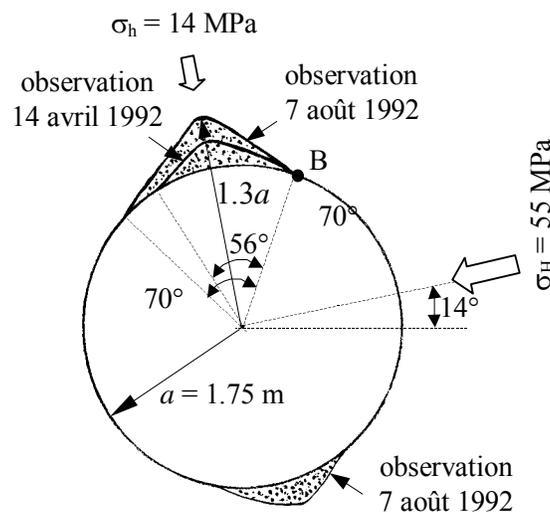


Figure 14: Zones de rupture observées autour d'un tunnel du Laboratoire de Recherche Souterrain URL d'AECL (adapté d'après Hoek et al. 1995).

Comme les observations correspondent à des zones de rupture observées sur la paroi d'un tunnel avec un diamètre de 3.5 m, on a besoin d'ajuster les propriétés obtenues en laboratoire pour obtenir les propriétés du massif à grande échelle. On utilise pour cela l'équation 17 avec $p = 3$. Dans le cas présent, l'effet d'échelle pour la roche intacte ne pouvait pas être évalué directement. Pour obtenir les paramètres équivalents du massif, on utilise d'abord la solution en élasticité linéaire de Hiramatsu et Oka (1962) pour définir l'état de contraintes induites au point B, correspondant à la zone de rupture observée le 14 avril 1992 (conditions à court terme - voir figure 14). On en déduit les contraintes suivantes au point B:

$$\sigma_1 = 114.9 \text{ MPa}, \sigma_2 = 57.2 \text{ MPa}, \sigma_3 = 0 \text{ MPa}$$

et

$$I_1 = 172 \text{ MPa}, J_2^{1/2} = 57.4 \text{ MPa}, \theta = 0.15^\circ.$$

En introduisant ces valeurs avec les propriétés de la roche intacte dans le critère MSDP_u , on obtient la valeur du paramètre de continuité $\Gamma = 0.114$ pour le massif rocheux. De cela, on peut déduire le paramètre de continuité $\Gamma_{100} = 0.135$ selon l'équation 17, puisque l'on connaît la cote RMR du massif qui est de 85 (d'après McCreath et Diederichs 1994). À partir de cette condition de départ, le critère MSDP_u peut être utilisé pour analyser la stabilité de l'ouvrage à court terme (extension de la zone de rupture) et pour un temps ultérieur.

Tel que déjà mentionné, le programme PHASES ne permettant pas d'utiliser directement le critère MSDP_u , on déduit les paramètres du critère Hoek-Brown en ajustant les deux critères pour la plage de l'angle de Lode correspondant à la zone potentiellement instable (i.e. pour les contraintes induites - voir la figure 15). Cela permet d'obtenir les paramètres équivalents suivants pour la résistance du massif à court terme:

$$m = 22.578, s = 0.3436.$$

La figure 15 montre que la concordance entre les deux critères est généralement bonne, sauf si l'angle θ est situé entre 20° et 30° . Comme l'angle de Lode correspondant à l'état des contraintes dans les portions critiques autour du tunnel varie en général autour de 0° , les paramètres équivalents sont considérés représentatifs pour la modélisation du comportement à court terme. La figure 16 montre les zones de rupture évaluées avec les paramètres utilisés à la figure 15 (aussi donnés au tableau 3). Comme on peut le voir, la géométrie déduite ressemble à celle observée (figure 14).

Pour décrire l'effet du temps sur la rupture du granite du Lac du Bonnet, les paramètres utilisés dans la figure 3 sont repris ici ($\alpha_1 = 2.7 \text{ s}$, $\beta = 9.73$ dans l'équation 13), tant pour la résistance en compression que pour celle en traction. La figure 17 présente les ajustements requis afin d'obtenir les paramètres de Hoek-Brown correspondant au 168^{ième} jour à partir des paramètres du MSPD_u (voir aussi tableau 3). Encore une fois, les deux critères sont proches sauf si $\theta = 20^\circ$ à 30° , mais cela n'influence pas la validité des résultats pour les raisons mentionnées ci-haut. La figure 18 montre les zones de rupture calculées pour le 168^{ième} jour après la création du tunnel. On voit que les zones de rupture deviennent plus grandes et plus profondes par rapport aux zones de rupture à court terme (voir figure 16).

Pour cette analyse, le tunnel expérimental d'AECL a été modélisé en supposant que le massif a un comportement élastoplastique (ou élastique fragile). La méthode utilisée, bien que simplifiée, démontre néanmoins que le critère proposé peut être utilisé dans des applications pratiques afin d'évaluer la stabilité des ouvertures souterraines, et leur évolution dans le temps.

Il faut toutefois garder à l'esprit que plusieurs incertitudes peuvent être engendrées lorsque l'on désire comparer les observations in situ avec les résultats de calcul. Par exemple, dans le cas illustré ici, on sait que les dates données sur la figure 14 sont celles qui correspondent aux observations, mais elles ne reflètent pas nécessairement le temps requis pour la création de la zone de rupture (Hoek et al. 1995). Dans ce cas, il est donc difficile d'obtenir une correspondance exacte entre la géométrie observée et celle issue de la modélisation. Plus important sans doute est le fait que la géométrie de la zone d'écaillage observée dépend de la

position (effet de la gravité) et du comportement post-rupture de la roche. À cet égard, les calculs usuellement effectués considèrent un comportement post-pic idéalisé et très simplifié. Avec le logiciel PHASES par exemple, au-delà de la résistance ultime, on considère que la résistance chute abruptement à une valeur résiduelle dont les paramètres sont estimés de façon plutôt arbitraire puisque l'on connaît peu de choses sur le ramollissement progressif des roches et des massifs rocheux. En outre, la stabilisation de la zone de rupture autour de l'ouverture dépend de la contrainte radiale (de confinement) qui peut subsister après le pic, mais l'ampleur de cette contrainte est très difficile à estimer précisément puisqu'elle dépend directement de la résistance post-rupture. Dans l'exemple montré ici, on a choisi d'enlever la portion de matériau qui brise à court terme pour l'analyse à plus long terme; à long terme, on a associé une résistance résiduelle faible (mais non nulle). Cette façon de procéder a été retenue en raison des limites inhérentes aux codes et aux lois de comportement disponibles. Cette approche jugée conservatrice évite une sous-estimation de l'ampleur de la zone de rupture.

Malgré ces incertitudes, les résultats montrés ici illustrent néanmoins le fait qu'il est possible de faire une estimation préliminaire acceptable, qui donne au concepteur la possibilité d'évaluer l'effet d'échelle et du temps sur la stabilité d'une ouverture souterraine.

Une description plus détaillée des effets du temps et d'échelle, et de la modélisation qui en découle, est présentée dans l'article de Li et al. (2001).

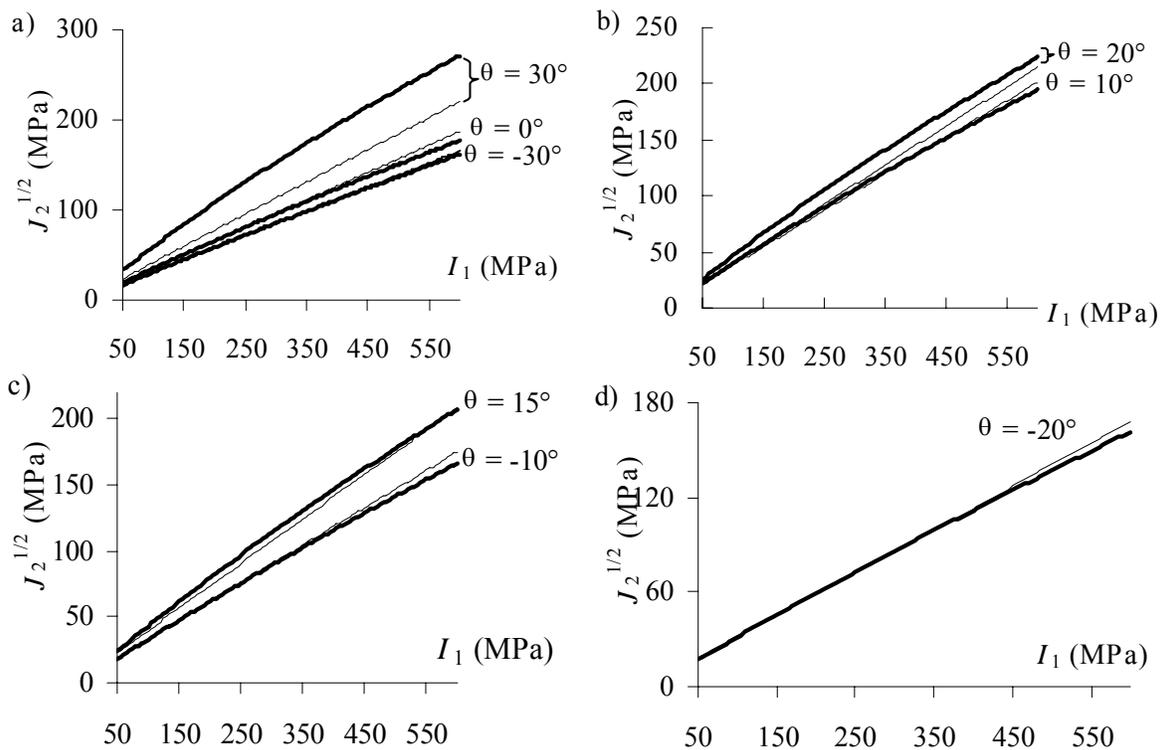


Figure 15: Comparaison entre le critère de Hoek-Brown (ligne grasse) et le critère de MSDP_u (ligne fine) pour la résistance en court terme (STF): $\sigma_c = 210$ MPa, $\sigma_t = 9$ MPa, $\phi = 45^\circ$, $b = 0.75$, $p = 3$, RMR = 85; valeurs déduites: $\Gamma_{100} = 0.135$, $m = 22.578$, $s = 0.3436$.

Tableau 3. Paramètres utilisés dans la modélisation des conditions de rupture autour du tunnel non supporté d'AECL

Contraintes naturelles^{[1], [2]}:

$$\sigma_H = 55 \text{ MPa}^\dagger, \sigma_h = 14 \text{ MPa}, \sigma_v = 48 \text{ MPa}$$

Propriétés de la roche intacte^{[1], [2]}:

$$E = 60 \text{ GPa}, \nu = 0.2, C_0 = 210 \text{ MPa}, T_0 = -9 \text{ MPa}$$

Classification géomécanique du massif^[3]:

$$\text{RMR} = 85$$

Modélisation de la rupture à court terme (STF)

Paramètres de MSPD_u:

$$\sigma_c = 210 \text{ MPa}, \sigma_t = 9 \text{ MPa}, b = 0.75, \phi = 45^\circ$$

Paramètres utilisés dans la modélisation avec PHASES et le critère de Hoek-Brown:

$$E = E_m = 60 \text{ GPa}, \nu = 0.2, \sigma_c = 210 \text{ MPa}, m = 22.58^\ddagger, s = 0.3436^\ddagger$$

$$m_r = 2.2, s_r = 0.03 \text{ (valeurs estimées)}$$

Modélisation de la rupture avec l'effet du temps

Paramètre de MSPD_u:

$$\sigma_c = 210 \text{ MPa}, \sigma_t = 9 \text{ MPa}, b = 0.75, \phi = 45^\circ$$

$$p = 3, \Gamma_{100} = 0.135, t_f = 168 \text{ jours}, \alpha_1 = 2.7 \text{ s}, \beta = 9.73$$

Paramètres utilisés dans la modélisation avec le logiciel PHASES et le critère de Hoek-Brown:

$$E = E_m = 60 \text{ GPa}, \nu = 0.2, \sigma_c = 210 \text{ MPa}, m = 21.74^\ddagger, s = 0.1062^\ddagger, m_r = 2.2, s_r = 0.03$$

(n.b. les portions de massif amenées à la rupture suite à la modélisation à court terme sont enlevées)

[†]14° par rapport à l'horizontale, [‡]régression pour ajuster avec la surface de rupture de MSPD_u,
^[1]Martin et Read (1992), ^[2]Hoek et al. (1995), ^[3]McCreath et Diederichs (1994)

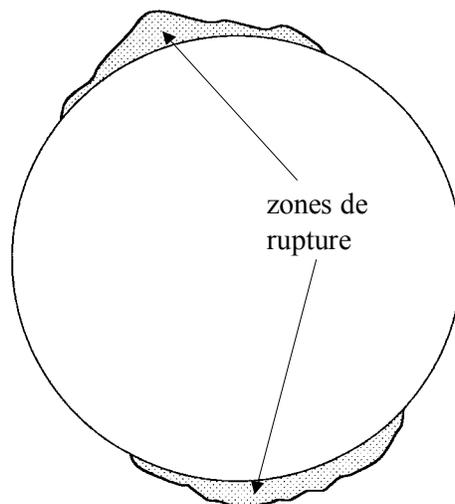


Figure 16: Modélisation des zones de rupture autour d'un tunnel d'AECL à court terme avec le logiciel PHASES (voir tableau 3 pour paramètres et texte pour explications).

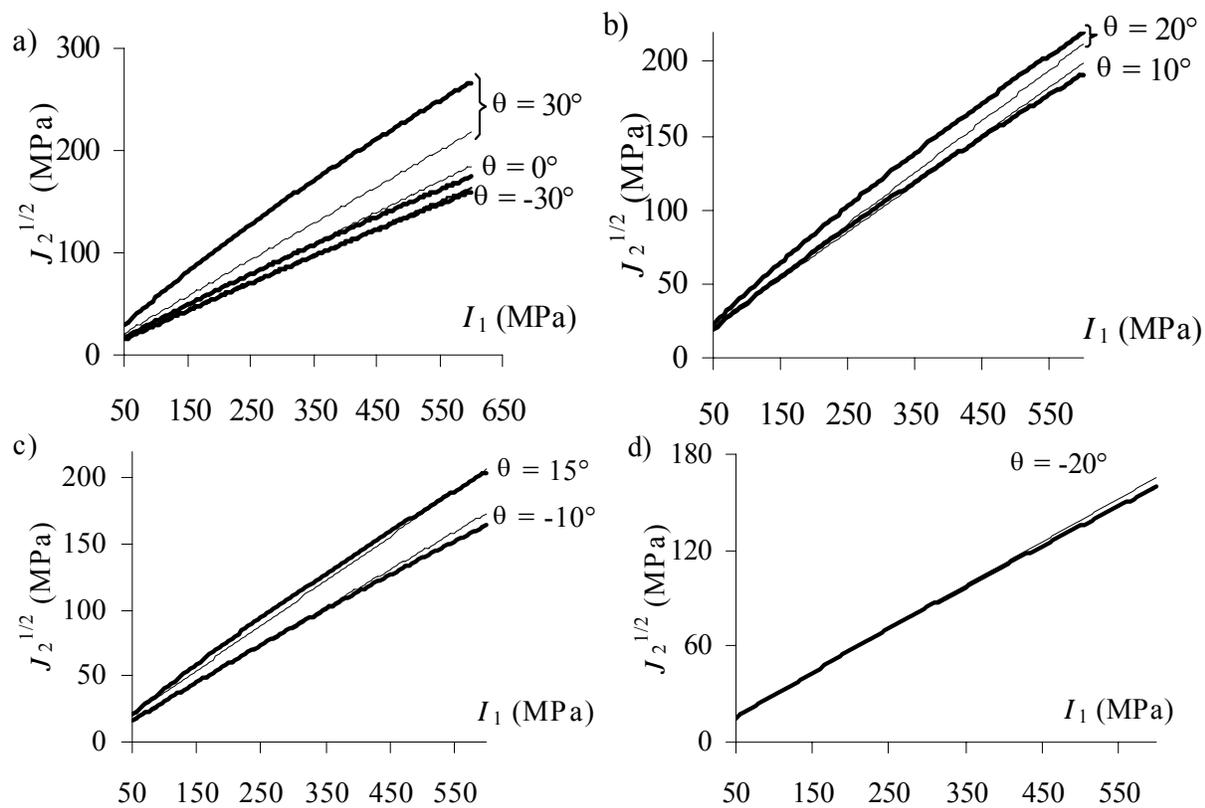


Figure 17: Comparaison entre le critère de Hoek-Brown (ligne grasse) et le critère de $MSDP_u$ (ligne fine) pour la résistance au 168^{ième} jour: $\sigma_c = 210$ MPa, $\sigma_t = 9$ MPa, $\phi = 45^\circ$, $b = 0.75$, $p = 3$, $RMR = 85$; $\Gamma_{100} = 0.135$, $t_f = 168$ jours, $\alpha_1 = 2.7$ s, $\beta = 9.73$; valeurs déduites: $m = 21.7356$, $s = 0.1061$.

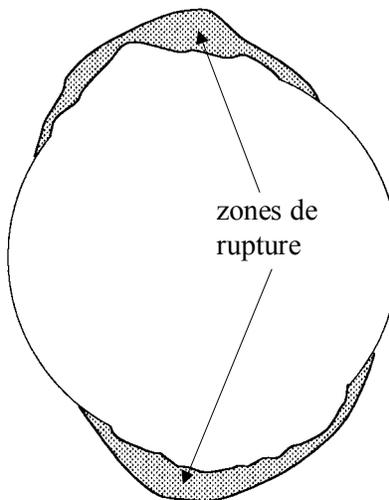


Figure 18: Modélisation des zones de rupture autour d'un tunnel d'AECL à long terme (168^{ième} jour) avec le logiciel PHASES (voir tableau 3 pour paramètres et texte pour explications).

3.3 Applications au site de la mine Bell-Allard (Noranda)

Afin de réduire les incertitudes découlant du passage du comportement de la roche (échelle du laboratoire) au massif rocheux (grande échelle, in situ), les auteurs préconisent d'utiliser les observations en trous de forage afin de valider certains aspects de la modélisation. En ce sens, la première application de l'approche proposée à une mine du Québec est effectuée à partir d'observations à la caméra en trous de forage. Les travaux ont été réalisés à la mine Bell-Allard de la compagnie Noranda (qui participe au projet).

Le site de la mine Bell-Allard située à Matagami a notamment été choisi parce que le développement de cette mine a commencé peu de temps avant le début de ce projet. Aussi, il était prévu que les contraintes en place seraient assez peu perturbées durant le déroulement du présent projet de recherche pour le site d'observation (voir figure 19). Les contraintes naturelles ont été mesurées in situ à partir des trous de forage utilisés pour les observations (Corthésy et Leite 1999). Des échantillons (carottes) ont été prélevés directement de ces mêmes trous, et des essais de laboratoire ont été réalisés par CANMET. Les résultats sont donnés à l'Annexe I. À noter toutefois qu'en raison de la pauvre qualité du massif rocheux aux endroits forés, peu d'éprouvettes étaient disponibles pour les essais de laboratoire. La zone caractérisée directement est donc limitée, et il y a relativement peu de données pour bien évaluer les propriétés réelles des roches. À l'annexe II, on montre les résultats de la première campagne d'observation dans les six trous de forage (août 1999) effectuée par le Centre de Technologie Noranda (CTN). On constate que les trous de forage sont relativement intacts, bien que quelques zones de rupture aient été observées près de la galerie dans les trous de forage. Toutefois, la caméra utilisée n'étant pas orientée dans l'espace et ayant une définition limitée, il est difficile de bien interpréter les observations effectuées.

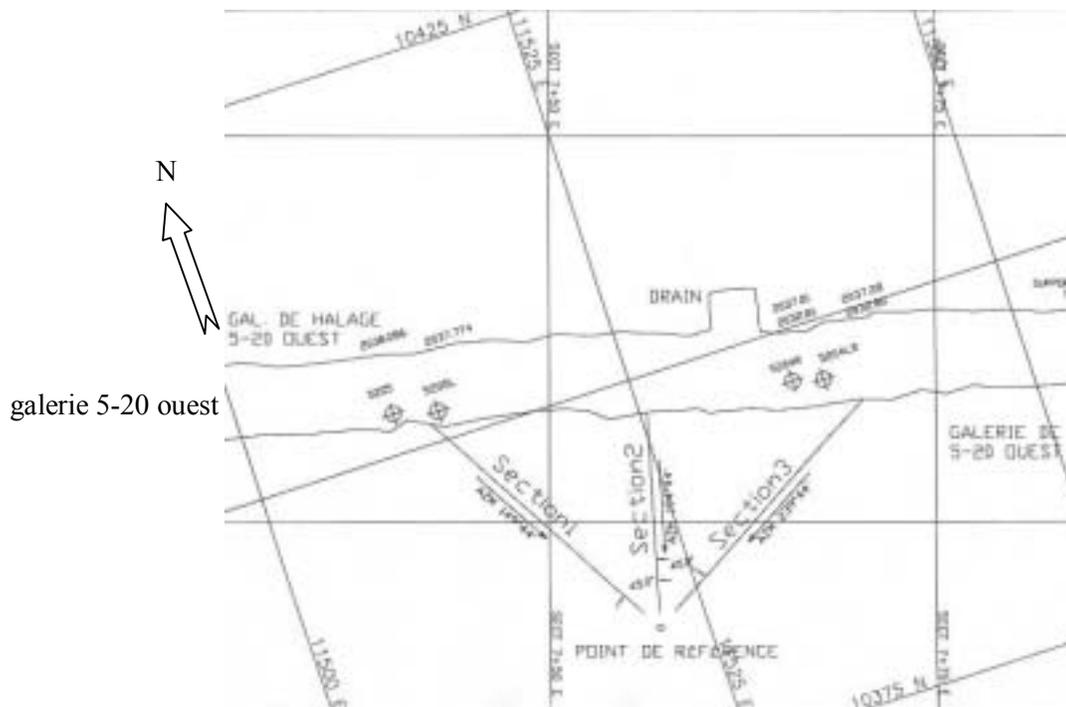


Figure 19: Plan de localisation des trous de forage pour la mesure des contraintes naturelles et la réalisation des observations à la géocaméra.

La figure 20 montre la configuration (géométrie et champ de contraintes naturelles) utilisée pour calculer les contraintes induites autour de la galerie 5-20 Ouest (le long des forages #1 et #3). Les contraintes induites ainsi calculées sont utilisées comme les contraintes préalables par rapport aux trous de forage. Comme on peut voir à la figure 20, il n'y a pas de composante principale du tenseur de contrainte qui soit dans l'axe de la galerie; il s'agit donc d'un problème véritablement tridimensionnel (comme c'est souvent le cas en pratique). Les calculs du champ des contraintes induites ont alors été réalisés à l'aide d'un code 3D basé sur la méthode de discontinuité de déplacement tridimensionnel (Li 1997). Ce code permet de calculer les contraintes et les déplacements dans un milieu homogène, isotrope et élastique linéaire, infini (cas où les ouvertures souterraines se trouvent à très grande profondeur) ou semi-infini (cas où les structures sont proches de la surface). Par rapport à la méthode des éléments finis, la méthode de discontinuité de déplacement ne discrétise que les frontières (e.g., Crouch et Starfield 1983).

Une fois la distribution tridimensionnelle des contraintes induites autour des trous de forage obtenue (voir figure 21), le critère $MSDP_u$ est appliqué pour calculer le facteur de sécurité. La figure 22 montre la distribution du facteur de sécurité (FS) minimum (comportement élastique, pour une section droite donnée) le long des trous de forage #1 (figure 22a) et #3 (figure 22b) respectivement. Seuls les trous #1 et #3 ont été analysés car les données de laboratoires n'étaient disponibles que pour ces deux forages (voir Annexe I). Les calculs effectués indiquent que les deux trous de forage sont généralement stables à court terme le long de l'axe. Des indications montrent toutefois que des zones d'instabilité pourraient apparaître entre 0.5 et 2.5 m de profondeur (par rapport à la paroi de la galerie) dans le trou #1 (voir figure 22a), et entre 0.5 et 1.5 m de profondeur dans le trou #3 (voir figure 22b), là où le facteur de sécurité est très proche de 1. À noter qu'à ces endroits les propriétés utilisées sont des valeurs estimées (moyenne des propriétés mesurées) et non mesurées directement, ce qui ajoute à l'incertitude de l'analyse. Cela est dû au fait qu'une faible proportion des carottes récupérées au forage ont pu être testées en laboratoire, en raison d'une fracturation trop marquée de la roche.

On rappelle de plus que lors de la première campagne d'observations à la caméra réalisée en 1999, il n'a pas été possible d'identifier précisément les orientations et les localisations des points d'observation en raison des limites du matériel vidéo disponible.

Pour évaluer l'effet du temps (et de l'endommagement) sur le comportement des trous, de nouveaux calculs ont été réalisés. La figure 23 montre la distribution des facteurs de sécurité minimum calculés avec les propriétés à long terme le long des trous de forage #1 (figure 23a) et #3 (figure 23b) respectivement. Les seuils d'endommagement (correspondant aux résistances de la roche intacte à très long terme), qui ne peuvent pas d'être déterminées très précisément sur les courbes d'essais fournies, sont évaluées à 50% de la résistance à court terme; c'est une valeur usuelle pour les roches dures (Aubertin et al. 1998a, 2000). La figure 23 indique qu'une portion des parois de ces deux trous de forage serait amenée à la rupture à long terme (là où $FS \leq 1$). Le passage des surfaces de rupture à court terme vers le très long terme, avec $MSDP_u$, est présenté à la figure 24.

Les résultats tirés de la littérature montrent que la baisse de résistance des roches est plus marquée dans les premiers mois, et que la valeur peut chuter entre 70% à 80% de leur résistance au pic à court terme après environ un an (Martin 1993; Aubertin et al. 2000). La figure 25

montre une modélisation basée sur une chute de résistance uniaxiale à 80% de la résistance au pic. Dans ce cas, certaines portions de roche proche de la paroi des trous seraient détériorées par endroit (avec $FS \leq 1$).

Une nouvelle campagne d'observations a été réalisée en août 2001 par CANMET. L'orientation et les localisations des points d'observation ont alors été identifiées. L'Annexe III montre les résultats de cette deuxième campagne d'observations. Il est intéressant de noter que les zones de rupture se trouvent bien entre 40 et 70 cm (par rapport à la galerie) dans le trou #1, ce qui correspond à la zone prédite (voir figure 22). Cela démontre que l'approche semble bien refléter le comportement réel de la roche.

L'Annexe III montre aussi que les parois des trous de forage se sont détériorées par rapport aux observations d'août 1999. Cependant, une partie de cette détérioration pourrait être imputable à la redistribution des contraintes due au minage des chantiers à proximité. La baisse de résistance des roches en fonction du temps ne serait donc pas le seul facteur responsable de cet écaillage.

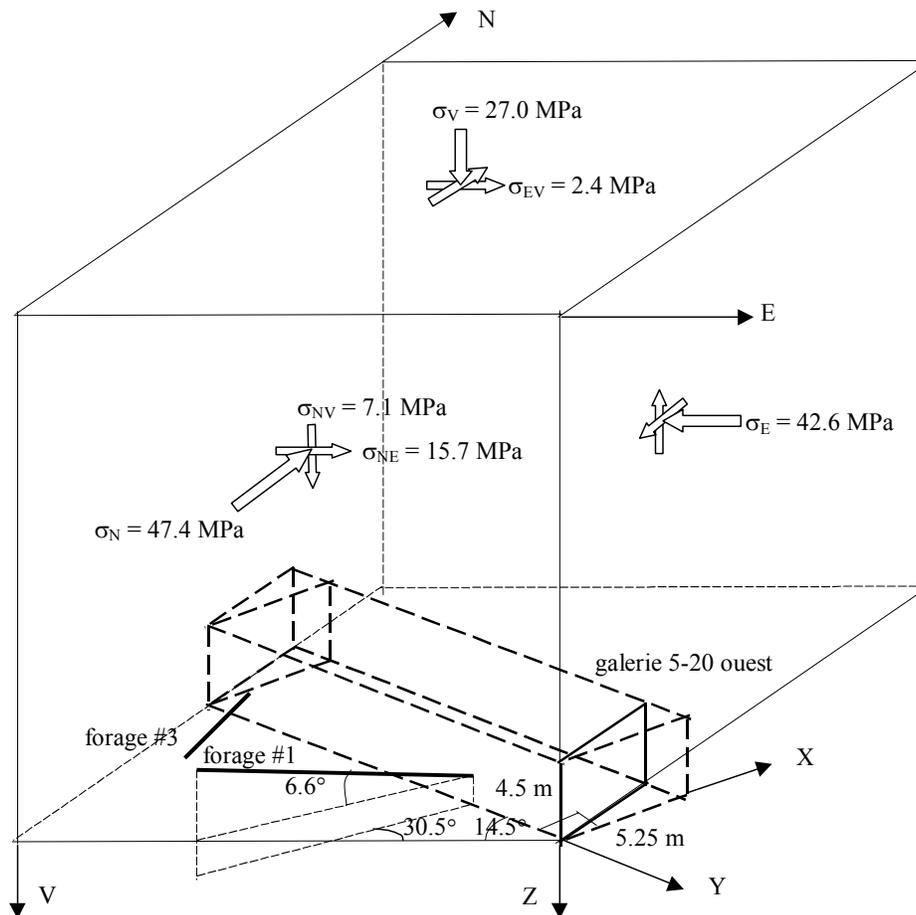


Figure 20: Vue tridimensionnelle de la galerie 5-20 Ouest et les trous de forage #1 et #3 dans le système terrestre (NEV); le système d'axe X, Y, Z est utilisé pour la galerie.

Afin de mettre en évidence l'influence de la redistribution des contraintes engendrée par les nouveaux chantiers, on a procédé au calcul des facteurs de sécurité avec les propriétés de roches à

court terme le long des trous de forage, en prenant en compte le minage des chantiers. Les figures 26 et 27 montrent la situation du minage des chantiers en 2001.

La figure 28 montre la nouvelle configuration utilisée pour ce nouveau calcul. La galerie et les chantiers sont pris en considération dans le calcul des contraintes autour des trous de forage. Bien que la plupart des chantiers exploités soient remblayés, l'influence du remblai est négligée dans la modélisation du champ des contraintes (car elle est jugée négligeable). La figure 29 montre la distribution des contraintes le long de l'axe du trou de forage #1. Il faut noter que les séquences de minage n'ont pas été prises en compte dans la présente modélisation numérique. Par rapport à la distribution des contraintes avant l'exploitation des chantiers (voir figure 21), on voit que la composante normale verticale σ_{xx} augmente près de la galerie ($l < 2.6$ m) et diminue lorsque les points de calcul s'éloignent de la galerie. La même tendance a été observée pour la composante normale horizontale σ_{yy} , i.e., elle augmente lorsque $l < 9.7$ m et diminue si les points de calcul continuent de s'éloigner de la galerie. Pour la composante normale horizontale σ_{zz} (composante dans l'axe du trou de forage), elle baisse partout par rapport au cas où l'exploitation des chantiers n'est pas effectuée. En effet, lorsque les points de calculs s'éloignent de la galerie et s'approchent des chantiers, les points de calcul se situent dans une zone de relaxation de contrainte en raison d'un effet de voûte. Cela peut expliquer pourquoi l'ampleur de certaines composantes du tenseur de contraintes diminue quand les points de calcul s'éloignent de la galerie.

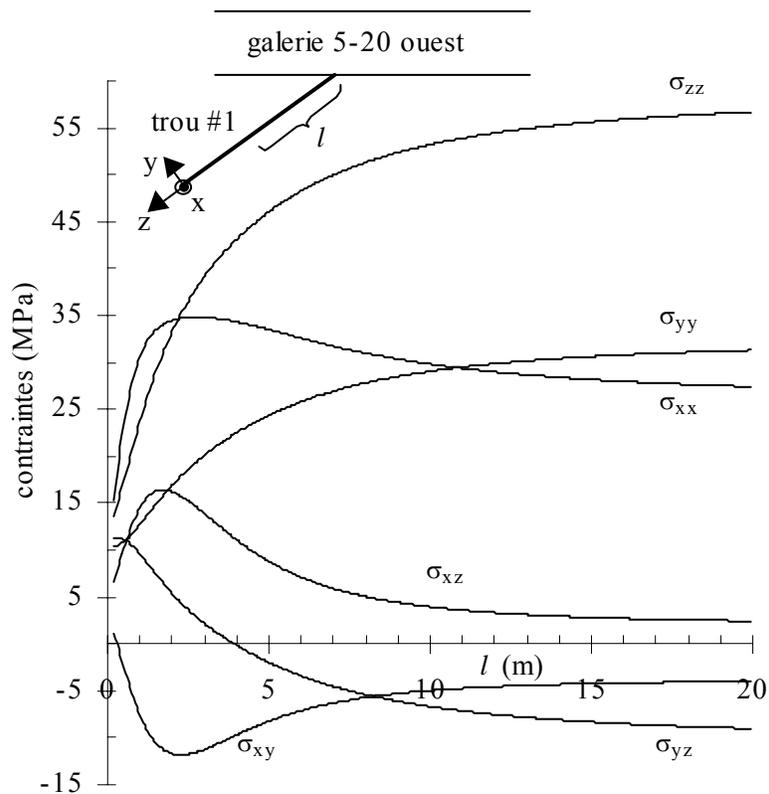


Figure 21: Distribution de contraintes le long du trou #1 avant l'exploitation des chantiers

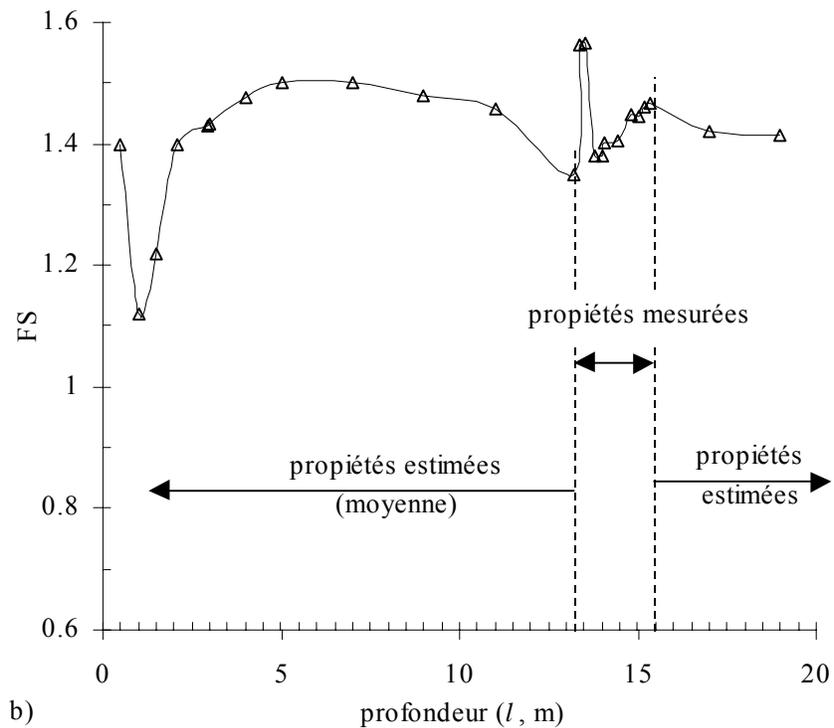
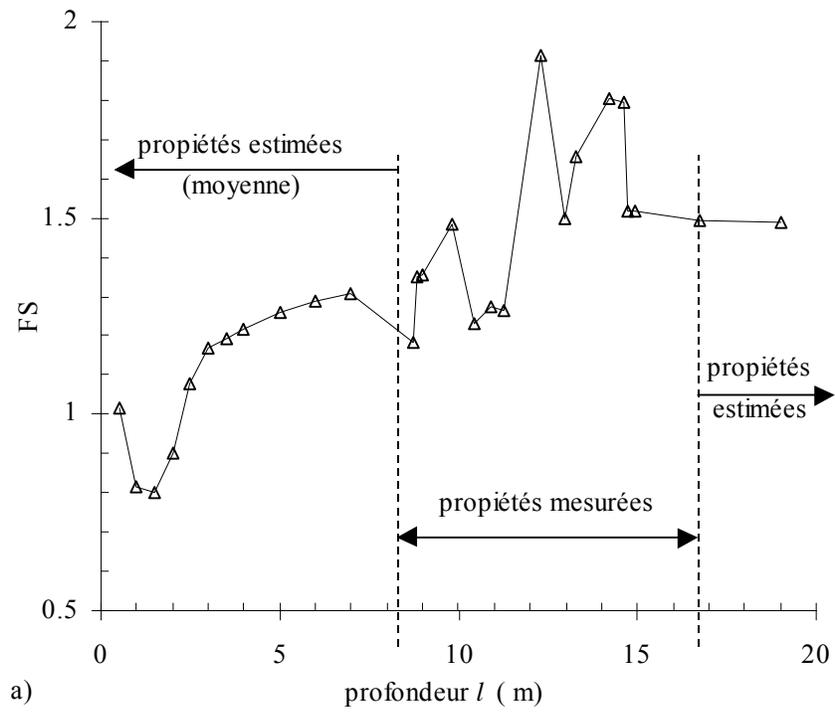


Figure 22: Facteur de sécurité minimum calculé pour les propriétés de la roche à court terme, le long des trous de forage: a) #1 et b) #3.

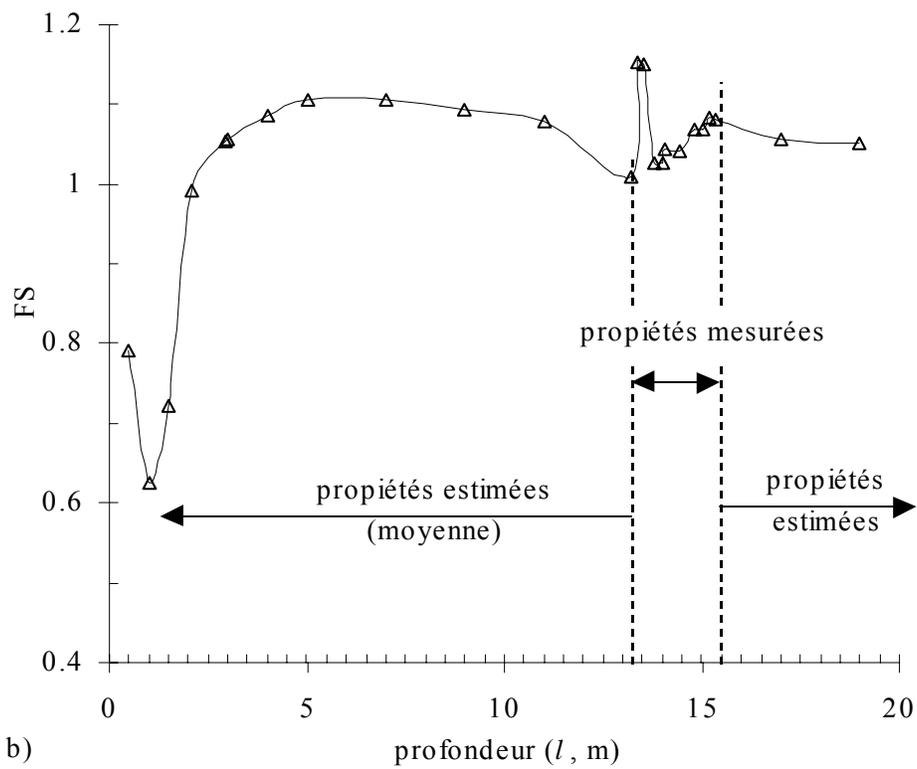
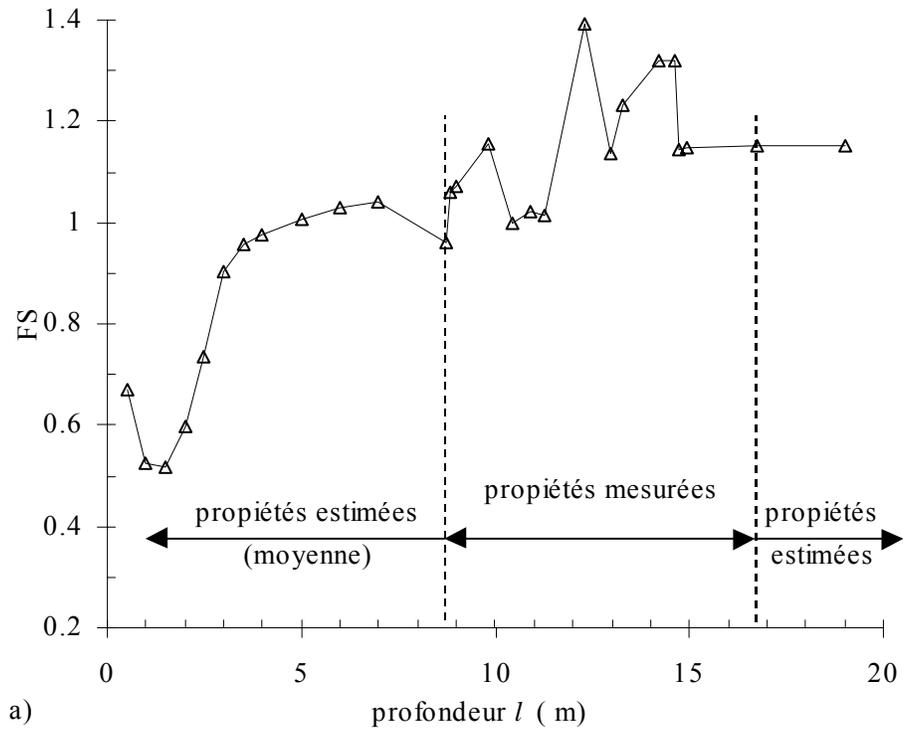


Figure 23: Facteur de sécurité minimum calculé pour les propriétés des roches à très long terme le long des trous de forage: a) #1 et b) #3.

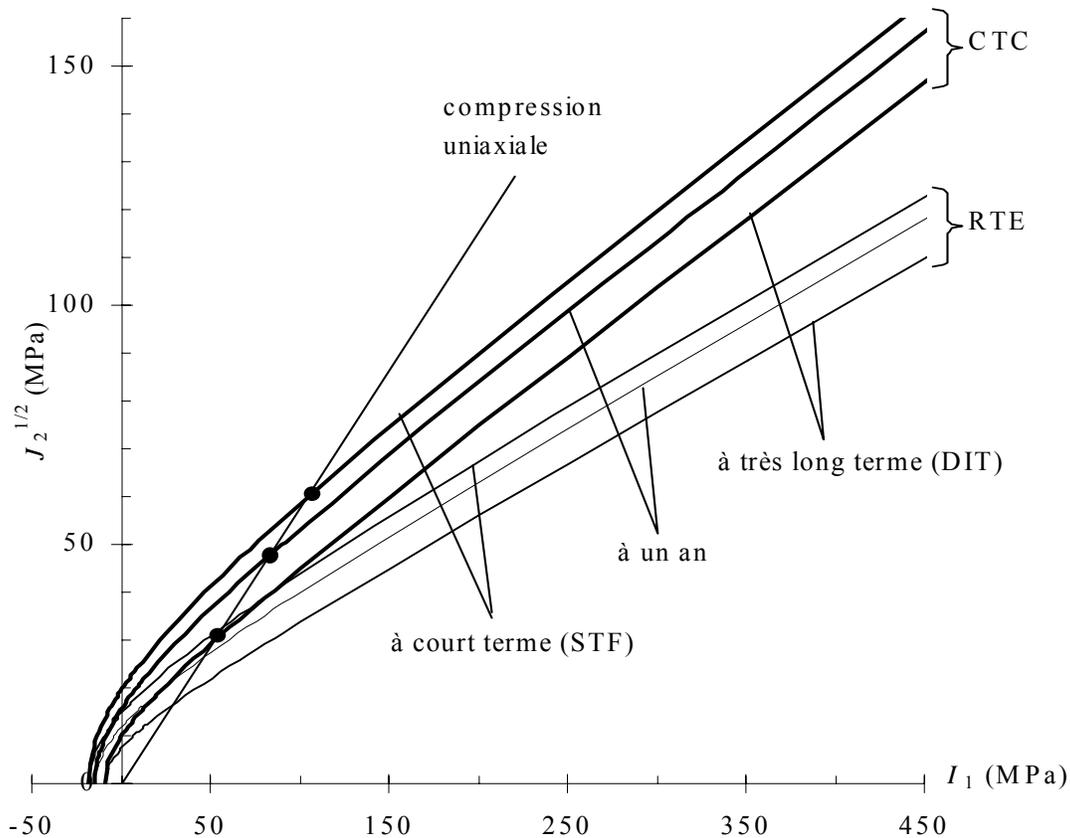


Figure 24: Représentation des surfaces de rupture évaluées avec $MSDP_u$ à court terme (STF) et à très long terme (DIT) dans le trou #1, entre 0 et 8.6 m de profondeur; les seuils d'endommagement (DIT) sont définis à 50% de la résistance uniaxiale à court terme; la résistance uniaxiale de la roche après un an est réduite à 80% de la résistance à court terme; CTC représente un chemin de chargement en compression uniaxiale conventionnelle; RTE correspond à un chemin de chargement en extension triaxiale.

La figure 30 montre la distribution des facteurs de sécurité minimum à court terme le long des trous #1 (figure 30a) et #3 (figure 30b) respectivement, en tenant compte de l'influence de l'exploitation des chantiers. On note que l'exploitation de ces chantiers n'a pas eu d'effet marqué sur le champ des contraintes et sur la stabilité des trous de forage.

La comparaison entre les figures 21 et 29 semble indiquer que les détériorations observées sur les parois des trous de forage #1 et #3 seraient dues principalement à une baisse de la résistance des roches en fonction du temps (endommagement dû au temps). La redistribution de contraintes due à l'exploitation des chantiers aurait ici un effet négligeable sur la stabilité des trous de forage #1 et #3.

Ces résultats partiels montrent comment l'approche proposée a pu être appliquée à un cas réel, afin de confirmer que l'état des contraintes induites autour d'une galerie correspondait bien aux conditions de stabilité des parois des trous de forage. Il s'agit donc d'une première validation de l'approche proposée ici. Il reste cependant du travail additionnel à faire afin d'évaluer plus en détail les capacités et les limites d'applicabilité de l'approche proposée.

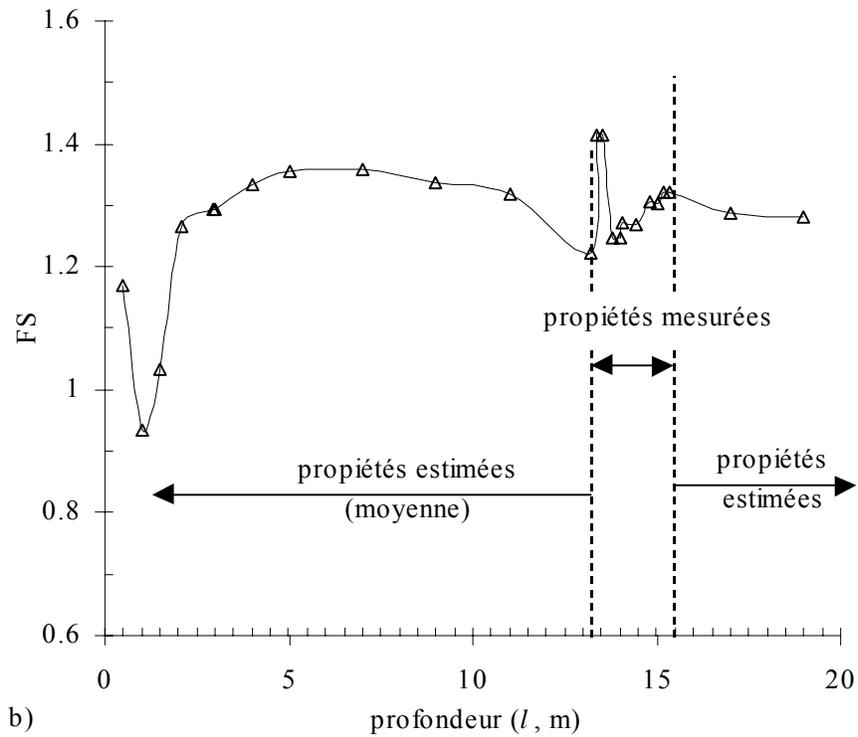
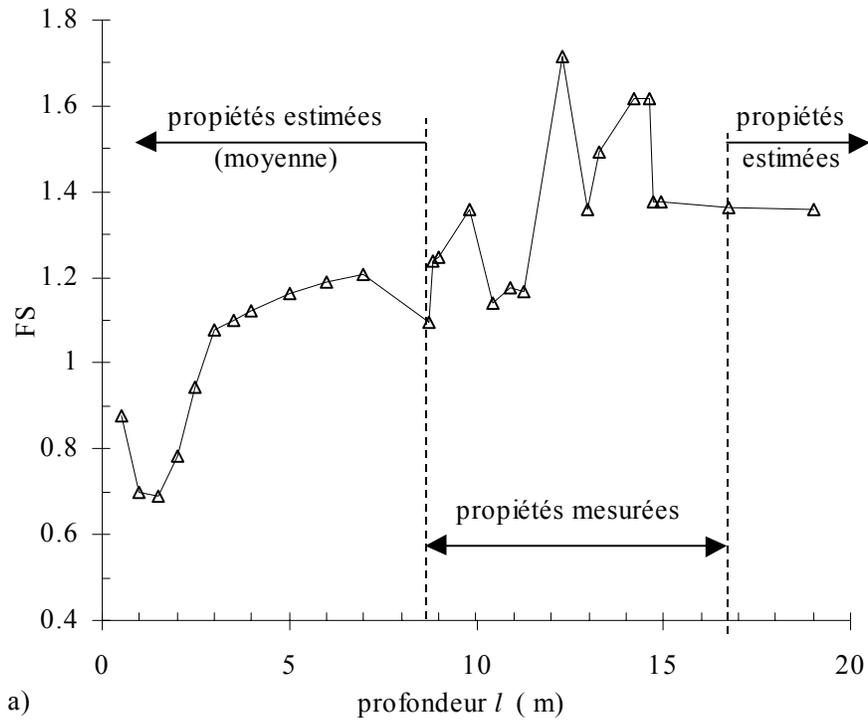


Figure 25: Facteur de sécurité minimum calculé après un an, le long des trous de forage: a) #1 et b) #3.

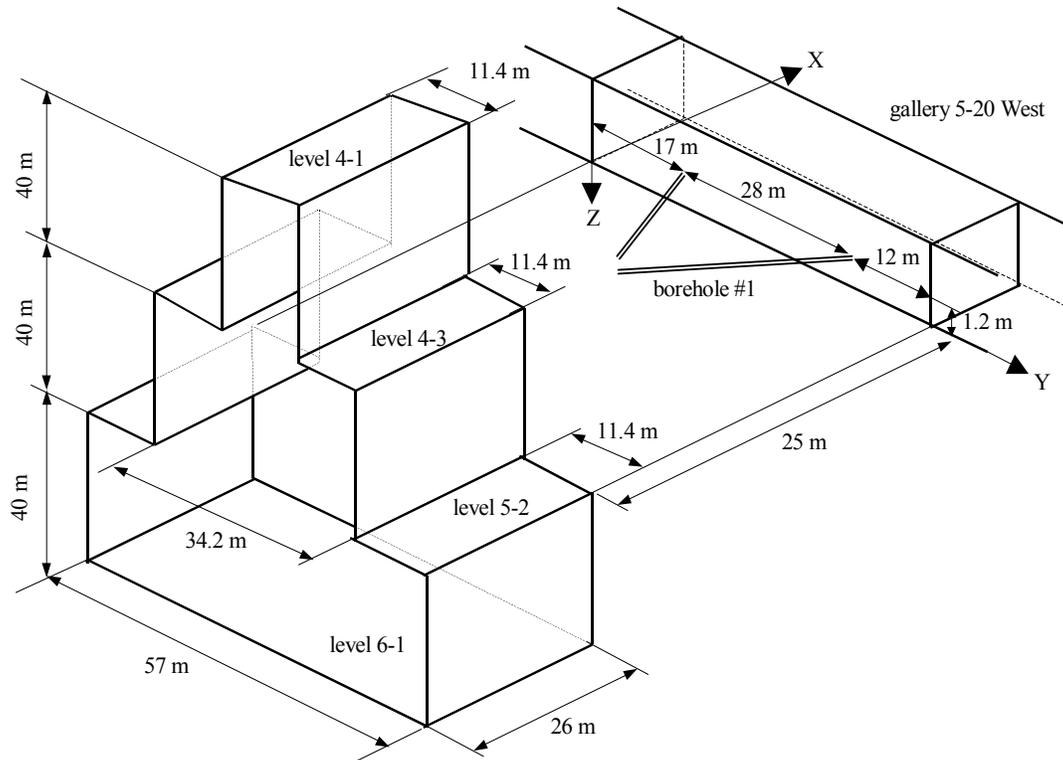


Figure 28: Géométrie idéalisée et position des chantiers en 2001.

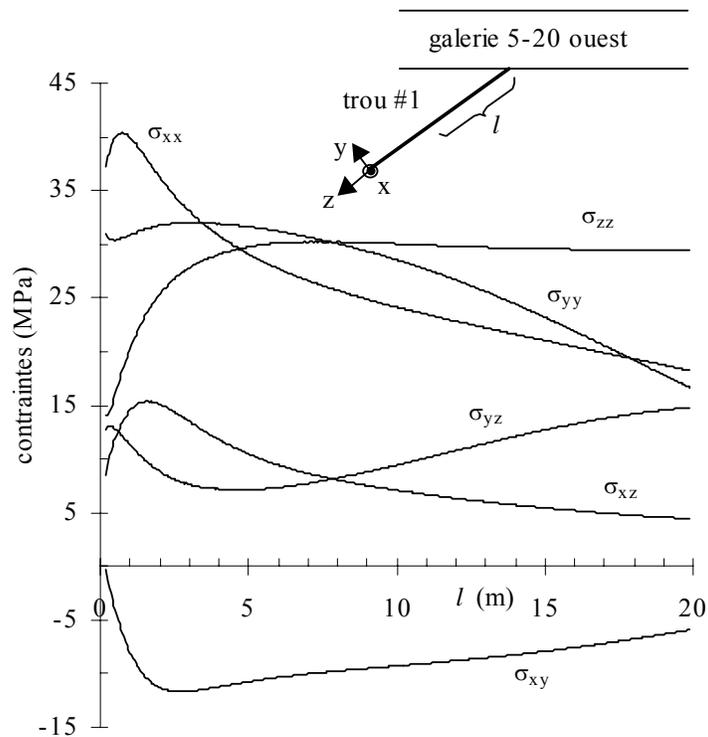


Figure 29: Distribution de contraintes le long du trou #1 après l'exploitation des chantiers

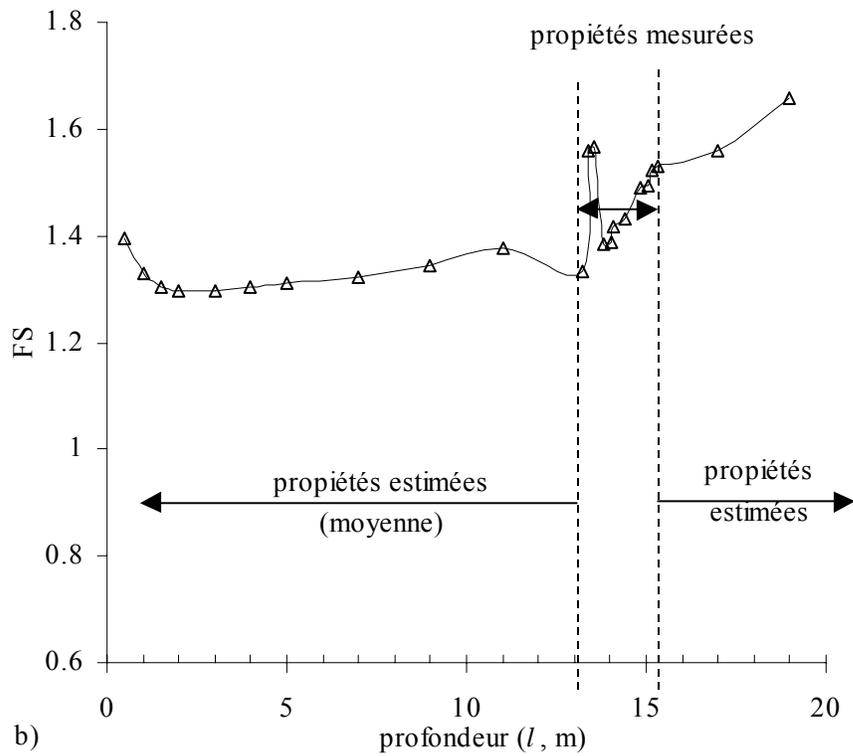
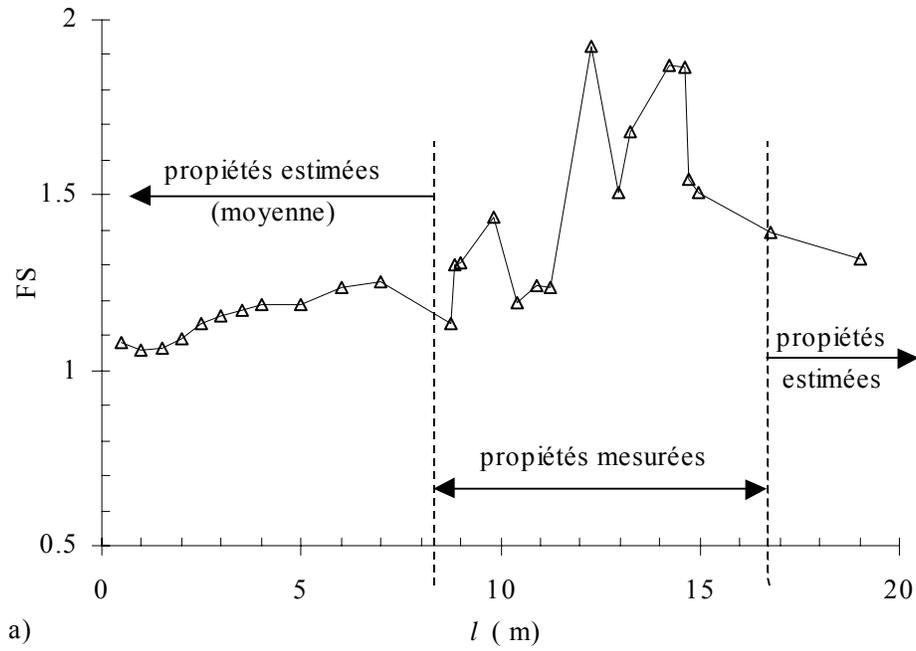


Figure 30: Facteur de sécurité minimum calculé le long des trous de forage en considérant la présence des chantiers: a) #1; et b) #3.

4. DISCUSSION ET CONCLUSION

4.1 Discussion

Difficultés rencontrées

Ce projet de recherche s'est étalé sur une période d'environ 3 ans (et même un peu plus si l'on tient compte de la période préparatoire reliée au montage de la proposition). Durant cette période, certains éléments imprévus ont perturbé quelque peu son déroulement. Il est utile de mentionner ici sommairement quelques difficultés rencontrées en cours de route.

D'abord, du côté du partenaire minier, il y a eu des changements dans le personnel impliqué, tant au niveau du Centre de technologie Noranda (CTN) qu'à la mine sélectionnée pour réaliser certains essais et observations. Ainsi, M. Luc Vandamme du CTN, qui était l'un des instigateurs du projet (avec les auteurs de ce rapport), a changé d'affectation durant la première année. Il a été remplacé plus tard par Mme Véronique Falmagne qui a accepté à pied levé de collaborer à l'étude. Toutefois, comme elle n'avait pas participé à l'élaboration de la proposition de recherche et que sa charge de travail était déjà passablement élevée, sa contribution au projet a été plus limitée que ce qui était prévu initialement avec M. Vandamme. Nous devons malgré cela souligner que Mme Falmagne a fait des efforts soutenus pour que le projet se déroule à peu près tel qu'il avait été convenu initialement. Sa collaboration a été grandement appréciée, et s'est en fait révélée essentielle pour que les auteurs soient en mesure de compléter l'étude. Aussi, à la mine Bell-Allard, il y a aussi eu de fréquents changements de personnel affecté à la mécanique des roches, de sorte que les échanges d'information ont été perturbés à l'occasion; cela a contribué à retarder quelque peu le déroulement du projet.

Par ailleurs, il était prévu initialement que le partenaire minier prendrait charge des travaux d'observation à la géocaméra dans les trous de forage, et que ces observations seraient effectuées à des endroits peu perturbés par les opérations minières. De plus, afin d'évaluer les effets du temps, on prévoyait initialement retourner dans les mêmes trous à quelques reprises, pour réaliser des observations avec une géocaméra orientée de haute définition. Des observations avec une caméra ont été effectuées par le partenaire (Noranda) lors de la première année du projet, mais l'appareil utilisé n'avait pas les caractéristiques souhaitées (non orienté, faible définition). De plus, les trous choisis n'étaient pas aisément accessibles pour des observations ultérieures, et la caméra n'était plus disponible chez Noranda. Néanmoins, il a été possible de retourner (après 2 ans) dans certains des trous, et des observations (et essais) additionnelles ont été réalisées par CANMET; ces travaux ont été défrayés par l'École Polytechnique (2/3) et par Noranda(1/3). Cela a engendré des coûts et des délais additionnels (non prévus dans la proposition de recherche).

Des observations à la caméra ont aussi été réalisées par Noranda dans une passe à minerais (voir plus loin), mais celle-ci était déjà en opération au moment des observations. Cela a occasionné des bris de la roche à la paroi, de sorte que la forme observée ne correspondait pas bien à celle initialement créée. Malgré de nombreux efforts pour analyser le comportement de ces ouvertures, de dimension restreinte mais tout de même supérieure aux trous de forage, les auteurs n'ont pas été en mesure de bien relier les observations à la caméra au comportement anticipé du matériau. Les effets perturbateurs de la chute du minerai semblent avoir masqué les autres causes d'instabilité autour de ces excavations. D'ailleurs, la mine a tenté d'appliquer une méthode de

renforcement (armature, boulons, treillis, et béton projeté), mais cela s'est avéré plus ou moins efficace (Basque 1999).

D'autre part, avec la première série d'observations in situ, il était prévu que des échantillons seraient prélevés pour réaliser des essais de caractérisation en laboratoire. Ces essais, inclus dans le projet initial, ont été faits au laboratoire de CANMET. Cependant, les carottes disponibles n'avaient pas les caractéristiques anticipées (ou souhaitées) pour une évaluation adéquate du comportement du matériau (i.e. carottes très fracturées, donnant peu d'éprouvettes d'essais; propriétés très variables qui auraient demandé plus de résultats, etc.). Comme le massif rocheux est particulièrement hétérogène, cela a ajouté aux incertitudes sur les résultats, comme on l'a vu dans le rapport (voir chapitre 3).

Limitations de la méthode proposée

La méthodologie développée pour ce projet est pratiquement complète. Toutefois, son application n'est pas assez avancée pour prétendre à une validation exhaustive. Seuls quelques cas ont pu être étudiés, soient à partir de données de la littérature ou à partir des travaux effectués à la mine Bell-Allard. Dans ce dernier cas, comme il a été mentionné plus haut, diverses difficultés (combinées à des dépenses non prévues), ont limité les possibilités d'application de l'approche proposée. Un facteur particulièrement important, et en partie incontrôlable, est le fait que les échantillons prélevés dans les trous de forage étaient très hétérogènes et fracturés, de sorte que la détermination (mesure) précise du comportement de la roche ne pouvait pas être évaluée. Pour être en mesure de compléter l'ensemble d'un programme de validation, il faudrait avoir accès à d'autres trous (nouveaux forages) et à d'autres résultats d'essais. Les ressources disponibles et l'entente avec les partenaires du projet ne permettaient pas d'ajouter ces travaux dans cette phase de la recherche. Aussi, la grande variabilité des propriétés des roches à la mine Bell-Allard a contribué aux incertitudes mentionnées précédemment. En ce sens, le site expérimental retenu n'était pas idéal.

Les modélisations et les observations présentées au chapitre précédent tendent néanmoins à démontrer que l'effet du temps est un facteur relativement important qui peut influencer la stabilité des ouvertures souterraines. Ceci correspond bien à de nombreuses autres investigations, effectuées principalement en laboratoire (e.g. Schmidtke et Lajtai 1985; Cristescu 1989; Martin 1993; Cristescu et Hunsche 1998). Dans le cadre du présent projet de recherche, cet aspect a été abordé de façon assez simplifiée, notamment en raison des limitations budgétaires. En effet, comme montré à l'équation 13, pour bien identifier l'évolution de la résistance en fonction du temps, un nombre minimum d'essais de fluage (à charge constante) jusqu'à la rupture est nécessaire afin de déterminer les deux paramètres caractéristiques du matériau, soient α_1 et β , (ce qui nécessite au moins deux essais à long terme jusqu'à la rupture). Une difficulté en ce sens vient du fait que la résistance en compression uniaxiale est variable et qu'on ne sait pas précisément a priori quelle charge initiale doit être appliquée sur une éprouvette pour provoquer la rupture dans un temps raisonnable. Les essais ont généralement une durée limitée en pratique. Si la durée limite est approchée et que la roche n'a pas atteint la rupture, l'interprétation de l'essai est alors problématique. On peut aussi augmenter la charge à un autre (ou plusieurs) palier(s) jusqu'à la rupture de la roche. Un exemple de ce type d'essais (fait par CANMET) est montré à la figure 31; la figure 31a montre la charge en fonction du temps alors que la figure 31b présente la variation entre la contrainte et le déplacement (déformation). Ce genre de résultat permet de

mettre en évidence le comportement inélastique de la roche. La déformation irréversible montre que l'état interne de la roche évolue avec le temps lorsque la charge reste constante. Ceci pourrait éventuellement mener à la rupture de la roche. Malheureusement, la rupture n'a pas été atteinte lors des essais faits pendant le programme expérimental. Ces résultats pourraient néanmoins être exploités avec des modèles de comportement plus élaborés (voir Aubertin et al. 1992, 1994, 1995, 1998a, 1998b). Toutefois la complexité d'équations requises (en absence de rupture observée) n'est pas jugée compatible avec l'objectif de base de ce projet, tel que défini initialement. C'est pourquoi on ne peut donc parler ici que d'une validation partielle de la méthode. D'autres essais seraient requis afin de confirmer (ou non) les résultats présentés ici.

Un autre point qui mérite d'être discuté porte sur l'effet d'échelle. Comme on l'a vu, l'approche proposée ici requiert une définition de la résistance de la roche à grande échelle (σ_L), qui devient alors la borne supérieure de la résistance du massif (voir figure 6). Les résultats d'essais usuels, tels ceux présentés ci-dessus, correspondent à l'échelle réduite du laboratoire. On a vu comment, à partir des modélisations sur des ouvertures à grande échelle, il est possible d'effectuer le passage des conditions de laboratoire aux conditions in situ (e.g., Aubertin et al. 2000, 2001; Li et al. 2001). Toutefois, cette approche n'est valable que pour de très grandes ouvertures. Dans la pratique, il peut très bien s'agir d'une ouverture d'une dimension intermédiaire entre le laboratoire et une très grande échelle; ce serait le cas d'une chute à minerais ou à stérile par exemple. À la mine Bell-Allard, une passe à minerai, initialement de dimension carrée (1.8m×1.8m), a subi de très graves dégradations. Celle-ci seraient dues en partie à l'impact du déversement, et aussi en partie à l'excès des contraintes induites. La plupart des bris observés (figure 32) se trouvent sur les murs est et ouest, ce qui indique que les contraintes horizontales minimales s'aligneraient dans la direction est-ouest alors que les contraintes horizontales maximales s'aligneraient dans la direction nord-sud (e.g., Li et Aubertin 1999). Les sections droites des ouvertures passent alors d'une forme carrée à la forme d'un rectangle allongé (voir figure 32). La représentation du comportement de la roche à une telle échelle intermédiaire (entre le laboratoire et une très grande échelle), n'est actuellement pas bien définie par les approches classiques. On a montré ici une méthode pour résoudre le problème de façon approchée, mais l'absence de données spécifiques ne permet pas de valider véritablement cet aspect de la méthode. Il resterait encore des travaux à réaliser pour bien définir le comportement de la roche et du massif à échelle intermédiaire, une étape requise pour valider le passage du comportement de laboratoire aux conditions rencontrées in situ.

4.2 Conclusion

Dans le cadre du présent projet, une méthodologie a été présentée pour analyser la stabilité des ouvertures souterraines à partir d'une approche plus représentative du comportement réel des roches et des massifs. Les effets du temps et d'échelle sur les résistances des matériaux sont pris en considération dans l'approche développée. L'effet de l'endommagement du milieu est inclus directement dans la formulation d'un critère de rupture multiaxial. Des applications de l'approche développée dans le cadre du présent projet de recherche ont été présentées, tant sur des roches (échelle du laboratoire) que sur des massifs (grande échelle).

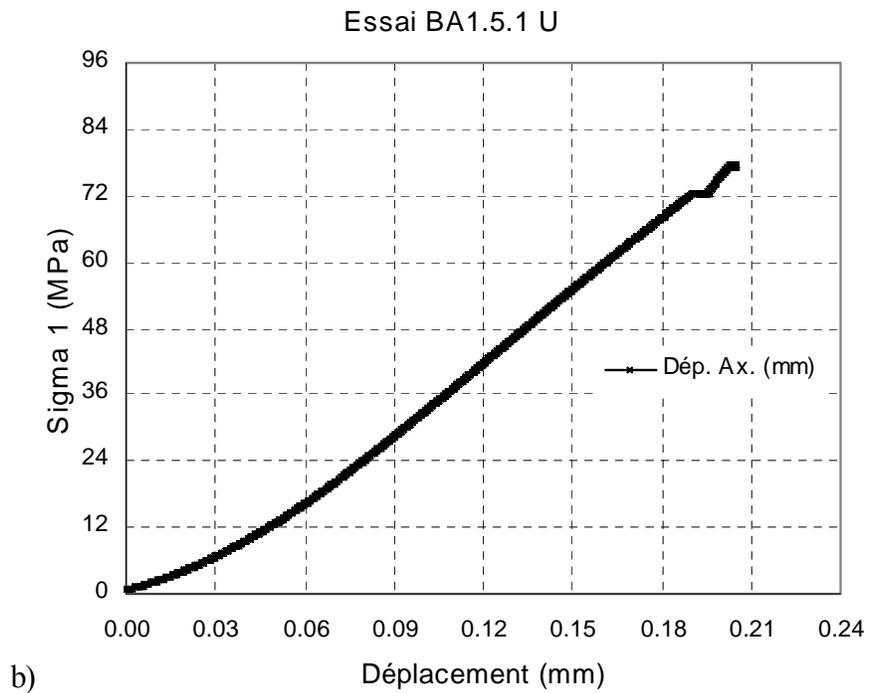
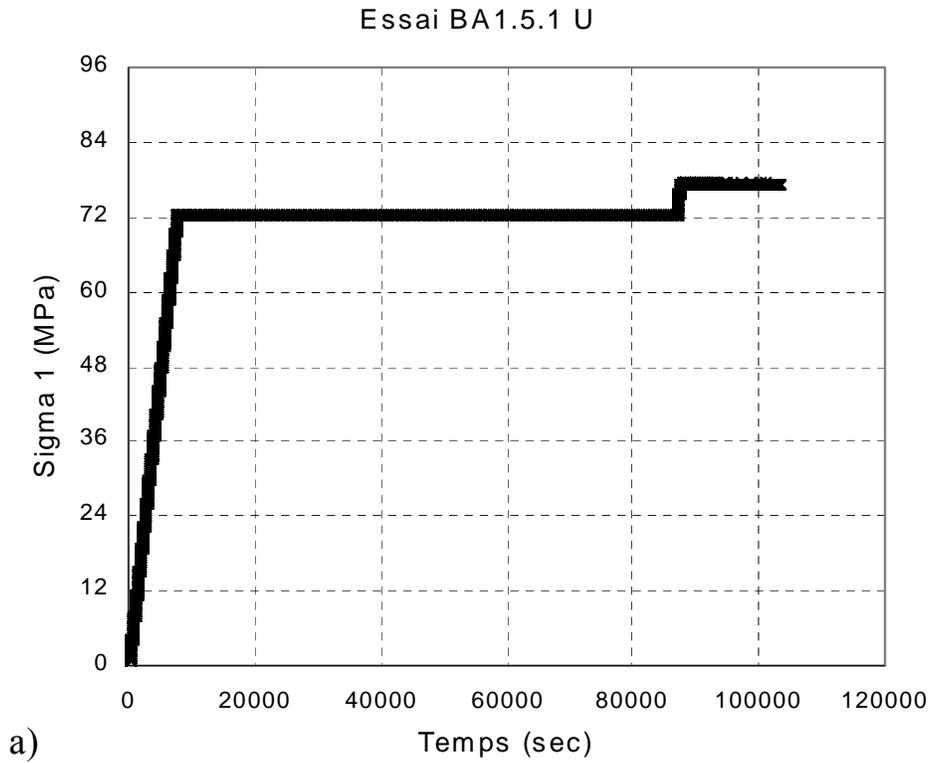


Figure 31: Essai de fluage en paliers: a) charge en fonction du temps; b) déplacement axial en fonction de la contrainte axiale (essai fait par CANMET; voir Labrie et al. 2001 – Annexe I).

L'objectif du développement d'une approche alternative pour évaluer la stabilité des ouvertures en roche dure est donc atteint. La validation complète de l'approche proposée demanderait encore quelques travaux complémentaires. La méthodologie proposée est suffisamment décrite dans ce rapport pour qu'elle puisse être employée en pratique, en parallèle avec les approches conventionnelles utilisées en contrôle de terrain.

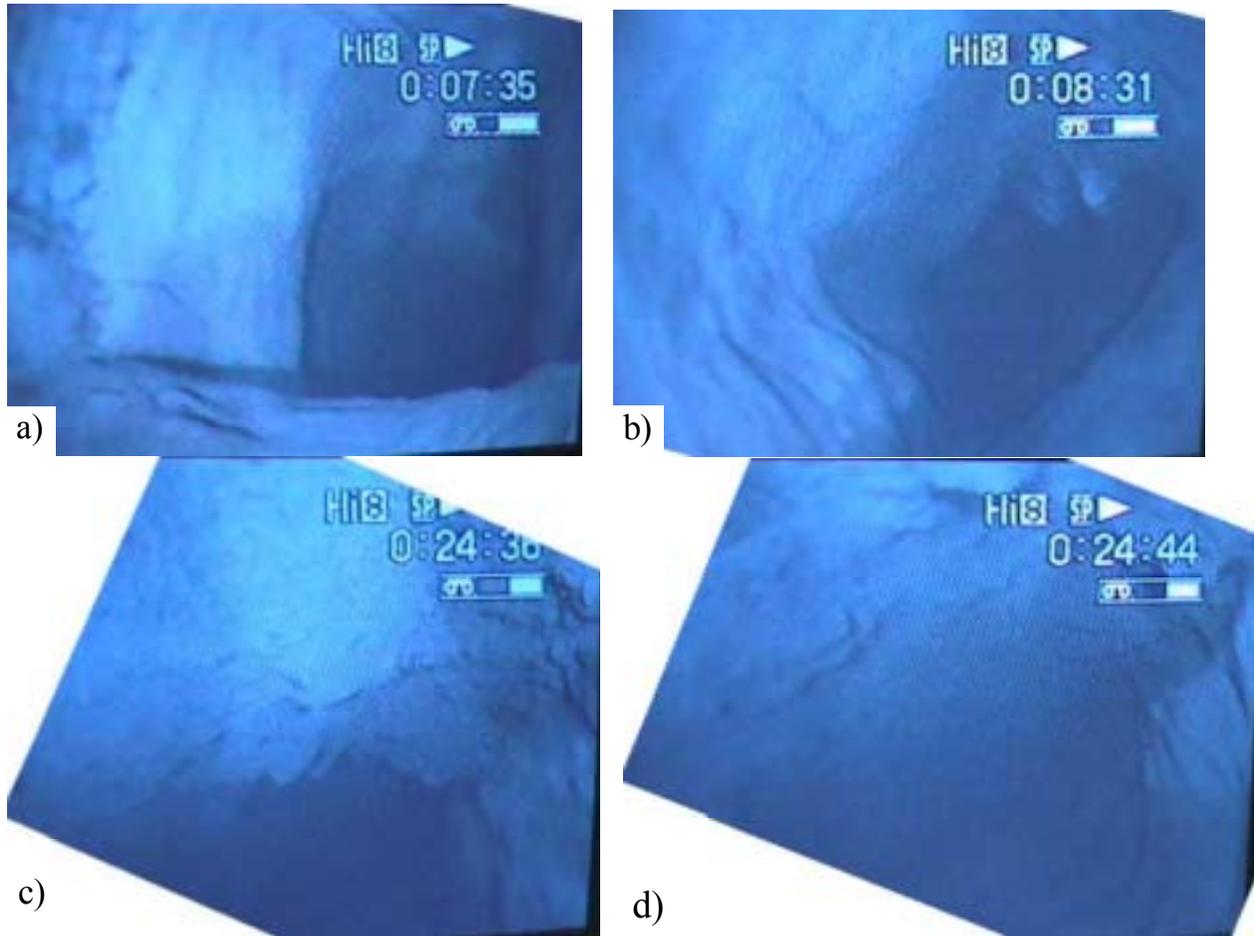


Figure 32: Quelques clichés de la passe à minerai en août 1999 (les sections droites passent d'une forme carrément carrée à la forme d'un rectangle allongé; les traces de bris sont plus marquées en fonction de la profondeur (c) et (d)).

RÉFÉRENCES

- Aglawe J.P. 1999. Unstable and violent failure around underground openings in highly stresses ground. Ph.D. thesis, Queen's University at Kingston.
- Anderson R., Moos D., Goldberg D., Zoback M.D. 1985. Hydraulically induced breakouts: a new method for determining stress orientation in the crust? *EOS*, vol. 66, no. 18, p. 363.
- Andreev G.E. 1995. Brittle Failure of Rock Materials - Test Results and Constitutive Models. A.A. Balkema, Rotterdam.
- Aubertin M., Simon R. 1996. A multiaxial failure criterion that combines two quadric surfaces. In: M. Aubertin, F. Hassani, H. Mitri (eds.), *Rock Mechanics: Tools and Techniques in Rock Mechanics*. Rotterdam: Balkema, p. 1729-1736.
- Aubertin M., Simon R. 1997. A damage initiation criterion for low porosity rocks. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, vol. 34, no 3-4, paper 017, CD-ROM, Elsevier.
- Aubertin M., Simon R. 1998. Un critère de rupture multiaxial pour matériaux fragiles. *Rev. Can. Génie Civil*, vol. 25, no. 2, p. 277-290.
- Aubertin M., Gill D.E., Sgaoula J. 1992. Un modèle viscoplastique avec endommagement pour le fluage tertiaire des roches tendre. *Proc. 16th Can. Rock. Mech. Symp.*, Sudbury, p. 109-119.
- Aubertin M., Gill D.E., Ladanyi B. 1994. Constitutive equation with internal state variables for the inelastic behavior of soft rock. *Appl. Mech. Rev.*, vol. 47, no. 6-2, p. S97-S101.
- Aubertin M., Sgaoula J., Gill D.E. 1995. A viscoplastic-damage model for soft rocks with low porosity. *Proc. 8th Int. Congr. Rock Mech.*, Tokyo, Balkema, p. 283-290.
- Aubertin M., Simon R., Auer L. et Gill D.E. 1997a. Une étude sur le potentiel de coups de terrain à la mine Sigma en relation avec les effets du dynamitage de préfracturation. Rapport de projet réalisé dans le cadre de l'entente Canada/Québec sur le développement minéral.
- Aubertin M., Sgaoula J., Gill D.E., Jullien M. 1997b. Modélisation constitutive de la viscoplasticité et de l'endommagement des roches. *Proc. 50th Can. Geotech. Conf.*, Ottawa, p. 346-355.
- Aubertin M., Julien M, Li L. 1998a. The semi-brittle behavior of low porosity rocks. In *Rock Mechanics in Mining, Petroleum and Civil Works: Proc. NARMS'98. SMMR/ICA/ISRM*, vol. 2, p. 65-90.
- Aubertin M., Sgaoula J., Servant S., Julien M.R., Gill D.E., Ladanyi B. 1998b. An up-to-date version of SUVIC-D for modeling the behavior of salt. In: M. Aubertin, H.R. Hardy, JR. (eds), *The Mechanical Behavior of Salt*. Trans Tech Publications, p. 205-220.
- Aubertin M., Li L., Simon R., Khalfi S. 1999. Formulation and application of a short term strength criterion for isotropic rocks. *Can. Geotech. J.*, vol. 36, no. 5, p. 947-960.
- Aubertin M., Li L., Simon R. 2000. A multiaxial stress criterion for short term and long term strength of isotropic rock media. *Int. J. Rock Mech. & Min. Sci.*, vol. 37, no. 8, p. 1169-1193
- Aubertin M., Li L., Simon R. 2001. Evaluating the large scale strength of rock mass with the $MSDP_u$ criterion. In D. Elsworth, J.P. Tinucci, K.A. Heasley (eds), *Rock Mechanics in the National Interest: Proc. 38th U.S. Rock Mech. Symp.*, DC Rocks 2001, July 7-10, 2001, Washington D.C., Balkema, vol. 2, p. 1209-1216.
- Barton C.A., Zoback M.D., Burns K.L. 1988. In situ stress orientation and magnitude at the Fenton geothermal site, New Mexico, determined from wellbore breakouts. *Geophys. Res. Lett.*, vol. 15, no. 5, p. 467-470.

- Basque J.P. 1999. État de la passe à minerai à la mine Bell-Allard. Rapport interne. Mine Bell-Allard.
- Bell J.S., Gough D.I. 1979. Northeast-southwest compressive stress in Alberta: evidence from oil wells. *Earth and Planetary Sci. Lett.*, vol 45, no. 2, p. 475-482.
- Bieniawski Z.T. 1989. Engineering Rock Mass Classification. New York: John Wiley & Sons.
- Chang C., Haimson B. 2001. Two distinct modes of compressive failure on rocks. In: D. Elsworth, J.P. Tinucci, K.A. Heasley (eds), *Rock Mechanics in the National Interest: Proc. 38th U.S. Rock Mech. Symp., DC Rocks 2001*, July 7-10, 2001, Washington D.C., Balkema, vol. 2, p. 1259-1265.
- Cheatham Jr J.B. 1993. A new hypothesis of explain stability of borehole breakouts. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, vol. 30, no. 7, p. 1095-1101.
- Colmenares L.B., Zoback M.D. 2001. Statistical evaluation of six rock failure criteria constrained by polyaxial test data. In: D. Elsworth, J.P. Tinucci, K.A. Heasley (eds), *Rock Mechanics in the National Interest: Proc. 38th U.S. Rock Mech. Symp., DC Rocks 2001*, July 7-10, 2001, Washington D.C., Balkema, vol. 2, p. 1251-1258.
- Corthésy R., Leite M.H. 1999. Mesure de contraintes aux mines Matagami - Division Bell Allard. Rapport final, CDT - École Polytechnique de Montréal.
- Cristescu N.D. 1989. *Rock Rheology*. Kluwer Publ.
- Cristescu N.D., Hunsche U. 1998. *Time Effects in Rock Mechanics*. John Wiley & Sons.
- Crouch S.L. 1976. Solution of plane elasticity problems by the discontinuity method. *Int. J. Num. Methods Engng.*, vol. 10, p. 301-343.
- Crouch S.L., Starfield A. M. 1983. *Boundary element methods in solid mechanics: with applications in rock mechanics and geological engineering*. London : Allen & Unwin.
- Desai C.S., Salami M.R. 1987. Constitutive model for rocks. *ASCE J. Geotech. Engng.*, vol. 113, p. 407-423.
- Elata D. 1997. Modeling wellbore breakouts. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, vol. 34, no. 3-4, paper 072, CD-ROM, Elsevier.
- Gill D.E., Aubertin M. 1988. Évaluation du potentiel de coups de terrain dans les mines d'Abitibi, Rapport de l'Unité de Recherche et de Service en Technologie Minérale de l'Abitibi-Témiscamingue (URSTM), préparé pour l'IRSST.
- Guenot A. 1989. Borehole breakouts and stress fields. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, vol. 26, no. 3/4, p. 185-195.
- Haimson B.C., Song I. 1993. Laboratory study of borehole breakouts in Cordova Cream: a case of shear failure mechanism. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, vol. 30, no. 7, p.1047-1056.
- Hickman S.H., Healy J.H., Zoback M.D. 1985. In situ stress, natural fracture distribution, and borehole elongation in the Auburn Geothermal well, Auburn, New York. *J. Geophys. Res.*, vol. 90, no. B7, p. 5497-5512.
- Hiramatsu Y., Oka Y. 1962. Stress around a shaft or level excavated in ground with a three-dimensional stress state. *Mem. Faculty Engng., Kyoto Univ.*, vol. 24, p. 56-76.
- Hoek E., Brown E.T. 1980. *Underground Excavation in Rock*. London: Institution of Min. Metall.
- Hoek E., Carvalho J.L., Corkum B.T. 1992. Phases - a 2D hybrid FE/BE program for calculating stresses and estimating support around underground excavations. Rock Engineering Group, University of Toronto.
- Hoek E., Kaiser P.K., Bawden W.F. 1995. *Support of Underground Excavation in Hard Rock*. Balkema, Rotterdam.
- Hoskins E.R. 1969. The failure of thick-walled hollow cylinders of isotropic rock. *Int J. Rock*

- Mech & Min. Sci.*, vol. 6, p. 99-125.
- Itasca 2001. *FLAC - Fast Lagrangian Analysis of Continua: User's Guide*. Itasca Consulting Group.
- Jaeger J.C., Cook N.G.W. 1979. *Fundamentals of Rock Mechanics*. Chapman and Hall.
- Kim M.K., Lade D.V. 1984. Modeling rock strength in three dimensions. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, vol. 21 p. 21-33.
- Krajcinovic D. 1996. *Damage Mechanics*. North-Holland Series in Applied Mathematics and Mechanics. Elsevier.
- Labrie D., Conlon B., Anderson T. 2001. Essais de compression sur le matériau de la mine Bell-Allard, Matagami. Rapport LMSM 01-018 (RC), CANMET.
- Ladanyi B., Aubertin M. 1990. Rate effects in the deformation of rocks. *Proc. ACSE Materials Engng Cong.*, p. 433-451.
- Lade P. 1977. Elasto-plastic stress-strain theory for cohesionless soil with curved yield surfaces. *Int. J. Solids & Structures*, vol. 13 p. 1019-1035.
- Lade P.V. 1993. Rock strength criteria - The theories and evidence. In: J.A. Hudson (ed.), *Comprehensive Rock Engineering - Principles, Practice and Projects*. Pergamon Press, vol. 1, pp. 255-284.
- Lemaitre J. 1992. *A course on damage mechanics*. New York: Springer.
- Lee M., Haimson B. 1993. Laboratory study of breakouts in Lac du Bonnet granite: a case of extensile failure mechanism. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, vol. 30, no. 7, p. 1039-1045.
- Leeman E.R. 1964. The measurement of stress in rock. *J. South Afr. Inst. Min. Metall.*, p. 45-114.
- Li L. 1997. Étude expérimentale du comportement hydromécanique d'une fracture. Thèse de doctorat, Institut de Physique du Globe de Paris – Université Paris 7.
- Li L., Aubertin M. 1999. Estimation des contraintes dans les roches à partir de l'écaillage autour de trous de forage. *Rev. Franç. Géotech.*, vol. 89, p. 3-11.
- Li L., Aubertin M. 2000. Un critère de rupture multiaxial pour les roches avec une anisotropie planaire. *Compte-Rendu., 53^{ème} Conf. Can. Géotech.*, 15-18 octobre 2000, Montréal, vol. 1, p. 335 - 364.
- Li L., Aubertin M., Simon R. 1999. Stability analyses of underground openings using a multiaxial failure criterion. In: G. Fernandez, R.A. Bauer (eds.), *Geo-Engineering for Underground Facilities; Proc. 3rd Nat. Conf. Geo-Inst. ASCE*, June 13-17, 1999, Champaign-Urbana, p. 471-482.
- Li L., Aubertin M., Simon R. 2000a. Maximum and minimum horizontal stress evaluation based on the geometry of a single borehole breakout. In: J. Girard, M. Liebman, C. Breeds, T. Doe (eds), *Pacific Rocks 2000, Rock around the Rim: Proc. 4th North Am. Rock Mech. Symp. (NARMS)*, 31 July – 3 August 2000, Seattle, Rotterdam: Balkema, p. 865-871.
- Li L., Gamache M., Aubertin M. 2000b. Parameter determination for nonlinear stress criteria using a simple regression tool. *Can. Geotech. J.*, vol. 37, no. 6, p. 1332-1347.
- Li L., Aubertin M., Simon R. 2001. Stability analyses of underground openings using a multiaxial failure criterion with scale effects. In: S. Wang, B. Fu, Z. Li (eds), *Frontiers of Rock Mechanics and Sustainable Development in the 21st Century: Proc. 2nd Asian Rock Mech. Symp. (ARMS)*, 11-14 September 2001, Beijing, China, Balkema, p. 251-256.
- Martin C.D. 1993. The strength of massive Lac du Bonnet granite around underground openings. Ph.D. thesis, University of Manitoba.
- Martin C.D., Read R.S. 1992. Strength of massive granite around underground excavations. In:

- Kaiser P.K., McCreath D.R. (eds). *Proc. 16th Can. Rock Mech. Symp.*, 15 June 1992, Sudbury, p. 1-12.
- Mastin L.G. 1988. Effect of borehole deviation on breakout orientations. *J. Geophys. Res.*, vol. 93, no. B8, p. 9187-9195.
- Maury V. 1987. Observations, researches and recent results about failure mechanisms around single galleries. In: G. Herget, S. Vongpaisal (eds.), *Proc. 6th Int. Congr. Rock Mech.*, vol. 2, p. 1119-1128.
- McCreath D.R., Diederichs M.S. 1994. Assessment of near-field rock mass fracturing around a potential nuclear fuel waste repository in the Canadian Shield. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, vol. 31, no. 5, p. 457-470.
- Mitri H.S., Edrissi R., Henning J. 1994. Finite element modelling of cable-bolted stopes in hard rock underground mines. Society for Mining, Metallurgy and Exploration inc., Reprint No. 94-116.
- Mogi K. 1971. Effect of the triaxial stress system on the failure of dolomite and limestone. *Tectonophysics*, vol. 11, p. 111-127.
- Pan X.D., Hudson J.A. 1988. A simplified three dimensional Hoek-Brown yield criterion. In: M. Romana (ed.), *Rock Mechanics and Power Plants*. Balkema, p. 95-103.
- Peska P., Zoback M.D. 1995. Compressive and tensile failure of inclined well bore and determination of in situ stress and rock strength. *J. Geophys. Res.*, vol. 100, no. B7, p. 12781-12811.
- Plumb R.A. 1989. Fracture patterns associated with incipient wellbore breakouts. In: V. Maury, D. Fourmaintraux (eds.), *Rock at Great Depth*, Balkema, Rotterdam, vol. 2, p. 761-768.
- Plumb R.A., Hickman S.H. 1985. Stresse-induced borehole elongation: A comparison between the four-arm dipmeter and the borehole televiewer in the Auburn geothermal well. *J. Geophys. Res.*, vol. 90, no. B7, p. 5513-5521.
- Schmidtke R. H. and Lajtai E.Z. 1985. The long-term strength of rock du Bonnet granite. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, vol. 22, no. 6, pp. 461-465.
- Sheorey P.R. 1997. *Empirical Rock Failure Criteria*. A.A. Balkema, Rotterdam.
- Simon R. 2001. Étude de l'effet du sautage adouci sur la fracturation des parois d'une excavation souterraine. IRSST, Projet 98-024.
- Simon R., Aubertin M., Auer L., Gill D.E., Labrie D., Mitri H.S. 1998. A study of destress blasting effect on the rockburst potential of an underground mine in hard rocks. In: *Proc. 3rd North American Rock Mech. Symp., Cancun, Mexico*, vol. 2, p. 285-294.
- Song I., Haimson B.C. 1997. Polyaxial strength criteria and their use in estimating in situ stress magnitudes from borehole breakout dimensions. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, vol. 34, no. 3-4, paper 116, CD-ROM, Elsevier.
- Vernik L., Zoback M.D. 1992. Estimation of maximum horizontal principal stress magnitude from stress-induced well bore breakouts in the Cajon Pass scientific research borehole. *J. Geophys. Res.*, vol. 97, no. B4, p. 5109-5112.
- Voyiadjis G.Z., Ju J.W., Chaboche J.L. 1997. *Damage Mechanics in Engineering Materials*. Elsevier.
- Wiebols G., Cook N. 1968. An energy criterion for the strength of rock in polyaxial compression. *Int. J. Rock Mech. & Min. Sci.*, vol. 5, p. 529-549.
- Zheng Z., Cook N.G.W. 1985. Generation and analysis of stable wellbore cross section. *EOS*, vol. 66, no. 46, p. 1056.
- Zheng Z., Kemeny J., Cook N.G.W. 1989. Analysis of borehole breakouts. *J. Geophys. Res.*, vol. 94, no. B6, p. 7171-7182.

- Zoback M.D., Moos D., Mastin L., Anderson R.N. 1985. Well bore breakouts and in situ stress. *J. Geophys. Res.*, vol. 90, no. B7, p. 5523-5530.
- Zoback M.L. 1992. First- and second-order patterns of stress in the lithospheric stress patterns. *J. Geophys. Res.*, vol. 97, no. B8, p. 11703-11728.

Liste des symboles

a_1 et a_2	paramètres de MSDP, utilisés pour décrire les surfaces de rupture des roches intactes à faible porosité
\tilde{a}_1 et \tilde{a}_2	paramètres de MSDP _u , qui permettent de tenir compte de l'influence du paramètre de continuité Γ
B	coefficient utilisé pour exprimer la résistance des roches à grande échelle
b	paramètre qui représente le rapport entre la résistance en CTC et la résistance en RTE
CTC	compression triaxiale conventionnelle
C_v	coefficient de variation
d_b	profondeur de la zone d'écaillage autour d'un trou de forage
DIT	seuil d'initiation d'endommagement ("Damage Initiation Threshold")
E	module élastique (de Young)
F_0	fonction qui décrit la forme de la surface de rupture dans le plan $\sqrt{J_2} - I_1$
F_π	fonction qui contrôle la forme de la surface de rupture dans la plan de contrainte octaédrique (plan π)
FS	facteur de sécurité
f	marge d'erreur (ou déviation admissible)
I_1	premier invariant du tenseur des contraintes
I_c	contrainte hydrostatique de compression critique qui représente une valeur seuil pour amorcer l'écrasement du milieu
J_2	deuxième invariant du tenseur des contraintes déviatoriques
m et s	paramètres de Hoek-Brown
m_1 et m_2	deux paramètres de matériau pour décrire l'effet d'échelle des résistances en compression uniaxiale
N	nombre d'essais réalisés
p	exposant qui permet de relier les résistances et les déformabilités des massifs
RMR	cote du système de classification géomécanique ("Rock Mass Rating")
RTE	extension triaxiale ("Reduced Triaxial Extension")
s_0	écart-type observé, utilisé pour des essais de compression uniaxiale sur des échantillons de taille standard
S_0	écart-type observés sur un nombre suffisamment grand de résultats d'essais
S_{ij}	tenseur de contrainte déviatorique
STF	résistance à court terme ("Short Term Failure strength")
t_f	temps à la rupture
x_1 et x_2	deux paramètres utilisés pour représenter l'effet d'échelle sur la résistance en compression uniaxiale
\bar{X}_0	valeur moyenne observée sur un nombre suffisamment grand d'essais
y	coefficient utilisé pour exprimer la résistance des roches à grande échelle
$\langle \rangle$	crochets MacCauley ($\langle x \rangle = (x + x)/2$)
Γ	paramètre de continuité
Γ_{100}	paramètre de continuité correspondant à la résistance de la roche intacte à grande échelle

Θ	angle de la zone d'écaillage entre le point B (ou B') et la direction de la contrainte principale horizontale maximale σ_H
Θ_b	angle d'ouverture de la zone d'écaillage autour d'un trou de forage
α	pente de la portion linéaire du critère MSDP _u dans le plan $\sqrt{J_2} - I_1$ pour le cas où l'angle de Lode θ est de 30° (i.e. en compression triaxiale conventionnelle)
α_1 et β	deux paramètres utilisés pour décrire l'effet du temps sur la résistance
δ_1	différence entre la contrainte appliquée et la seuil d'endommagement DIT
δ_2	différence entre la résistance à court terme STF et la contrainte appliquée
ϕ	angle de friction
ϕ_a	angle de friction apparent
ϕ_r	angle de friction résiduel
ν	coefficient de Poisson
θ	angle de Lode
σ_1	composante principale majeure du tenseur des contraintes
σ_2	composante principale intermédiaire du tenseur des contraintes
σ_3	composante principale mineure du tenseur des contraintes
σ_H	contrainte principale maximale horizontale
σ_h	contrainte principale minimale horizontale
σ_{ij}	tenseur de contrainte
σ_v	contrainte principale verticale
σ_c et σ_t	résistance en compression et en traction uniaxiales de la roche intacte
$\bar{\sigma}_{c0}$	valeur moyenne observée de la résistance en compression uniaxiale sur des échantillons de taille standard
σ_L	résistance uniaxiale de la roche à grande échelle
σ_N	résistance uniaxiale de la roche à taille nominale
σ_{Nt}	charge appliquée maximale pour que le matériau puisse résister une durée t_f
σ_S	résistance uniaxiale de la roche à petite échelle

Annexe I

Essais de compression sur le matériau de la mine
Bell-Allard, Matagami

ESSAIS DE COMPRESSION SUR LE MATÉRIAU DE LA MINE BELL ALLARD, MATAGAMI, QUÉBEC – Résultats finaux

par

Denis Labrie, Blain Conlon et Ted Anderson

NOTE TECHNIQUE

On trouvera dans les paragraphes qui suivent un résumé des travaux effectués au cours des quatre derniers mois sur le matériau de la mine Bell Allard, Matagami, Québec, dans le cadre du projet 602 190, mené par les Laboratoires des mines et des sciences minérales de CANMET en collaboration avec l'École Polytechnique de Montréal et le Centre de technologie Noranda. Ce résumé se veut une présentation relativement brève des matériaux soumis aux essais, des procédures suivies pour la préparation des éprouvettes et l'exécution des essais, et des résultats obtenus.

Le contrat original passé avec l'École Polytechnique en octobre 2000 prévoyait l'exécution d'essais sur deux lots d'échantillons ou types de matériau bien identifiés, soit la rhyolite silicifiée (*V1B si*) et la rhyolite amygdulaire légèrement chloritisée (*V1B @lc*). Parallèlement à ce programme, il avait été convenu qu'un troisième lot d'échantillons présentant un faciès minéralogique sensiblement différent – la rhyolite légèrement ou moyennement chloritisée (*V1B l,mc*) – serait également testé. Ces derniers essais ont été effectués dans le cadre du projet interne sur le minage en profondeur, projet mené par le Programme de Contrôle de terrain de CANMET avec le concours de partenaires industriels pour accroître le nombre de données et élargir les connaissances relatives au comportement des matériaux rocheux sous contrainte élevée.

On trouvera ici les résultats des essais effectués en compression uniaxiale, triaxiale et diamétrale sur les trois lots d'échantillons identifiés. Une description géomécanique des carottes de forage à partir desquelles ont été prélevés les échantillons a été effectuée en début de programme, pour vérifier la qualité du matériel soumis aux essais. Cette description est présentée dans un premier temps. Par la suite, une série d'essais de frottement sur plan incliné a été effectuée à partir des éprouvettes rectifiées, afin de déterminer l'angle de frottement de base du matériau. Ces essais et les résultats obtenus sont présentés. Le dernier groupe d'essais et de résultats présentés, lesquels constituent l'essentiel du programme d'essai, concerne les essais de compression uniaxiale, triaxiale et diamétrale effectués sur les trois matériaux discutés.

Les résultats obtenus sont livrés à l'intérieur de tableaux montrés à la fin de la présente note. Ces tableaux sont de fait une version abrégée, mise à jour, des fichiers *MS-Excel* qui avaient été transmis au mois de janvier dernier. On trouvera donc peu ou pas de changement relativement aux résultats proposés, leur édition étant déjà très avancée, la plupart des fichiers ayant même atteint leur forme finale.

Une copie *CD* a été produite, sur laquelle la présente note et les fichiers de résultats compilés ont été placés. Trois filières ont été créées pour chacun des groupes d'essais effectués en compression, où ont été placées tous les fichiers de données et de résultats originaux produits à l'intérieur du programme d'essai. Les fichiers de données sont identifiés par le numéro d'éprouvette testée, suivi d'une lettre majuscule: **U** pour les essais effectués en compression uniaxiale, **T** pour les essais en compression triaxiale, et **D** pour les essais en compression diamétrale. Les graphes contrainte-déplacement et contrainte-déformation ont été tracés pour tous les essais effectués et placés à proximité des colonnes de données au début des fichiers. On trouvera également juxtaposés aux graphes les principaux résultats tirés de l'analyse et de l'interprétation des données.

1. DESCRIPTION GÉOMÉCANIQUE DES FORAGES

Trois forages ont été utilisés pour le prélèvement des échantillons. Les forages réalisés spécifiquement pour les travaux de mécanique des roches effectués à la mine Bell Allard en 1999 ont été identifiés le plus simplement possible par un numéro allant de 1 à 6. Les échantillons utilisés pour les essais ont été prélevés sur les forages 1, 3 et 4 – séries BA1, BA3 et BA4 –. La description géologique des forages a été fournie par le personnel de la mine, au moment de la livraison des boîtes de forage à nos laboratoires à l'automne 1999. Les forages BA1, BA3 et BA4 ont été décrits géomécaniquement avant de procéder au prélèvement des échantillons et à leur découpage. Des extraits du fichier de description géomécanique sont montrés au tableau 1. Le fichier complet – fichier *DescDisc* – est présenté sur la copie *CD* ci-jointe.

La description a été effectuée en référant aux méthodes suggérées par la Société internationale de mécanique des roches (ISRM, 1978 [1]), de façon à cueillir toute l'information nécessaire au calcul des indices de qualité du massif. Lorsque possible, des longueurs de forage complètes ont été reconstituées, sans perdre l'orientation relative des fractures – voir le début du forage no. 1 –. Une mesure de l'orientation et du pendage apparent des discontinuités recensées a été effectuée. Un graphe a été tracé pour examiner leur distribution et vérifier leur appartenance éventuelle à des familles définies. Basé sur les informations recueillies, la distribution observée suggère l'existence de trois (3) familles préférentielles et d'une série de discontinuités aléatoires. La connaissance de cette information est essentielle pour le calcul des indices de qualité.

La description des discontinuités moyennes pour chacune des orientations préférentielles identifiées est montrée au tableau 1. La valeur des indices de qualité déterminés et le détail du calcul sont également montrés. La liste et la localisation des échantillons prélevés pour les essais sont montrées uniquement à l'intérieur du fichier de description complet qui apparaît sur la copie *CD* ci-jointe.

2. PRÉPARATION DES ÉPROUVETTES D'ESSAI

Les échantillons prélevés ont été marqués et découpés en éprouvettes de longueur désirée, afin de procéder à l'exécution de tous les essais prévus au programme. L'identification des éprouvettes d'essai comprend le numéro du forage dont elles proviennent, suivi du numéro d'échantillon à l'intérieur du forage, le numéro d'éprouvette préparée, et lorsque non redondant, le type d'essai réalisé – par exemple, BA1.4.1 U pour identifier une éprouvette provenant du forage BA1, l'échantillon no. 4, l'éprouvette no. 1, et U pour signifier l'exécution d'un essai en compression uniaxiale –.

Les éprouvettes ont été préparées conformément à la norme proposée par l'ASTM (1998a [2]), en ce qui concerne la planéité des surfaces rectifiées, leur parallélisme et leur perpendicularité par rapport à l'axe de chargement. On notera cependant que les côtés des éprouvettes ne sont pas rectifiés lors de la préparation. Les côtés sont plutôt laissés tels quels, la qualité du forage effectué devant permettre la préparation d'éprouvettes droites libres de défauts majeurs, ce qui aura été très largement le cas des éprouvettes testées dans le cadre du programme d'essai. Les éprouvettes rectifiées sont mesurées et pesées pour en déterminer les dimensions et la masse. La densité du matériau est calculée. Des essais ont été effectués sur les éprouvettes de 10 cm ou plus de longueur pour déterminer les vitesses soniques et les modules de déformation dynamique du matériau (ASTM, 1998b [3]). L'identification des éprouvettes, leurs dimensions, la masse, la densité et les autres données cueillies lors de la préparation sont montrées à l'intérieur des fichiers *Dimensions* placé à l'intérieur de chacune des filières d'essai – voir la copie *CD* jointe à cette note –.

3. ESSAIS DE FROTTEMENT SUR PLAN INCLINÉ

Des essais de frottement de base ont été effectués sur les quatre lots d'éprouvettes préparés à partir des échantillons prélevés. Deux lots d'éprouvettes provenaient du forage BA1, préparés à partir du matériau rhyolitique moyennement chloritisé (*V1B mc*) et rhyolitique silicifié (*V1B sil*). Les deux autres lots provenaient des forages BA3 et BA4, préparés à partir du matériau rhyolitique amygdalaire légèrement chloritisé (*V1B @lc*).

Les essais sont effectués sur une surface plane dont on varie l'inclinaison. Trois éprouvettes de 10 cm de longueur environ sont choisies aléatoirement à l'intérieur d'un même lot. Deux éprouvettes sont fixées côte à côte à plat sur le plan légèrement incliné, parallèlement à la pente du plan, et une troisième posée sur le dessus. L'inclinaison du plan est augmentée tranquillement jusqu'à l'initiation du

glissement de l'éprouvette supérieure. L'angle du plan par rapport à l'horizontale est alors noté, c'est l'angle de frottement de base recherché du matériau. Les essais sont répétés à trois reprises pour chacun des ensembles d'éprouvettes constitués. Les éprouvettes sont tournées d'environ 60 degrés après chaque essai, de façon à procéder aux essais uniquement avec des surfaces fraîches, libres de tout résidu. Dix ensembles ont été constitués et testés pour chaque lot d'éprouvettes préparées et soumises aux essais. Les résultats complets de tous les essais de frottement effectués sur plan incliné sont montrés au tableau 2.

4. ESSAIS EN COMPRESSION UNIAXIALE

Dix-huit (18) essais ont été effectués en compression uniaxiale à différents taux de déformation radiale, sur les trois (3) types de matériau visés par le programme d'essai. Un premier lot de six (6) éprouvettes, deux (2) éprouvettes de chaque matériau, a été testé à un taux de déformation radiale constant de 2×10^{-6} / sec. Un second lot de six éprouvettes a été testé à un taux de 5×10^{-5} / sec, et le troisième lot à un taux de 1×10^{-3} / sec. Le taux d'acquisition des données a été ajusté en conséquence, de façon à obtenir un nombre de points suffisant pour tracer de façon précise la courbe contrainte-déformation de l'éprouvette tout au cours du chargement. Le chargement des éprouvettes a été initié à un taux de chargement axial constant de 0.25 kN/sec, jusqu'à 10 kN, de façon à stabiliser le chargement avant de procéder au lancement des essais au taux de déformation spécifié.

Les déplacements et les déformations ont été mesurés à l'aide de jauges mécaniques et électriques, les jauges électriques cédant habituellement au pic de résistance de l'éprouvette en raison de fissures qui se propagent sous les jauges au moment de la rupture. Les modules de déformation élastique – i.e., le module de Young et le coefficient de Poisson – et les déformations axiale et volumique au pic, tels que fournis par les deux ensembles de jauges utilisés, ont été déterminés. Les modules de déformation déterminés sont les modules moyens, obtenus par régression linéaire à l'intérieur d'une plage de données comprise entre 30 et 70% de la contrainte atteinte au pic de résistance de l'éprouvette. Les résultats de tous les essais effectués en compression uniaxiale sont montrés au tableau 3. Le fichier de dimension des éprouvettes et les données des dix-huit (18) essais effectués sont montrés sur la copie CD ci-jointe, sous la filière *Uniaxial*.

Les deux ensembles de résultats proposés pour les deux types de jauges utilisées sont légèrement différents, avec des valeurs de module et de coefficient systématiquement plus élevées dans le cas des jauges électriques – et inversement en ce qui concerne la valeur de la déformation au pic autant axiale que volumique –, en raison principalement de l'effet d'échelle qui intervient au cours des essais. Comme discuté dans une note émise par l'auteur à la fin du programme d'essai, les jauges électriques ont exactement 2.5 cm de longueur alors que les jauges mécaniques couvrent toute la longueur et la circonférence de l'éprouvette. On notera que les jauges mécaniques sont vérifiées systématiquement au début de chaque programme d'essai, ou suite à tout bris majeur, pour s'assurer de

leur bon fonctionnement et de leur précision. Les différences rapportées ici ne peuvent donc pas être attribuées au mal fonctionnement de l'équipement utilisé. Encore, l'effet d'échelle invoqué nous apparaît une raison beaucoup plus plausible pour expliquer les différences observées.

5. ESSAIS EN COMPRESSION TRIAXIALE

Douze (12) essais ont été effectués en compression triaxiale sur les trois (3) types de matériau, à quatre différentes pressions de confinement – i.e., des pressions de confinement de 5, 10, 20 et 40 MPa – pour déterminer la résistance du matériau sous divers régimes de contrainte confinés. Les essais ont été effectués à un taux de déformation radiale constant de 2×10^{-6} / sec.

Les éprouvettes sont d'abord confinées jusqu'à la pression désirée à un taux de confinement isotrope constant de 0.15 MPa/sec. Dans un deuxième temps, la contrainte axiale – *Sigma 1* – est augmentée jusqu'à 50 MPa, à un taux de chargement axial constant de 0.25 kN/sec, avant de passer au mode de déformation radiale spécifié. Les essais sont poursuivis au-delà de la rupture, jusqu'à ce que la résistance résiduelle du matériau soit atteinte pour le confinement donné, ou que l'éprouvette soit rompue complètement. La pression de confinement est alors ramenée graduellement jusqu'à zéro. Les fichiers de données et les graphes contrainte-déplacement de tous les essais effectués en compression triaxiale sont montrés sur la copie *CD*, sous la filière *Triaxial*. Les résultats des essais sont montrés au tableau 4. On notera ici qu'un seul ensemble de modules de déformation est proposé pour ce type d'essai. En effet, seules les jauges mécaniques sont utilisées lors de la réalisation des essais en compression triaxiale.

6. ESSAIS EN COMPRESSION DIAMÉTRALE

Trente (30) essais ont été effectués en compression diamétrale sur les trois (3) types de matériau visés à l'intérieur du programme, et sur deux (2) faciès légèrement différents, pour déterminer la résistance en tension du matériau. Cet essai indirect de tension est pratiqué en appliquant une charge en compression uniforme sur le côté d'une éprouvette cylindrique présentant un élancement compris entre 0.5 et 0.6 – i.e., le rapport longueur diamètre – (ASTM, 1998c [4]). La charge à la rupture de l'éprouvette est notée et la résistance en tension est déterminée. Les essais ont été effectués à taux de chargement diamétral constant de 0.20 kN/sec. Les résultats de tous les essais effectués sont montrés au tableau 5. Les fichiers de données et les graphes d'essai sont montrés sur la copie *CD*, sous la filière *Diamétral*.

On notera quelques différences sensibles dans les résultats des essais selon le type ou le faciès de matériau testé, notamment en ce qui concerne le résultat des trois essais réalisés sur le matériau rhyolitique légèrement à moyennement chloritisé (*V1B Imc*) provenant de l'échantillon BA1.11 – ces trois essais ont été ajoutés en raison d'un manque de matériau de type *V1B mc*, insuffisant pour préparer un

lot complet de dix (10) éprouvettes –, et également en ce qui concerne le résultat des trois essais effectués sur le matériau de type *V1B @lc*, mais provenant du forage BA4 – résistance légèrement plus élevée que dans le cas du forage BA3, ce dernier forage a été utilisé pour tous les autres essais effectués avec ce matériau –.

7. INSPECTION DES ÉPROUVETTES RUPTURÉES

Les éprouvettes ont été inspectées après l'exécution de chaque lot d'essais, pour s'assurer que les plans de rupture observés étaient des plans admissibles, nullement conditionnés par la présence de défauts structuraux qui auraient pu biaiser le résultat des essais. Ceci a été effectué systématiquement pour tous les essais effectués à l'intérieur du programme, et aucun résultat n'a été rejeté pour quelque raison que ce soit. Les résultats présentés ici sont donc des résultats valides et admissibles, qui représentent fidèlement nous croyons le comportement du matériau rhyolitique intact mis à notre disposition à l'automne 1999 et testé en laboratoire sous différents régimes de chargement. Dans le cas du matériau rhyolitique moyennement chloritisé (*V1B mc*), le développement d'une foliation plus marquée que sur les autres types de matériau aura été noté. En aucun cas cependant, cette foliation ne peut être qualifiée de défaut structural. Au contraire, l'inspection des éprouvettes et des résultats aura montré plutôt une grande constance dans le comportement du matériau et la valeur des modules de résistance et de déformation obtenus. Ceci témoigne plutôt de l'homogénéité bel et bien réelle de ce matériau.

8. RÉFÉRENCES

- [1] ISRM, 1978. *Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses*, Int. J. Rock Mech. Min. Sc., Vol. 15, No. 6, pp. 319-368.
- [2] ASTM, 1998a. *Standard Practice for Preparing rock core specimens and determining dimensional and shape tolerances*, D 4543-85 (1991), Annual Book of ASTM Standards, Section 4: Construction, Volume 04.08: Soil and Rock, ASTM, pp. 657-660.
- [3] ASTM, 1998b. *Standard Test Method for Laboratory determination of pulse velocities and ultrasonic elastic constants of rock*, D 2845-95, Annual Book of ASTM Standards, Section 4: Construction, Volume 04.08: Soil and Rock, ASTM, pp. 254-259.
- [4] ASTM, 1998c. *Standard Test Method for Splitting tensile strength of intact rock core specimens*, D 3967-95a, Annual Book of ASTM Standards, Section 4: Construction, Volume 04.08: Soil and Rock, ASTM, pp. 404-406.

Tableau 1. Description des forages et des discontinuités (Extraits du fichier DescDisc).

DESCRIPTION GÉOLOGIQUE DES FORAGES													
Forage	Distance		Unité	Description									
	Début (m)	Fin (m)											
BA1	8.61	11.84	V1B mc	Rhyolite moyennement chloritisée. Roche verdâtre de dureté moyenne, aphanique, généralement massive.									
	11.84	16.66	V1B sil	Rhyolite silicifiée. Roche gris-verdâtre de dureté élevée, aphanique, yeux de quartz, amygdulaire.									
	16.66	18.38	V1B lmc	Rhyolite légèrement à moyennement chloritisée. Roche verdâtre de dureté moyenne, massive, aphanique.									
BA3	13.10	18.40	V1B @lc	Rhyolite amygdulaire légèrement chloritisée. Roche gris-verdâtre de dureté moyenne à élevée, aphanique, légèrement silicifiée, yeux de quartz.									
BA4	8.73	13.00	V1B @lc	Rhyolite amygdulaire légèrement chloritisée. Roche gris-verdâtre de dureté moyenne à élevée, aphanique, légèrement silicifiée, yeux de quartz.									

DESCRIPTION DES DISCONTINUITÉS MOYENNES														
Forage	Unité	Type	Ang. Cir.	Ang. Pen.	Orien.	Continu	Haut	Bas	Rugos.	Altér.	Ouver.	Eau	Niveau	Esp.nt
			(degré)	(degré)	(App./Vr.)	(m/M)						(mm)		
BA1	V1B mc	joint	55	62	App.	mineur	c	c	o.u./o.r.	int./tnt	0	sec	élevé	s: 37 cm
BA1	V1B mc	joint	347	50	App.	mineur	c	c	o.u.	int./tnt	0	sec	élevé	s: 34 cm
BA1	V1B sil	joint	183	46	App.	mineur	c	c	o.r.	int./tnt	0	sec	élevé	s: 60 cm
BA1	V1B sil	joint	290	67	App.	mineur	c	c	o.r.	int./tnt	0	sec	élevé	s: 294 cm
BA1	V1B lmc	joint	-	72	App.	mineur	c	c	o.r.	teinté	0	sec	élevé	s: -
BA3	V1B @lc	joint	-	46	App.	min/Maj	c	c	o.u./o.r.	teinté	0 - 1	sec	élevé	
BA3	V1B @lc	joint	-	81	App.	min/Maj	c	c	p.u./o.u.	tnt/lgr.alt.	0 - 1	sec	élevé	s: 71 cm
BA3	V1B @lc	joint	-	66	App.	Majeur	c	c	o.u.	teinté	0 - 1	sec	élevé	s: 45 cm

Tableau 1. Description des forages et des discontinuités (Extraits, suite).

INDICES DE QUALITÉ DU MASSIF						
Forage	Distance (m)	Unité Géol.		RQD	RMR	Q
BA1	8.61-11.84	V1B mc		96.6	78	6.0 - 8.0
BA1	11.84-16.60	V1B sil		99.3	84	6.2 - 8.3
BA1	16.60-18.38	V1B lmc		97.2	81	6.1 - 8.1
BA3	13.10-18.40	V1B @lc		93.4	81	5.8 - 7.8
BA4	8.73-12.95	V1B @lc		84.8	79	5.3 - 7.1

Détail de calcul de la cote RMR							Détail de calcul de la cote Q							
Forage	Co	RQD	Esp.nt	Altér.	Eau	Total	Forage	RQD	Jn	Jr	Ja	Eau	SRF	Total
BA1	8	19	11	25	15	78	BA1	96.6	12	1.5 - 2	1	1	2	6.0 - 8.0
BA1	12	19	13	25	15	84	BA1	99.3	12	1.5 - 2	1	1	2	6.2 - 8.3
BA1	10	19	12	25	15	81	BA1	97.2	12	1.5 - 2	1	1	2	6.1 - 8.1
BA3	12	18	11	25	15	81	BA3	93.4	12	1.5 - 2	1	1	2	5.8 - 7.8
BA4	12	17	10	25	15	79	BA4	84.8	12	1.5 - 2	1	1	2	5.3 - 7.1

Tableau 2. Résultats des essais de frottement sur plan incliné.

Lot BA1 (Matériau V1B mc)				Angle de frottement (°)				Lot BA1 (Matériau V1B sil, lmc)				Angle de frottement (°)			
Essai	Bas G	Bas D	Haut	1	2	3	Moy- enne	Essai	Bas G	Bas D	Haut	1	2	3	Moy- enne
1	4.2	4.1	4.4	34.5	35.0	34.5	34.7	1	8.1	9.5	10.4	32.5	33.5	33.5	33.2
2	4.4	5.1	4.5	34.0	34.5	37.7	35.4	2	10.8	8.3	9.8	32.5	32.0	32.0	32.2
3	7.1	7.3	6.2	38.5	35.0	34.0	35.8	3	8.1	8.6	8.5	31.5	31.5	31.0	31.3
4	5.4	7.1	6.3	35.0	34.5	34.0	34.5	4	10.1	10.5	11.1	34.5	33.0	34.0	33.8
5	4.5	6.1	5.2	37.0	37.5	37.5	37.3	5	9.1	9.6	11.5	37.0	35.5	36.5	36.3
6	4.1	7.3	5.4	36.5	36.5	36.0	36.3	6	8.3	8.8	10.3	34.5	35.0	33.5	34.3
7	6.3	4.5	5.1	36.5	37.0	37.0	36.8	7	10.4	11.5	9.2	33.5	32.5	32.5	32.8
8	6.1	7.1	7.2	37.0	36.0	39.0	37.3	8	9.8	10.8	8.5	33.5	34.5	33.5	33.8
9	6.2	4.5	4.1	36.5	38.0	38.0	37.5	9	8.1	10.3	11.3	33.5	35.0	32.5	33.7
10	4.4	5.1	5.4	39.0	37.5	38.5	38.3	10	10.5	11.5	8.8	36.0	33.5	32.5	34.0
						Moy- enne	36.4							Moy- enne	33.6
Lot BA3 (Matériau V1B@lc)				Angle de frottement (°)				Lot BA4 (Matériau V1B@lc)				Angle de frottement (°)			
Essai	Bas G	Bas D	Haut	1	2	3	Moy- enne	Essai	Bas G	Bas D	Haut	1	2	3	Moy- enne
1	1.1	1.2	1.4	32.0	32.0	32.5	32.2	1	2.1	2.5	2.6	36.0	37.5	36.0	36.5
2	1.5	1.7	1.8	35.5	33.5	34.0	34.3	2	1.1	1.3	1.4	32.5	37.0	33.5	34.3
3	1.9	1.11	1.12	34.5	32.0	31.5	32.7	3	2.7	3.1	3.2	35.0	32.5	34.5	34.0
4	2.1	2.3	2.4	33.5	34.5	33.5	33.8	4	4.1	4.2	4.3	36.0	39.0	36.0	37.0
5	2.5	2.7	2.8	31.5	33.0	35.0	33.2	5	1.3	4.4	2.1	34.5	36.5	35.0	35.3
6	2.1	2.12	2.13	35.0	39.0	35.5	36.5	6	2.5	2.7	1.4	33.5	35.0	34.0	34.2
7	1.1	1.4	1.7	30.0	32.5	31.0	31.2	7	4.2	3.2	4.4	33.5	33.5	34.0	33.7
8	1.2	1.9	2.3	32.0	31.5	31.5	31.7	8	2.7	4.1	1.1	33.0	33.5	34.0	33.5
9	2.8	2.5	2.12	32.0	32.0	31.0	31.7	9	1.4	2.6	3.1	35.0	32.0	34.0	33.7
10	1.2	1.9	2.4	31.5	33.5	35.5	33.5	10	4.1	2.7	2.1	34.5	37.0	34.5	35.3
						Moy- enne	33.1							Moy- enne	34.8

Tableau 3. Résultats des essais effectués en compression uniaxiale.

Éprou- Vette	Dis- tance	Maté- riau	Taux de déform. radiale	État de contrainte à la rupture			Déformation axiale au pic		Déformation volumique au pic		Modules élastiques				Remarques
				Sigma 3	Sigma 1	C ₀	jauges mécan.	jauges électr.	jauges mécan.	jauges électr.	Jauges mécaniques		Jauges électriques		
											E	Nu	E	Nu	
(no.)	(m)		(sec ⁻¹)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(%)	(%)	(%)	(%)	(GPa)		(GPa)		
BA1.4.1	8.62	V1B mc	2 x 10 ⁻⁶	0.00	78.720	78.720	0.1610	0.1114	0.1238	0.0558	53.330	0.134	69.859	0.269	v, rupture coin sup. // fol.n
BA1.6.1	10.23	V1B mc	2 x 10 ⁻⁶	0.00	82.760	82.760	0.2081	0.1469	0.1646	0.0369	44.820	0.137	56.933	0.373	v, rupture cisaillement
BA1.8.1	11.925	V1B sil	2 x 10 ⁻⁶	0.00	192.238	192.238	0.3214	0.2508	0.2177	0.1342	66.678	0.172	77.958	0.217	v, cisaillement parfait
BA1.9.2	13.22	V1B sil	2 x 10 ⁻⁶	0.00	168.172	168.172	0.3115	0.2309	0.2396	0.1207	62.510	0.122	74.517	0.242	v, rupture coin inférieur
BA3.1.1	13.11	V1B @lc	2 x 10 ⁻⁶	0.00	193.846	193.846	0.3367	0.2717	0.2102	0.1280	65.440	0.168	76.202	0.252	v, rupture remplissage calcite
BA3.1.11	14.10	V1B @lc	2 x 10 ⁻⁶	0.00	213.208	213.208	0.3947	0.2768	0.2999	0.1526	63.576	0.134	79.520	0.222	v, rupture cisaillement
BA1.4.4	8.87	V1B mc	5 x 10 ⁻⁵	0.00	107.902	107.902	0.2726	0.1526	0.2027	0.0795	49.893	0.159	69.996	0.252	v, cisaillement // foliation
BA1.7.3	11.20	V1B mc	5 x 10 ⁻⁵	0.00	90.368	90.368	0.1904	0.1376	0.1465	0.0758	53.123	0.131	63.630	0.216	v, cisaillement parfait
BA1.8.3	12.23	V1B sil	5 x 10 ⁻⁵	0.00	227.862	227.862	0.3772	0.3185	0.2617	0.1771	67.366	0.134	75.816	0.220	v, cisaillement parfait
BA1.10.1	14.59	V1B sil	5 x 10 ⁻⁵	0.00	200.852	200.852	0.3577	0.2847	0.2525	0.1399	61.431	0.146	73.517	0.250	v, cisaillement parfait
BA3.1.4	13.40	V1B @lc	5 x 10 ⁻⁵	0.00	269.550	269.550	0.4796	0.3617	0.3058	0.1744	65.228	0.183	79.765	0.222	v, cisaillement
BA3.2.4	14.90	V1B @lc	5 x 10 ⁻⁵	0.00	227.779	227.779	0.3832	0.2934	0.2502	erratique	66.857	0.196	79.116	erratique	v, cisaillement parfait
BA1.5.4	9.85	V1B mc	1 x 10 ⁻³	0.00	133.265	133.265	0.2995	0.2232	0.1948	0.0909	51.977	0.169	62.610	0.300	v, cisaillement parfait
BA1.9.1	13.045	V1B sil	1 x 10 ⁻³	0.00	134.936	134.936	0.2908	0.2109	0.1835	0.0826	54.596	0.214	63.780	0.293	v, cisaillement parfait
BA1.10.3	14.78	V1B sil	1 x 10 ⁻³	0.00	139.539	139.539	0.2704	0.1833	0.2099	0.0951	59.012	0.150	74.233	0.244	v, cisaillement parfait
BA1.11.1	16.71	V1B lmc	1 x 10 ⁻³	0.00	135.290	135.290	0.3279	0.2441	0.2430	0.1042	47.012	0.160	56.380	0.301	v, cisaillement
BA3.1.9	13.96	V1B @lc	1 x 10 ⁻³	0.00	204.019	204.019	0.3641	0.2757	0.2491	0.1422	62.173	0.182	75.788	0.234	v, cisail. nt & fendage vertical
BA3.2.7	15.20	V1B @lc	1 x 10 ⁻³	0.00	235.384	235.384	0.4057	0.3168	0.2581	0.0649	65.820	0.186	77.365	0.327	v, cisaillement parfait
															(v) résultat valide
															(x) rejeté, défaut structural

Tableau 5. Résultats des essais effectués en compression diamétrale.

			État de contrainte à la rupture						État de contrainte à la rupture		
Éprouvette (no.)	Distance (m)	Matériau	Sigma 3 (MPa)	Sigma 1 (MPa)	Sigma T (MPa)	Éprouvette (no.)	Distance (m)	Matériau	Sigma 3 (MPa)	Sigma 1 (MPa)	Sigma T (MPa)
BA1.4.3	8.84	V1B mc	-18.186	54.558	18.186	BA1.11.2	16.82	V1B lmc	-14.348	43.044	14.348
BA1.4.6	9.14	V1B mc	-12.553	37.659	12.553	BA1.11.4	17.05	V1B lmc	-14.777	44.331	14.777
BA1.5.3	9.82	V1B mc	-10.692	32.076	10.692	BA1.11.6	17.37	V1B lmc	-12.742	38.226	12.742
BA1.6.4	10.63	V1B mc	-11.668	35.004	11.668						
BA1.7.4	11.31	V1B mc	-16.070	48.210	16.070	BA3.1.3	13.33	V1B @lc	-14.432	43.296	14.432
BA1.7.5	11.37	V1B mc	-9.130	27.390	9.130	BA3.1.6	13.67	V1B @lc	-16.246	48.738	16.246
BA1.7.6	11.40	V1B mc	-11.930	35.790	11.930	BA3.1.10	14.07	V1B @lc	-15.628	46.884	15.628
						BA3.2.2	14.76	V1B @lc	-16.747	50.241	16.747
BA1.8.4	12.34	V1B sil	-18.657	55.971	18.657	BA3.2.6	15.17	V1B @lc	-15.336	46.008	15.336
BA1.8.7	12.63	V1B sil	-16.179	48.537	16.179	BA3.2.9	15.45	V1B @lc	-15.599	46.797	15.599
BA1.8.9	12.85	V1B sil	-15.065	45.195	15.065	BA3.2.10	15.48	V1B @lc	-15.837	47.511	15.837
BA1.9.3	13.33	V1B sil	-17.176	51.528	17.176						
BA1.9.4	13.36	V1B sil	-18.863	56.589	18.863	BA4.1.2	8.88	V1B @lc	-21.856	65.568	21.856
BA1.9.7	13.64	V1B sil	-18.694	56.082	18.694	BA4.2.2	10.21	V1B @lc	-20.621	61.863	20.621
BA1.9.9	13.85	V1B sil	-20.472	61.416	20.472	BA4.3.3	11.78	V1B @lc	-17.775	53.325	17.775
BA1.10.2	14.70	V1B sil	-16.947	50.841	16.947						
BA1.10.6	15.12	V1B sil	-14.259	42.777	14.259	Note	Sigma 1 en compression (+)			Sigma 3 en tension (-)	
BA1.10.7	15.15	V1B sil	-15.684	47.052	15.684		Sigma T est la résistance en tension de l'éprouvette				

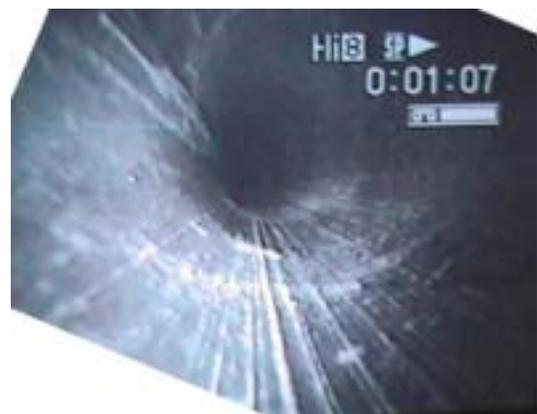
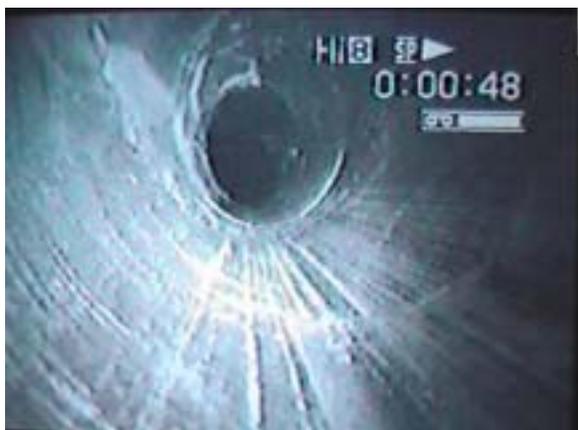
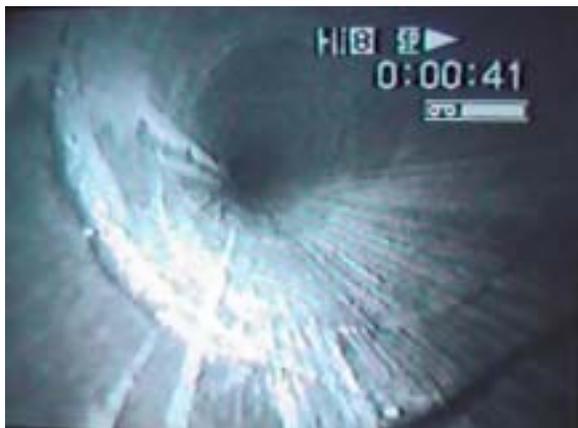
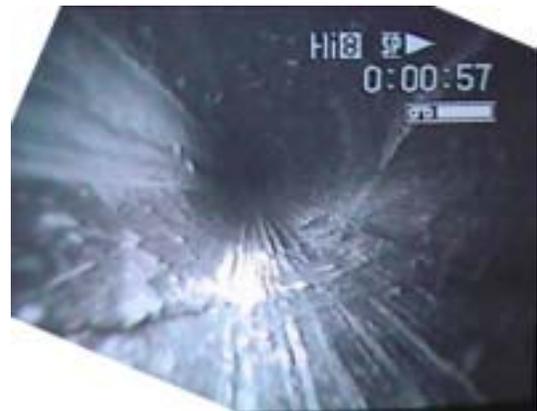
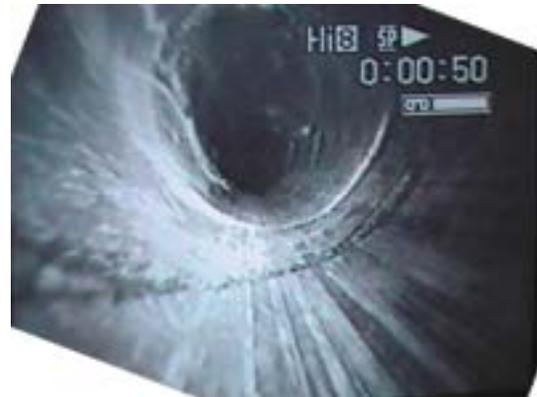
Annexe II

Observations à la géocaméra dans les trous de forage à la mine Bell-Allard, réalisées par le Centre de technologie Noranda (CTN) en août 1999

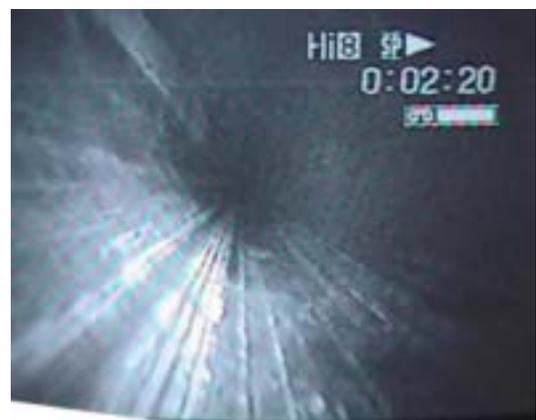
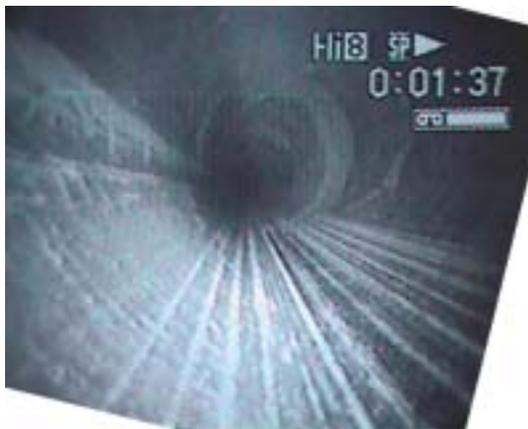
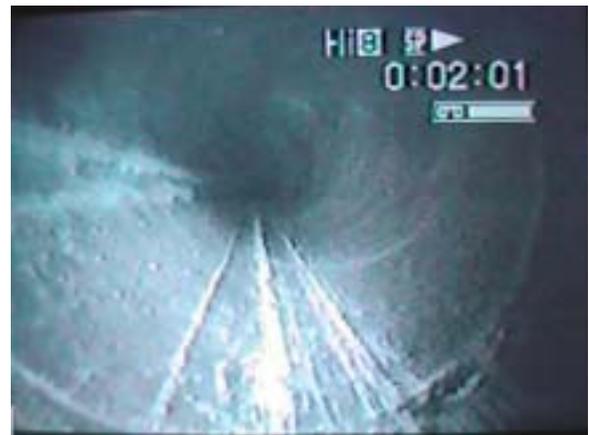
Annexe II – Partie 1

Quelques clichés dans le trou de forage #1

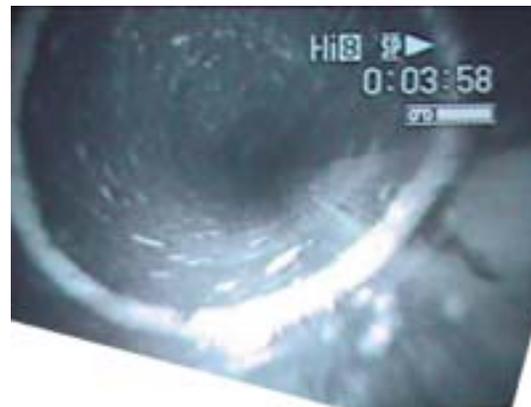
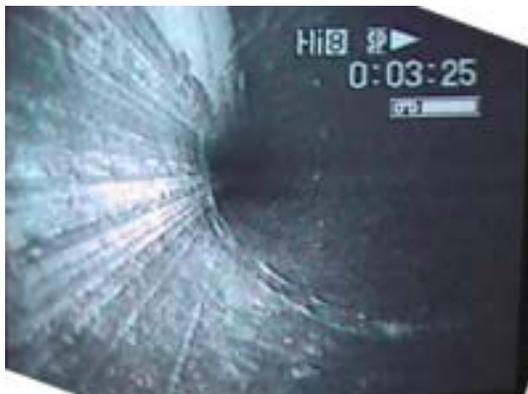
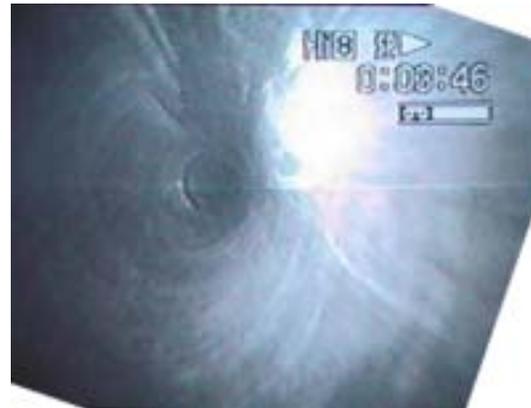
Observation 1999 - trou de forage # 1



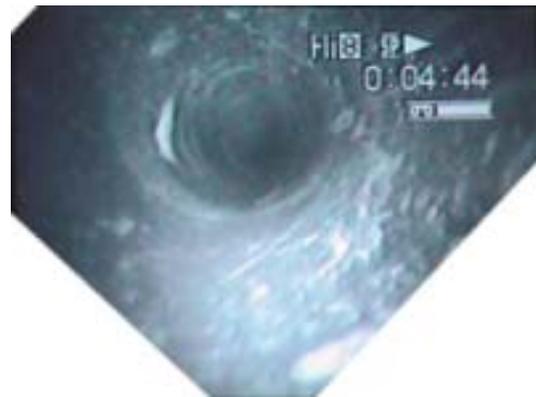
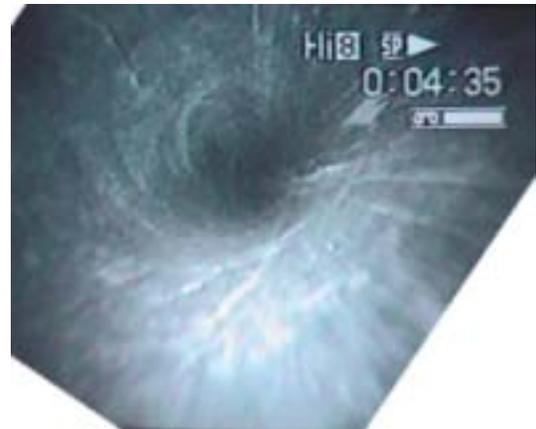
Observation 1999 - trou de forage # 1



Observation 1999 - trou de forage # 1



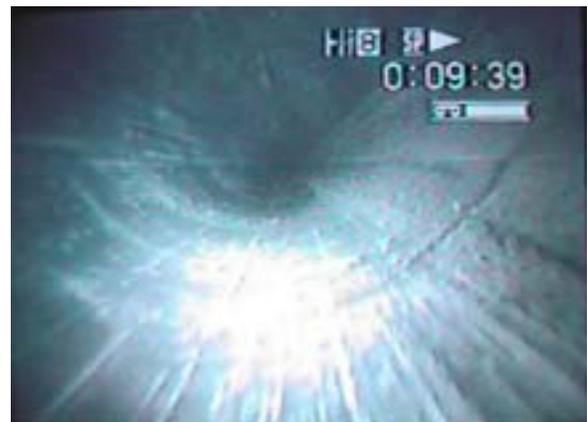
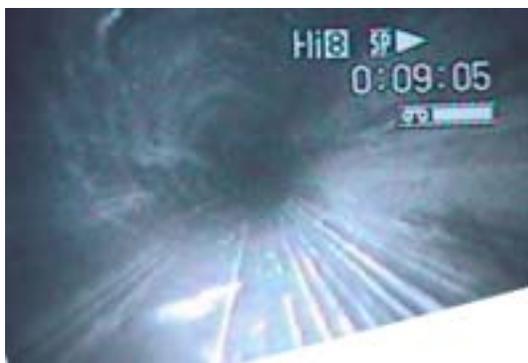
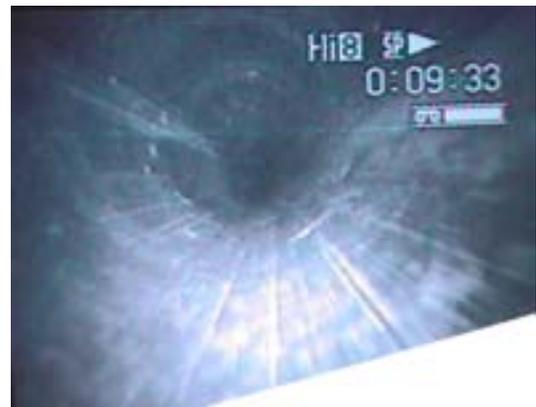
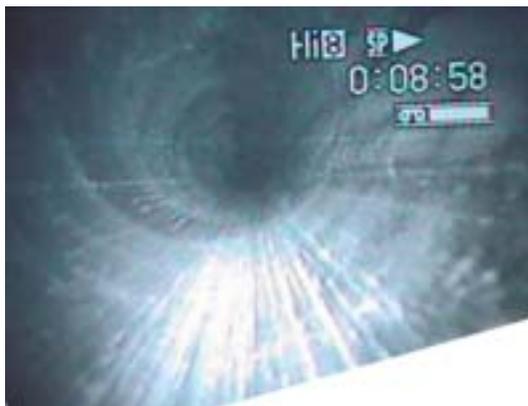
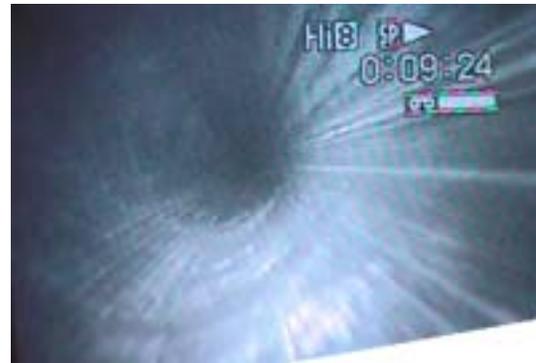
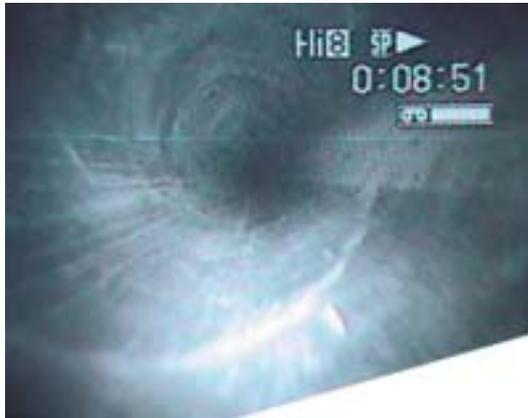
Observation 1999 - trou de forage # 1



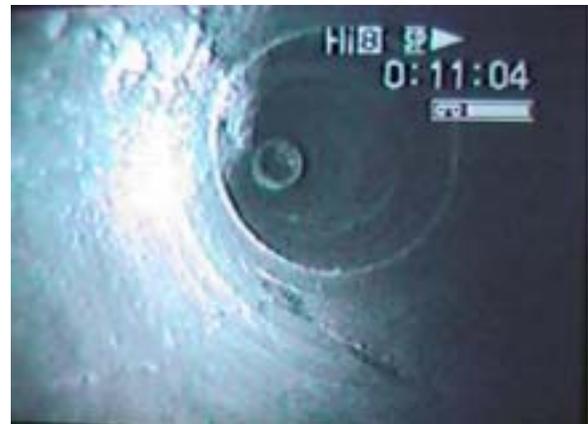
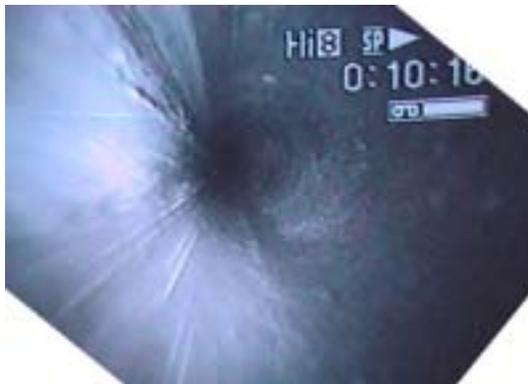
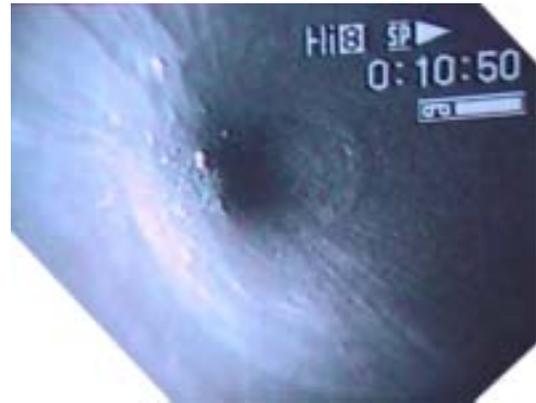
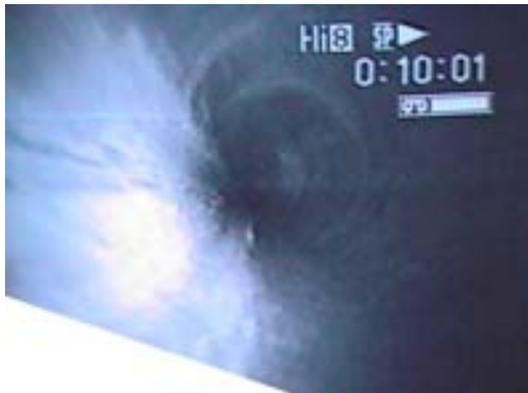
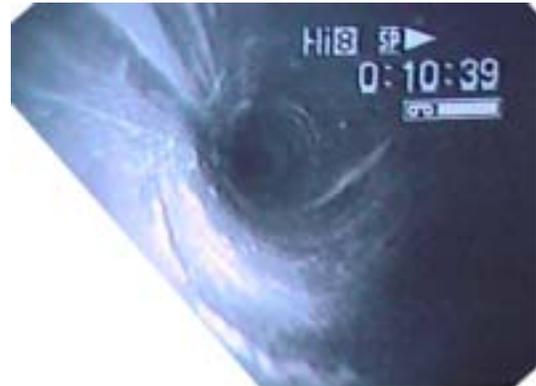
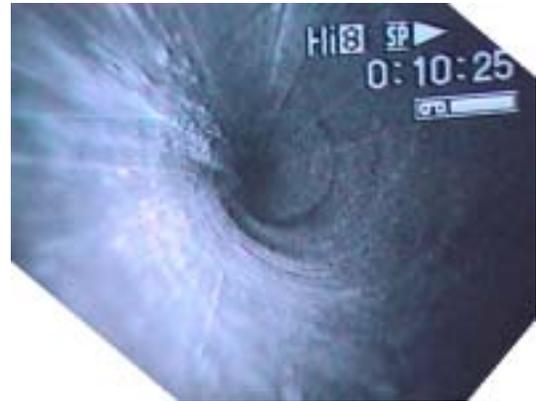
Annexe II – Partie 2

Quelques clichés dans le trou de forage #3

Observation 1999 - trou de forage # 3



Observation 1999 - trou de forage # 3



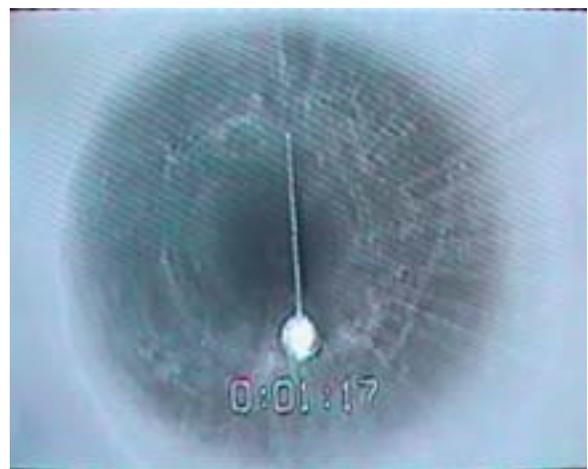
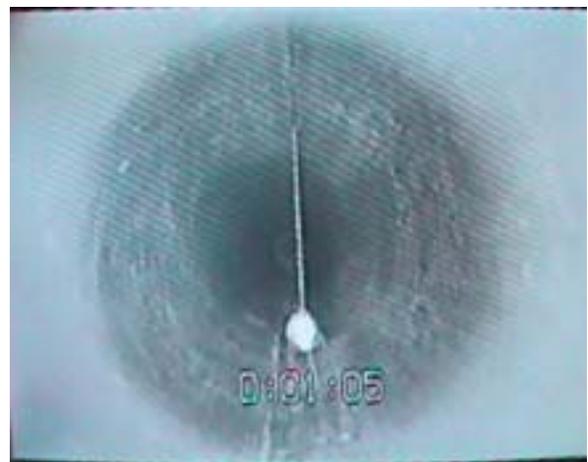
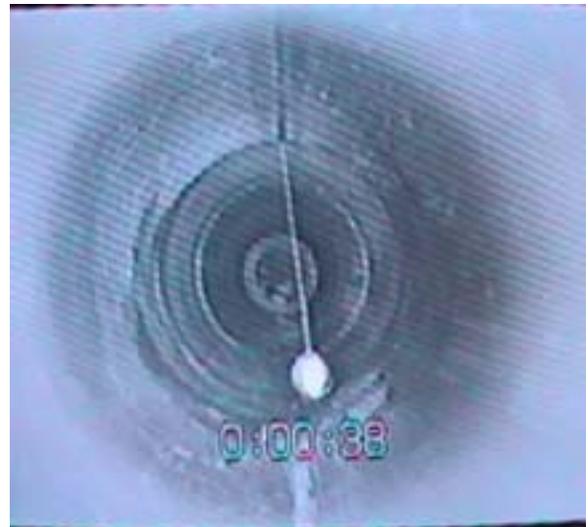
Annexe III

Nouvelle campagne d'observations à la géocaméra
réalisée par CANMET en août 2001

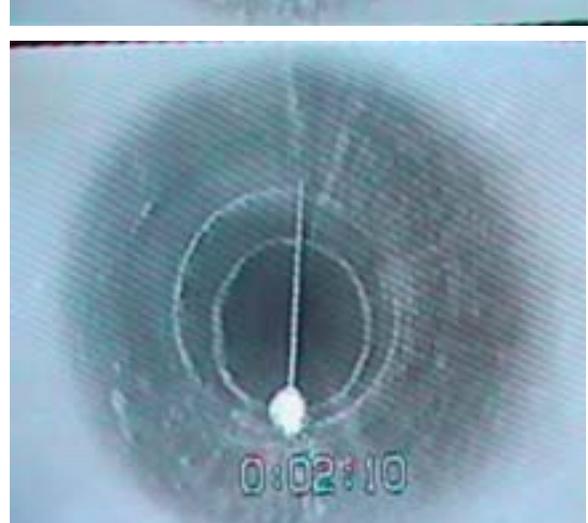
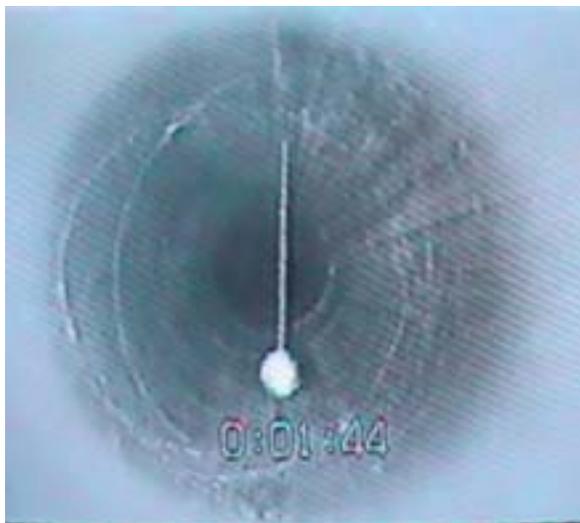
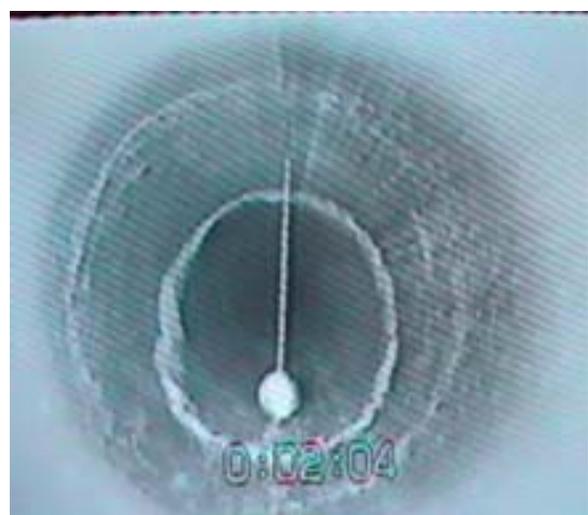
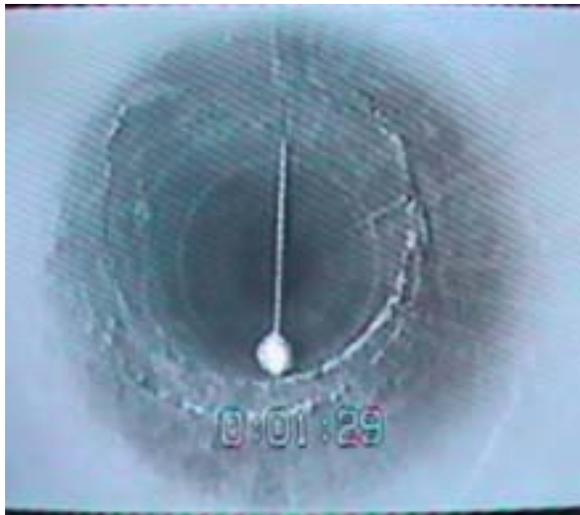
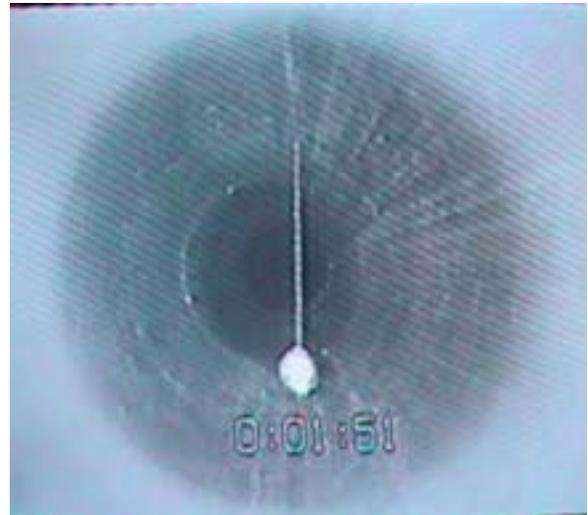
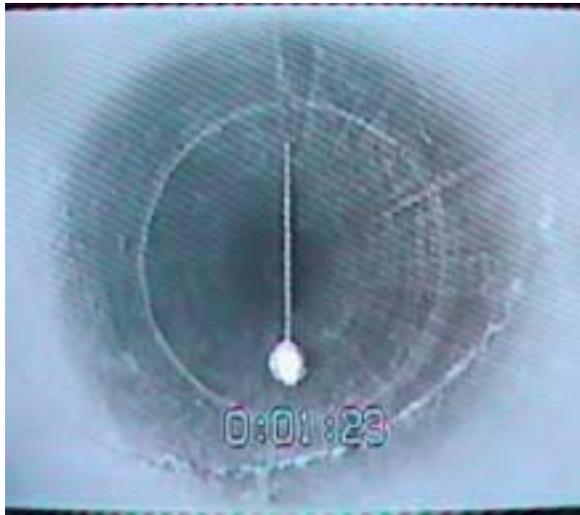
Annexe III – Partie 1

Quelques clichés dans le trou de forage #1.

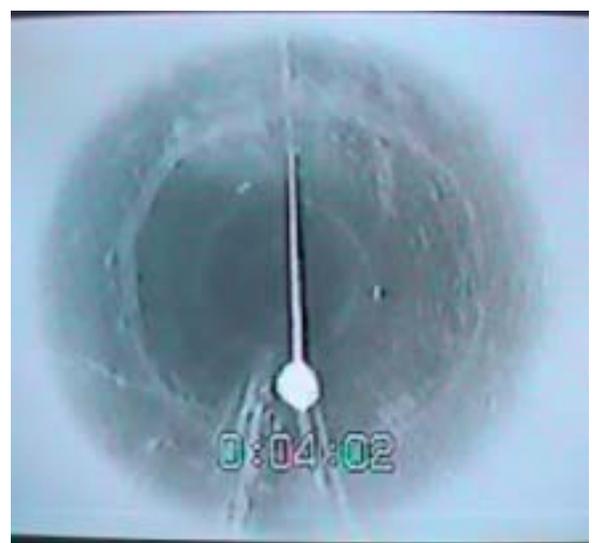
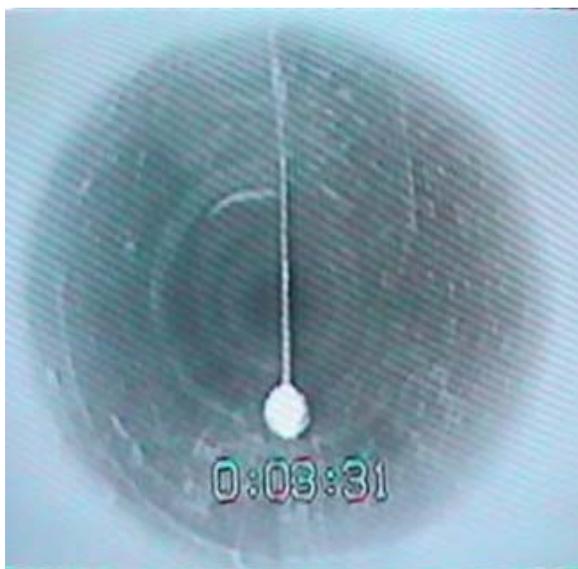
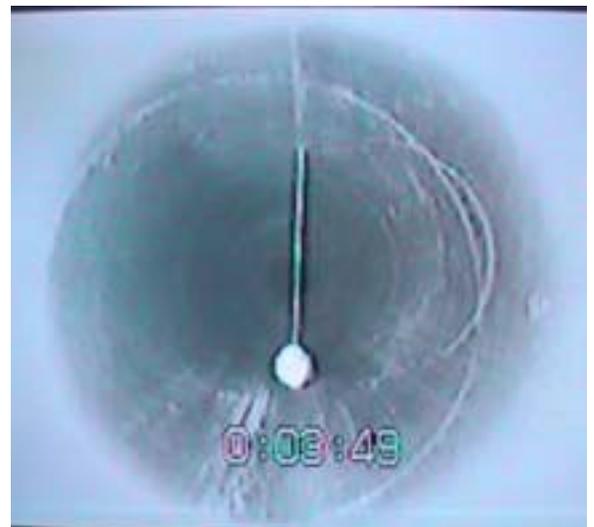
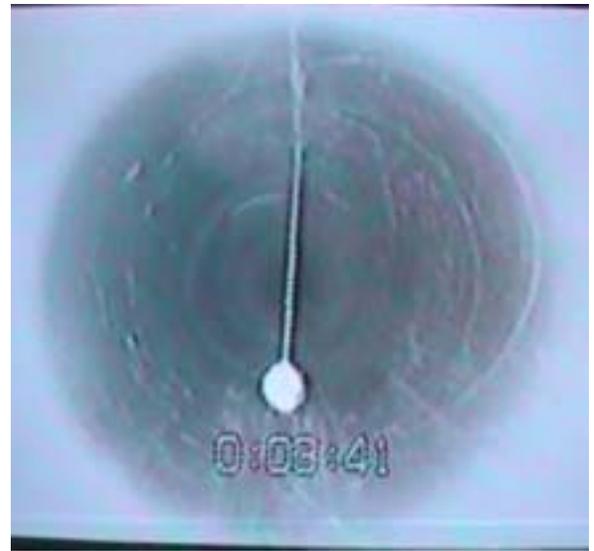
Observation 2001 - trou de forage #1 (Section 3)



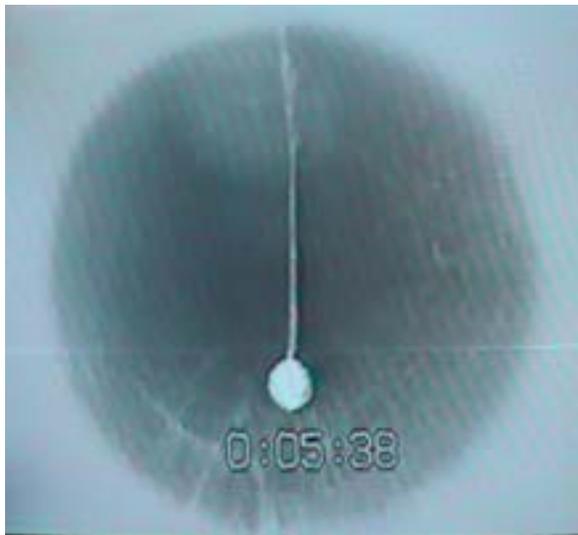
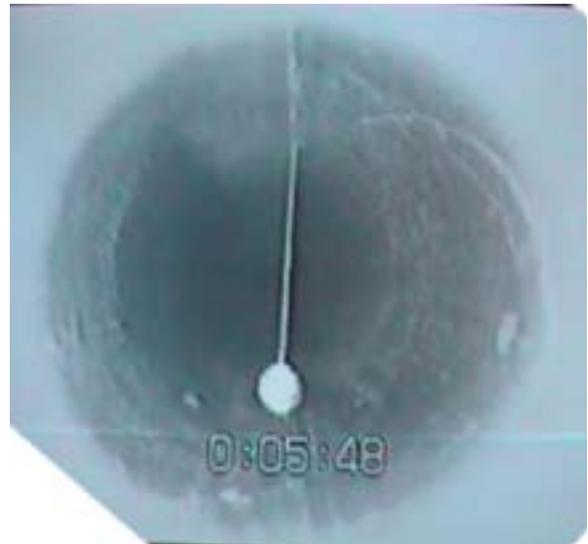
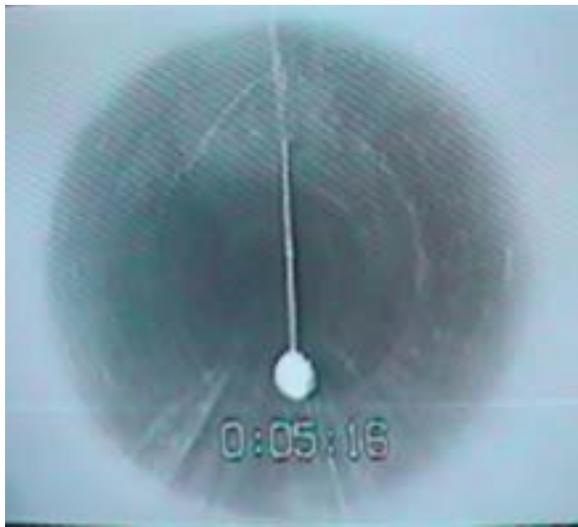
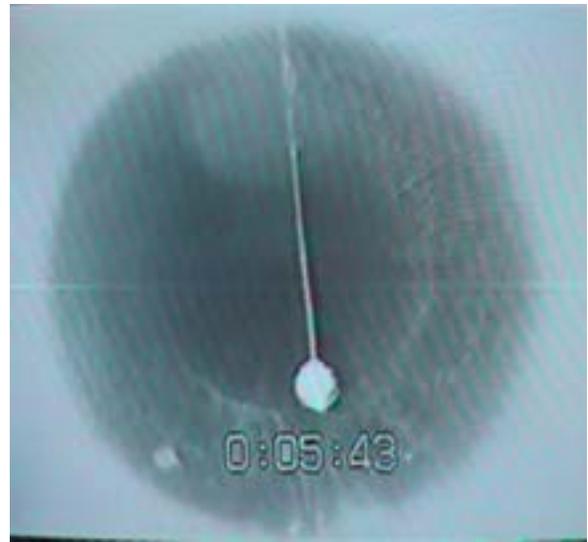
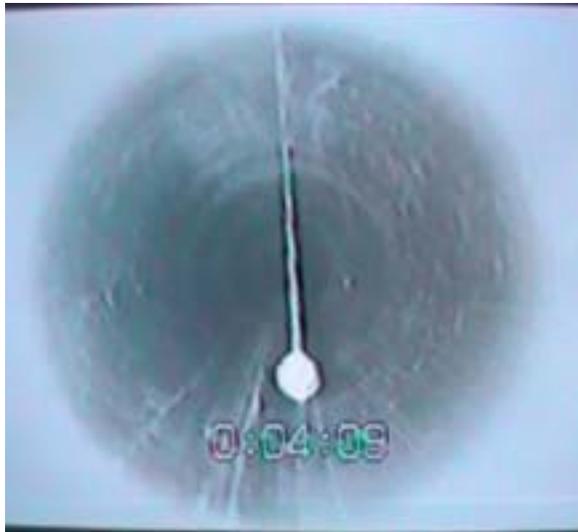
Observation 2001 - trou de forage #1 (Section 3)



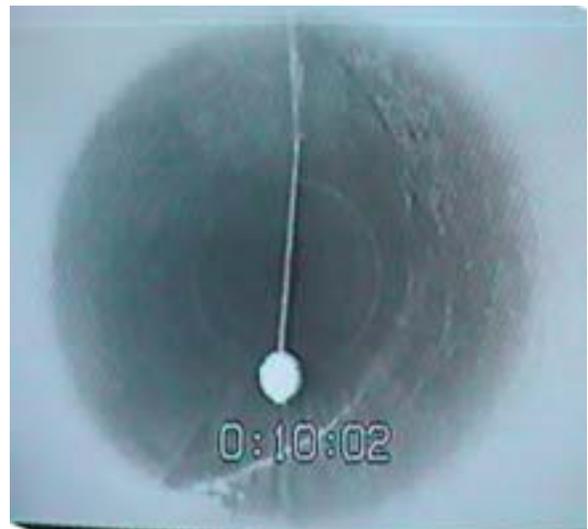
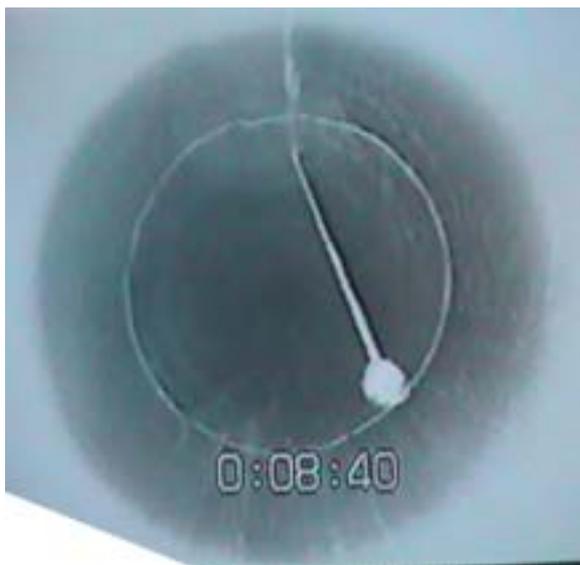
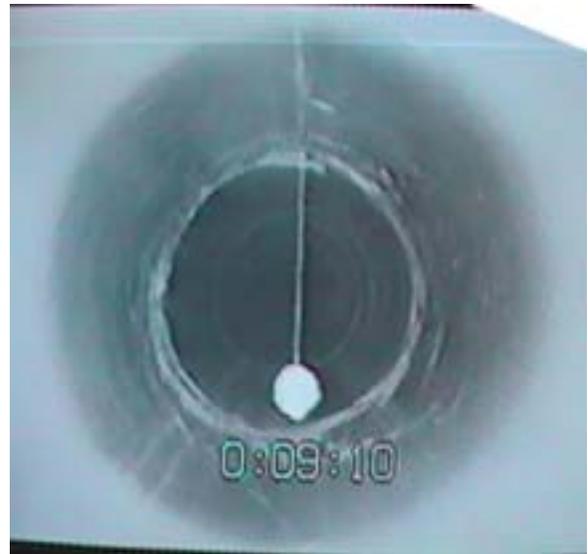
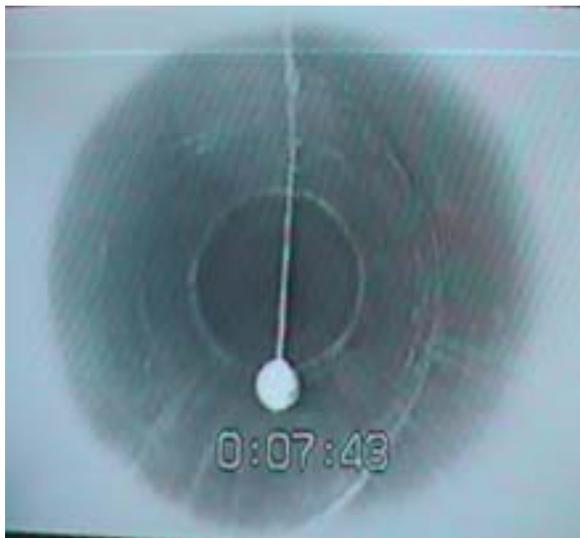
Observation 2001 - trou de forage #1 (Section 3)



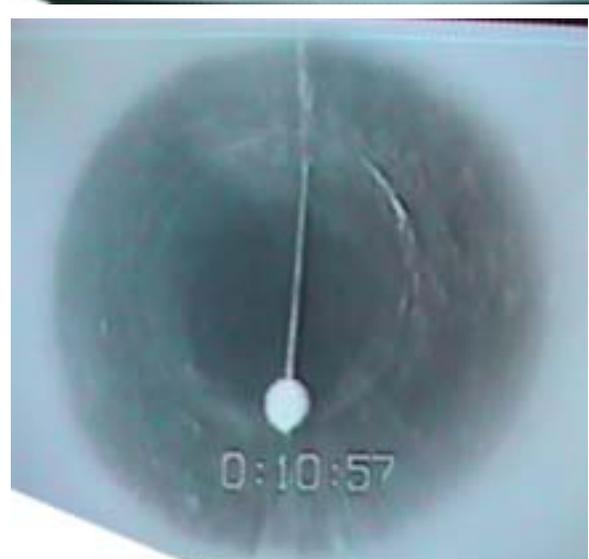
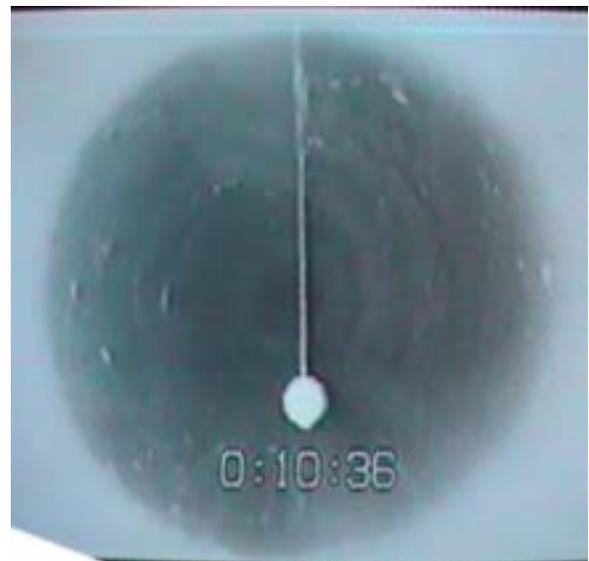
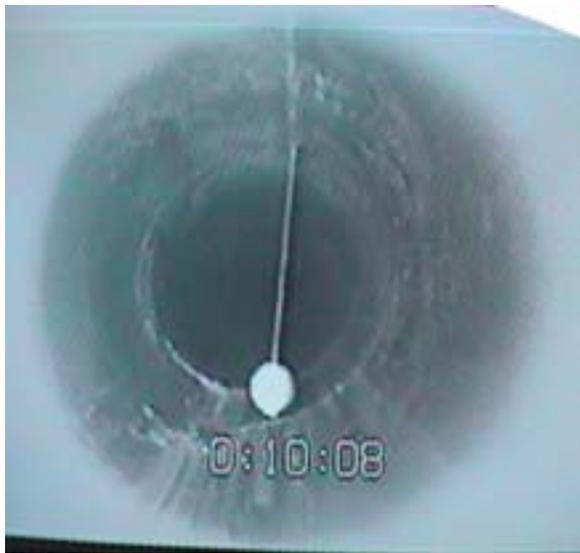
Observation 2001 - trou de forage #1 (Section 3)



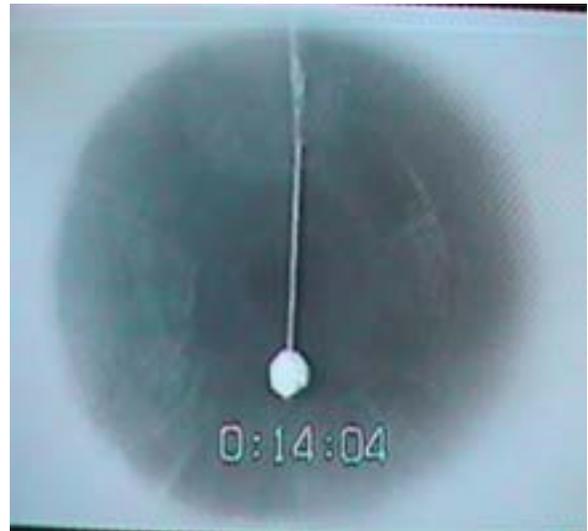
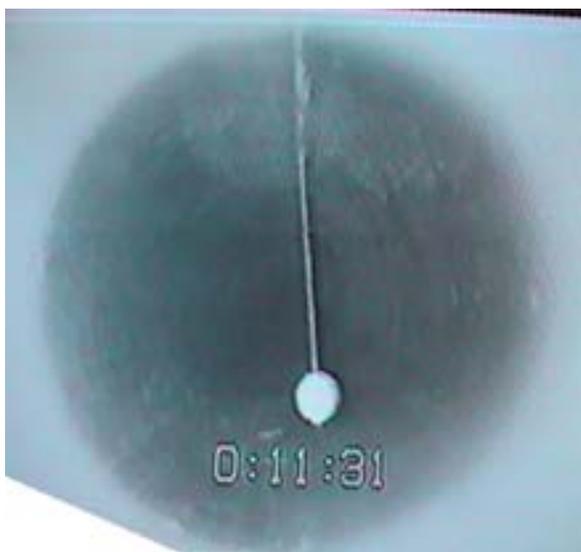
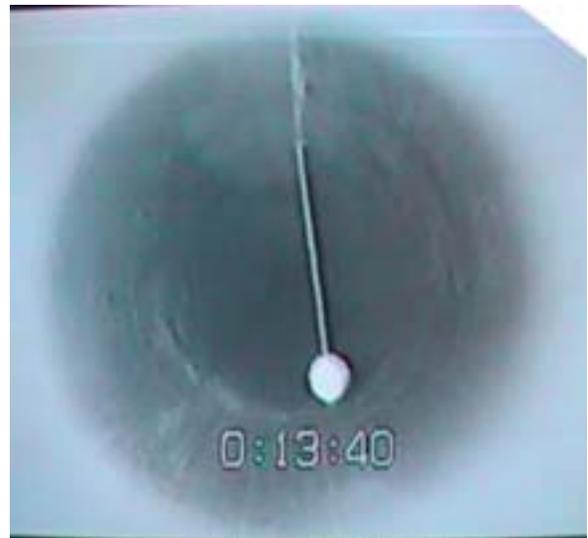
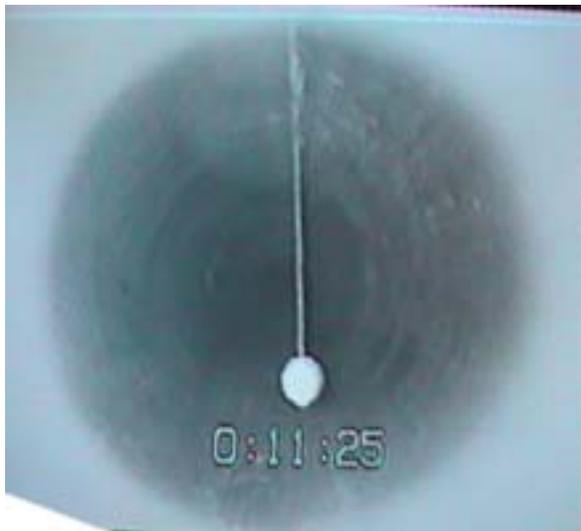
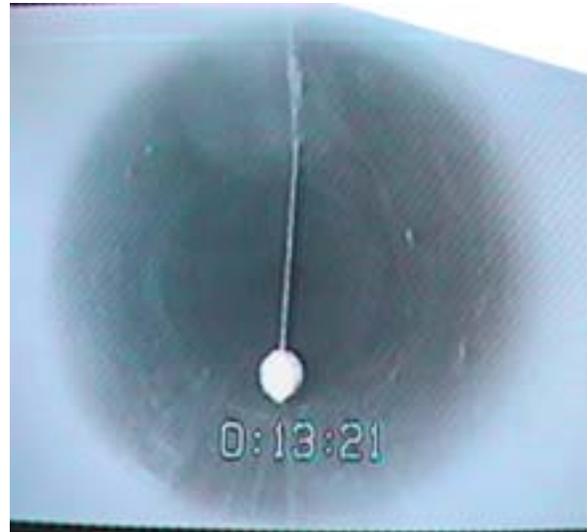
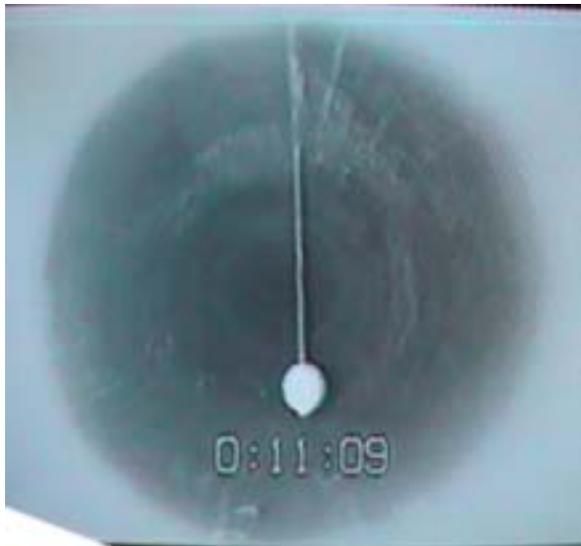
Observation 2001 - trou de forage #1 (Section 3)



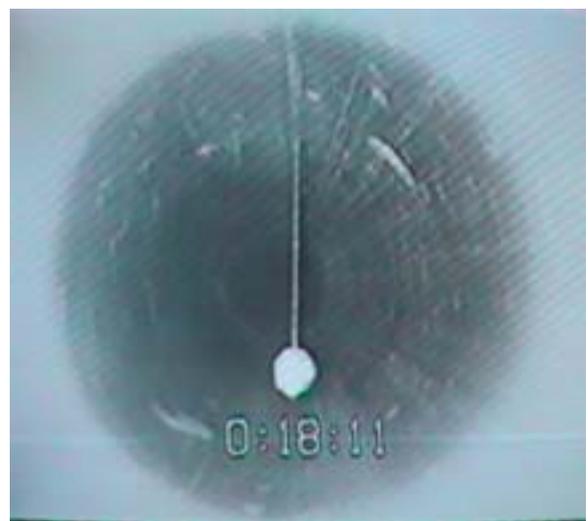
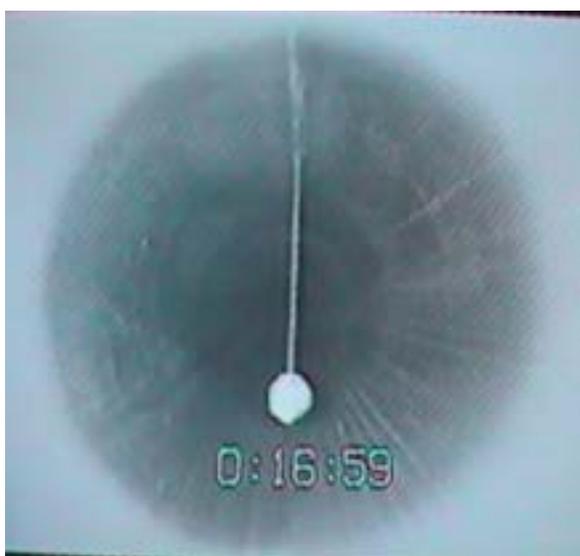
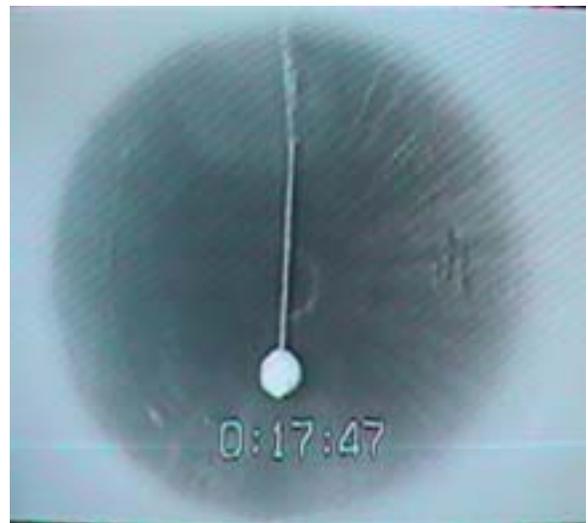
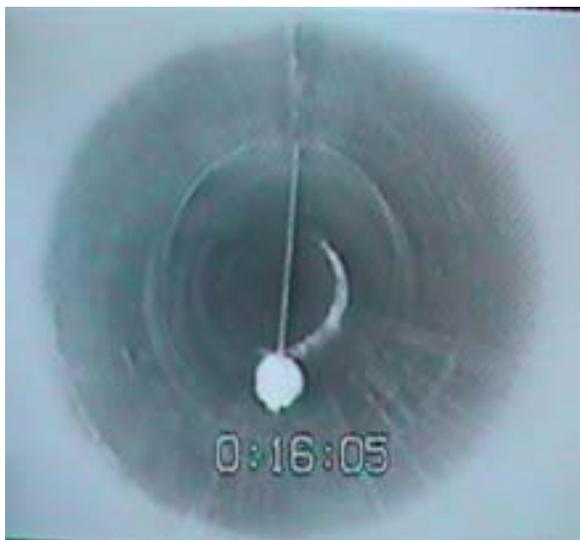
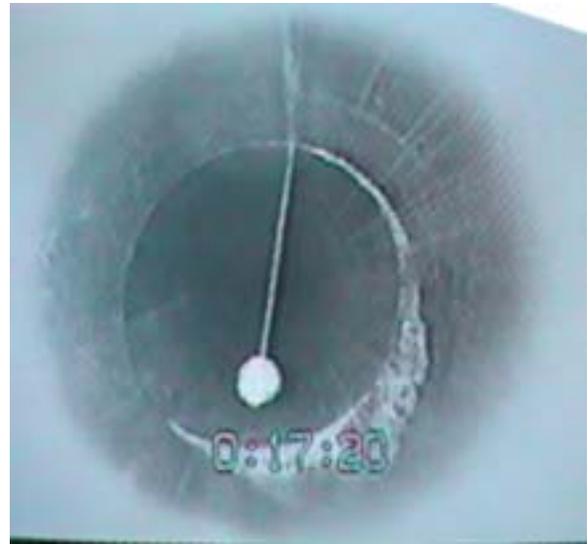
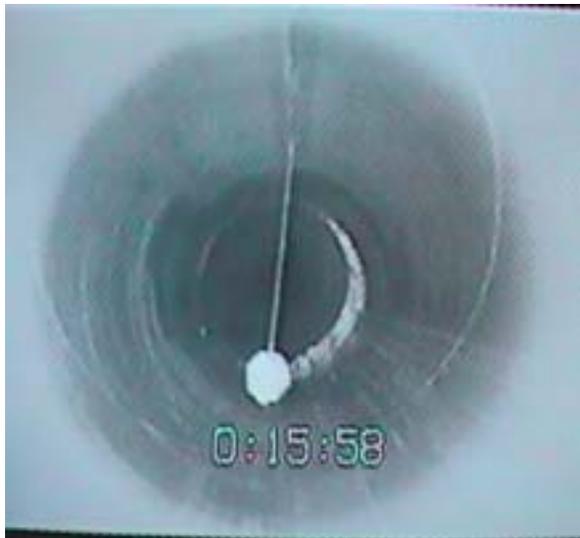
Observation 2001 - trou de forage #1 (Section 3)



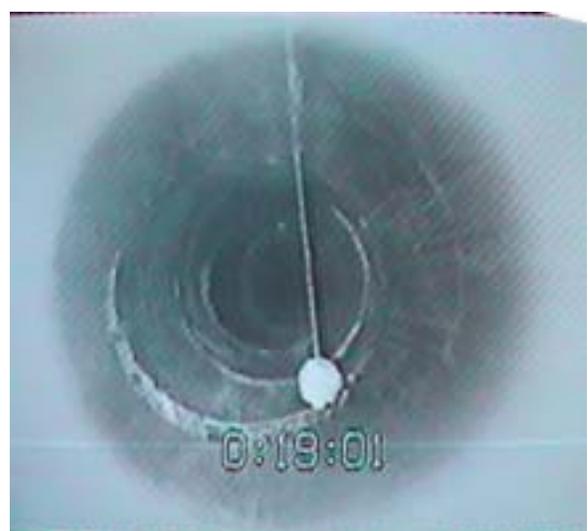
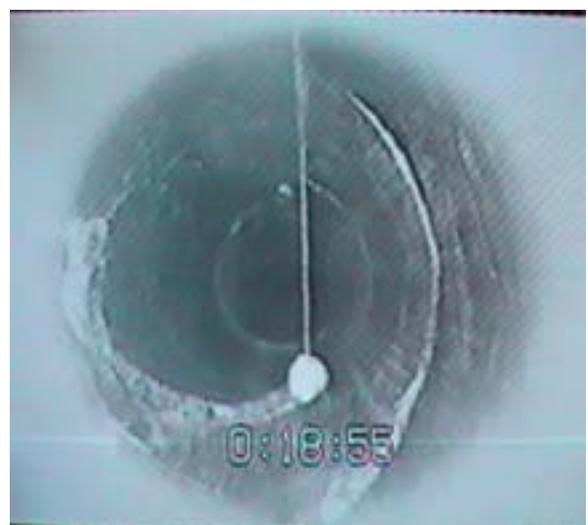
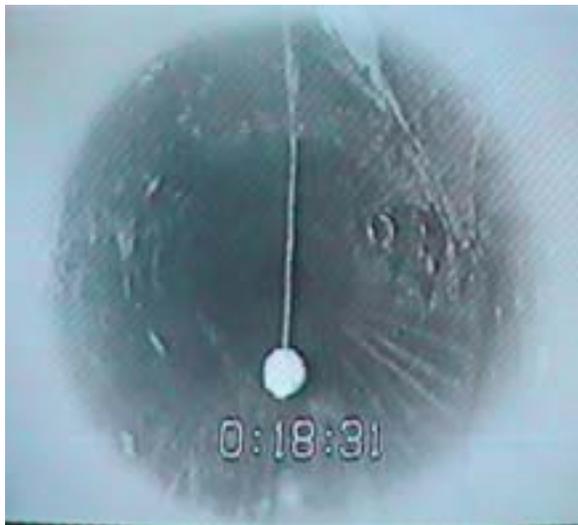
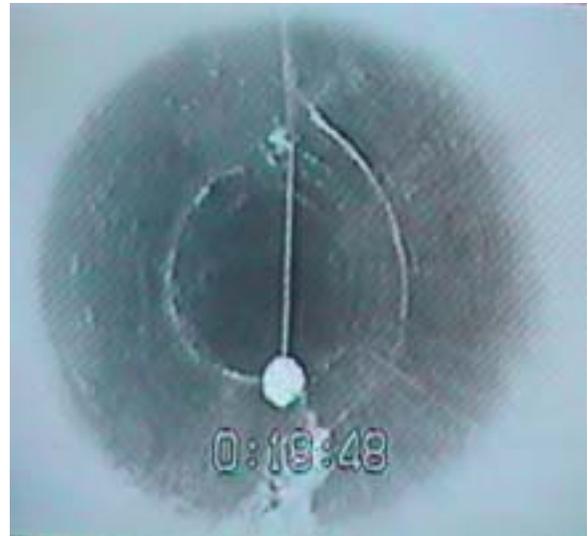
Observation 2001 - trou de forage #1 (Section 3)



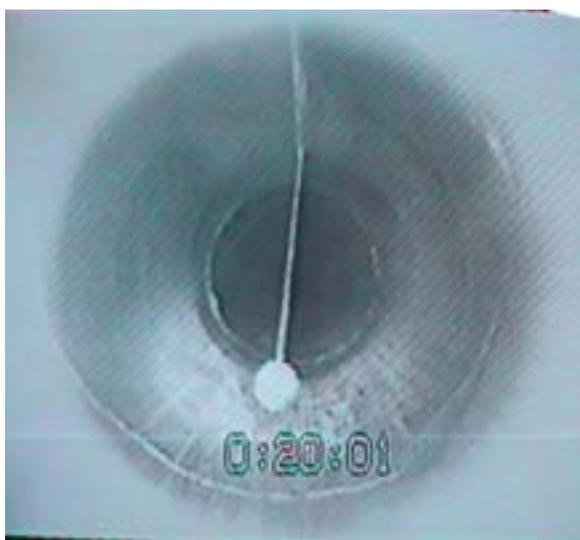
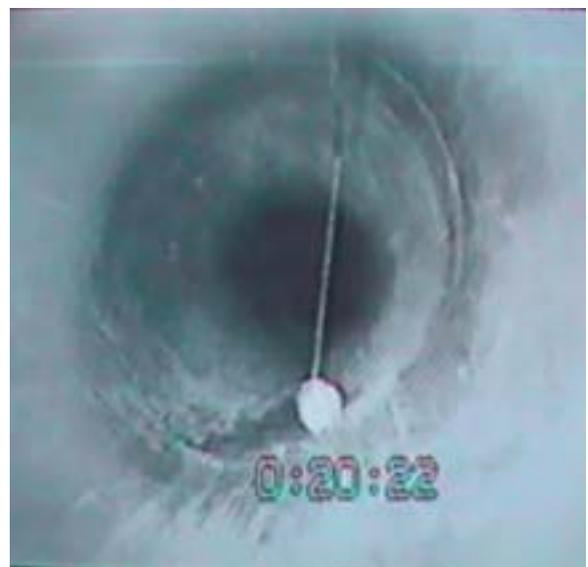
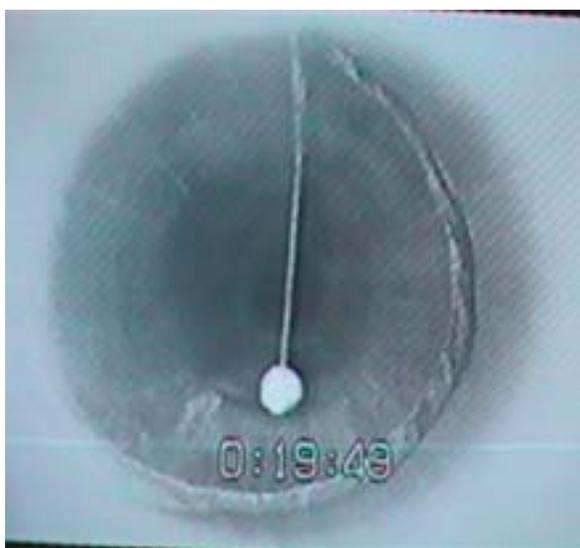
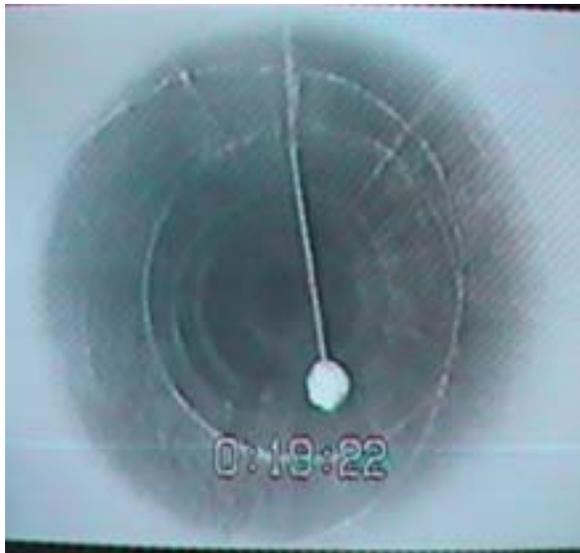
Observation 2001 - trou de forage #1 (Section 3)



Observation 2001 - trou de forage #1 (Section 3)



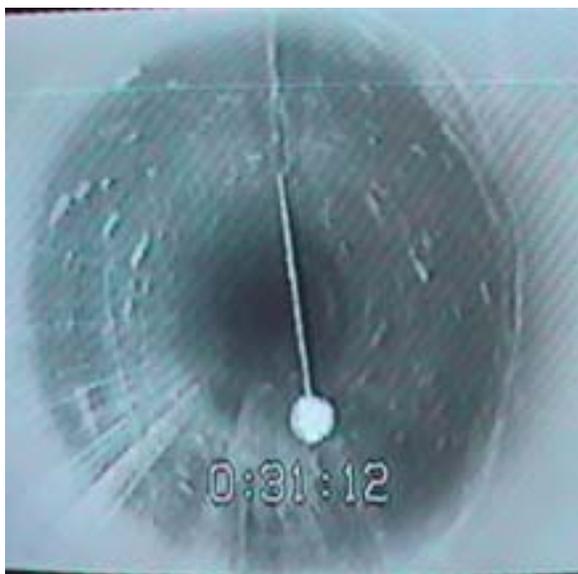
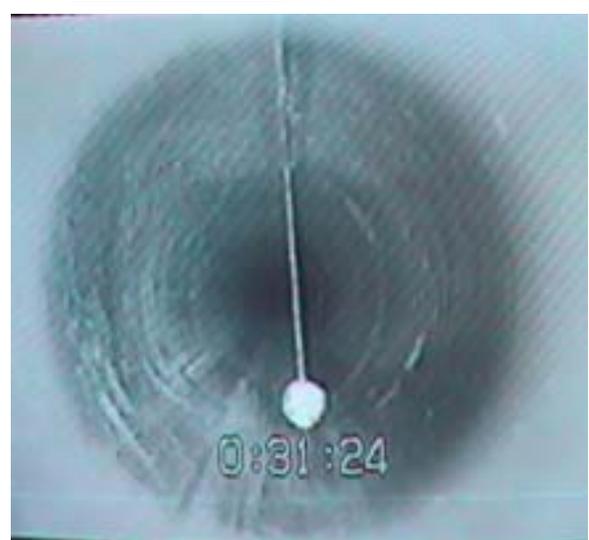
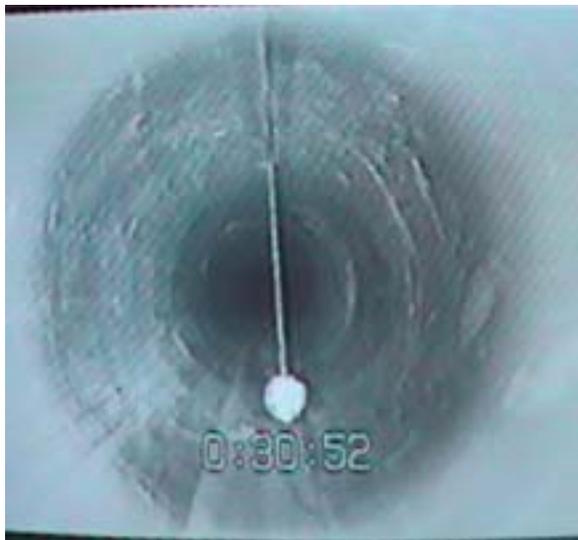
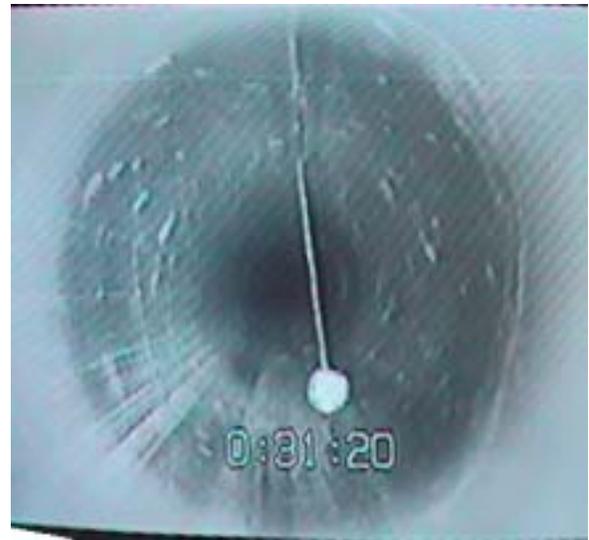
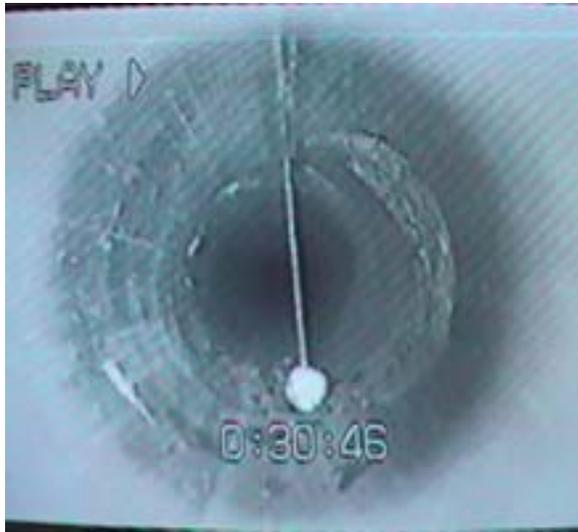
Observation 2001 - trou de forage #1 (Section 3)



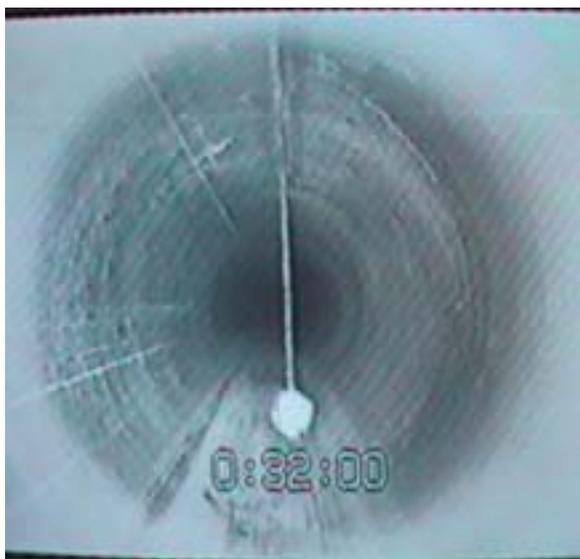
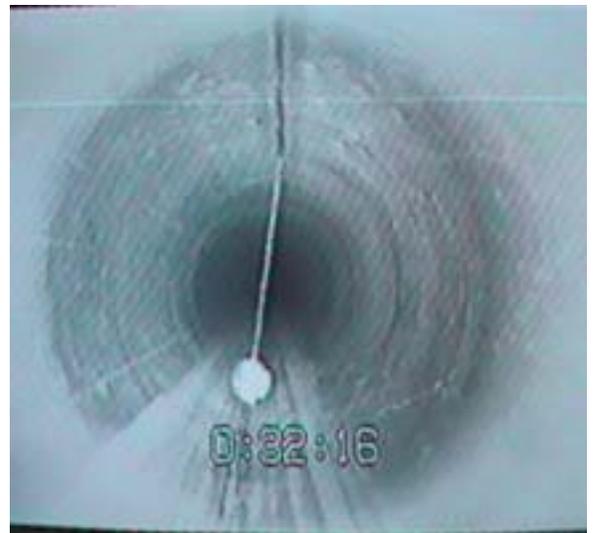
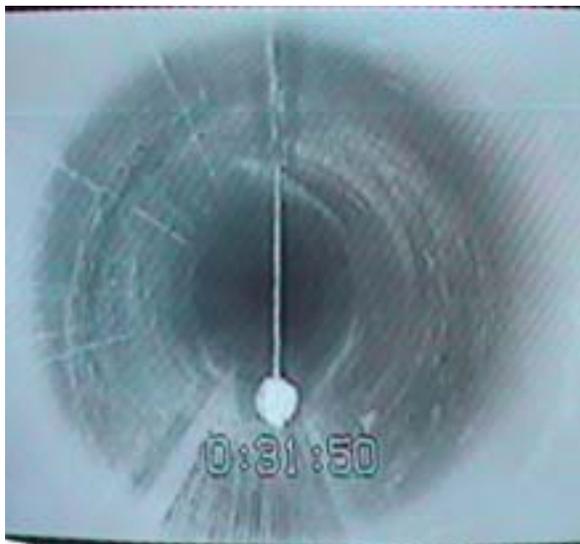
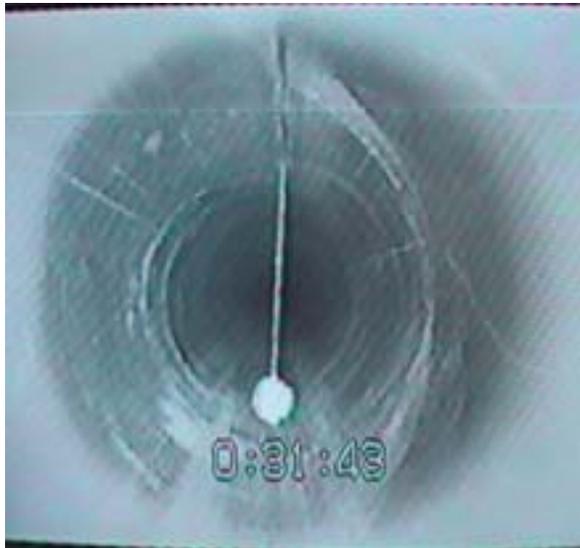
Annexe III – Partie 2

Quelques clichés dans le trou de forage #3.

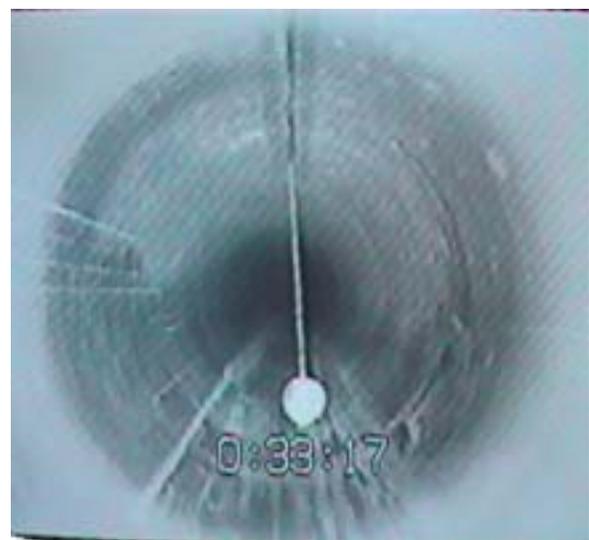
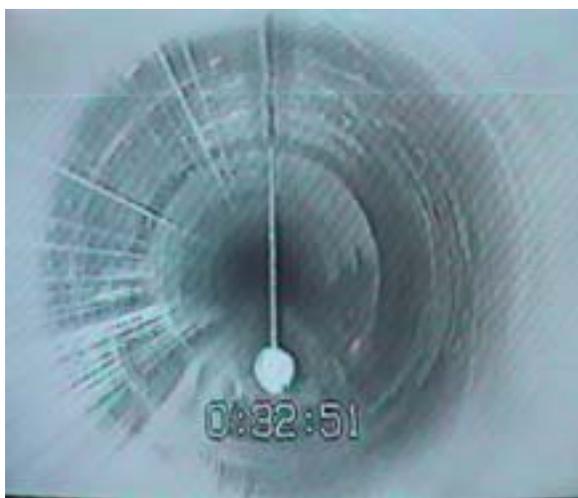
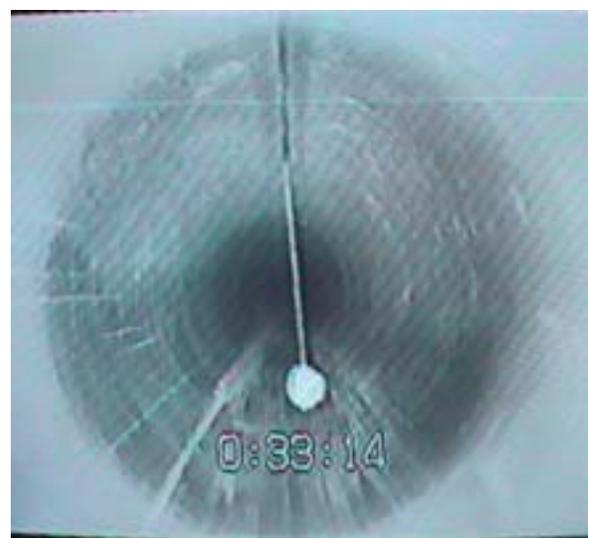
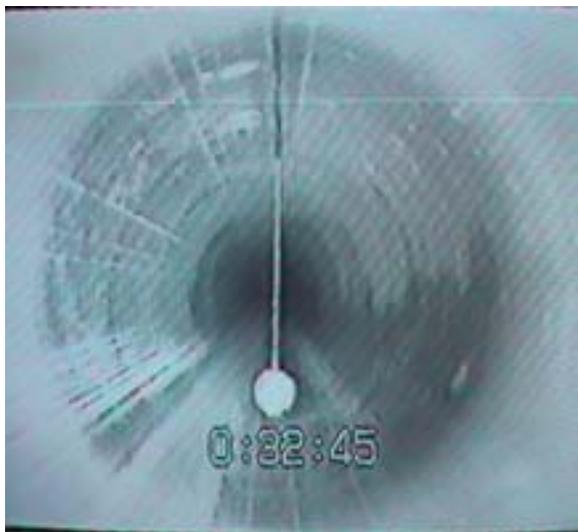
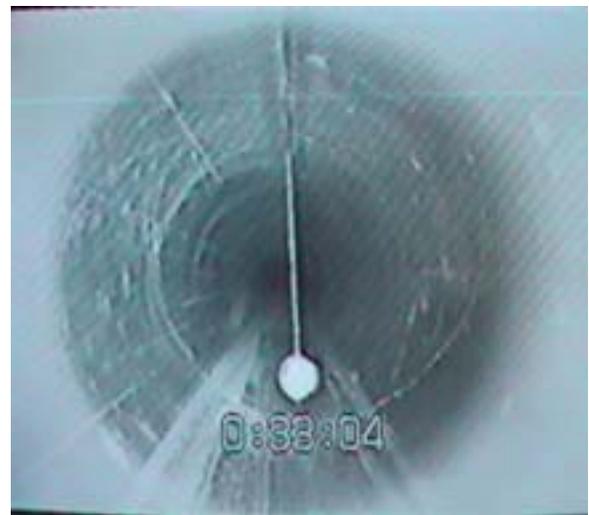
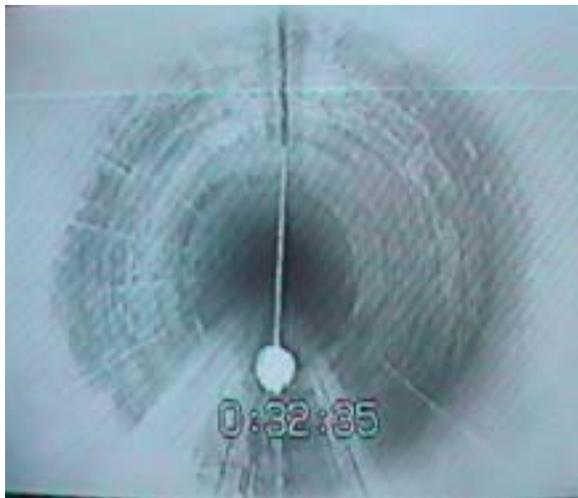
Observation 2001 - trou de forage #3 (Section 1)



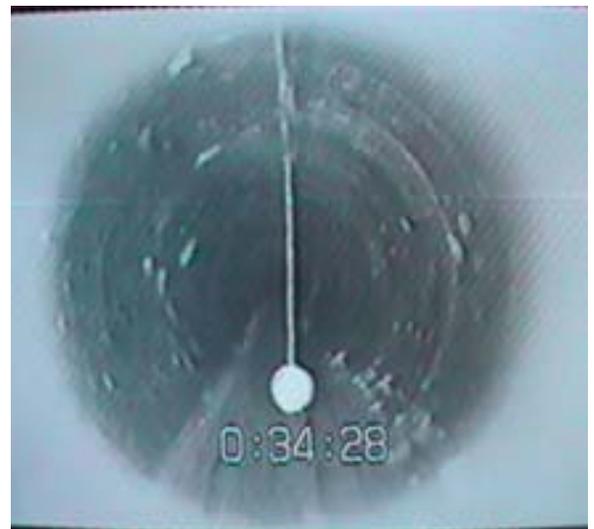
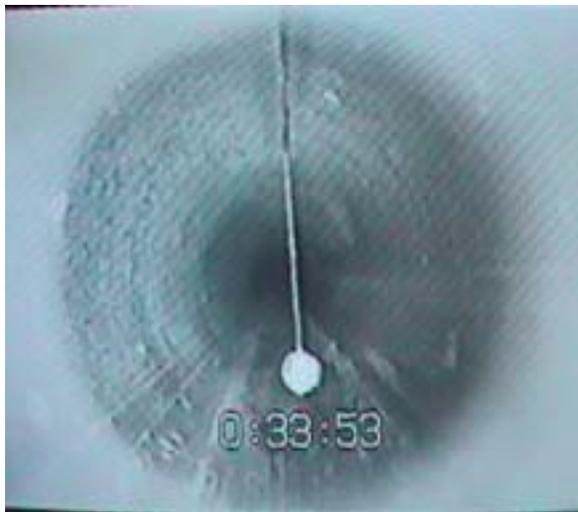
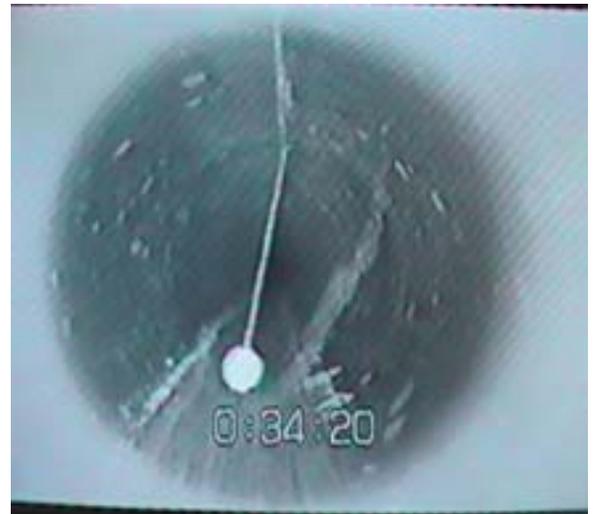
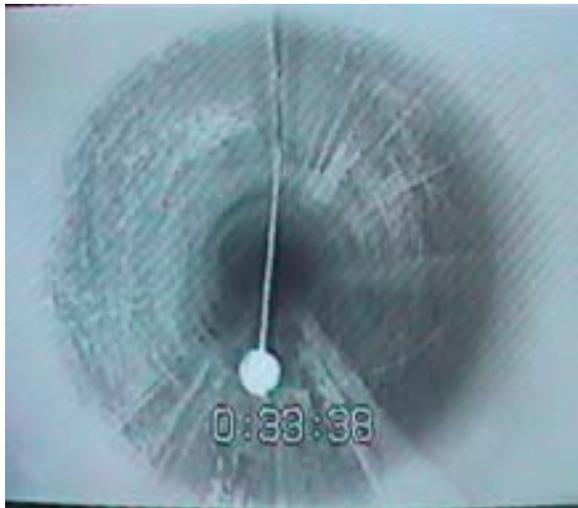
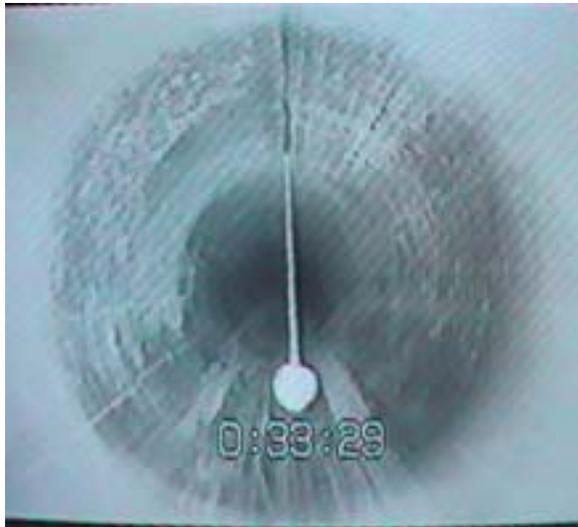
Observation 2001 - trou de forage #3 (Section 1)



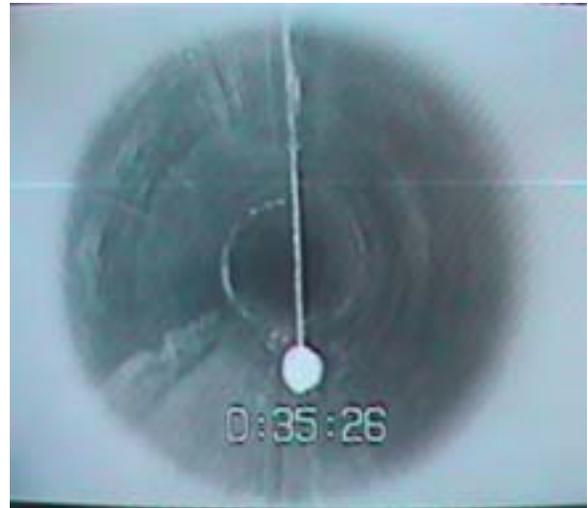
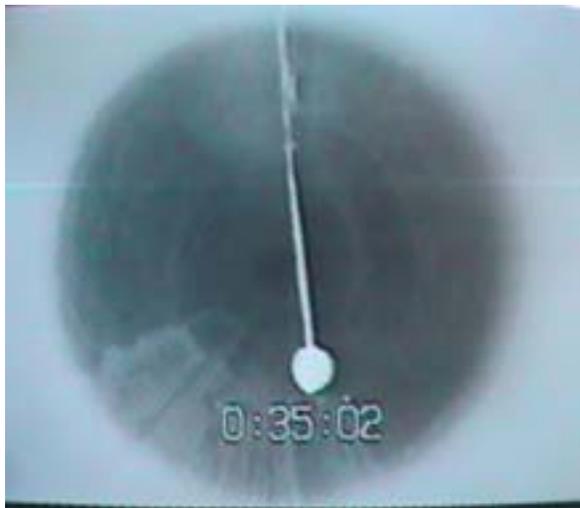
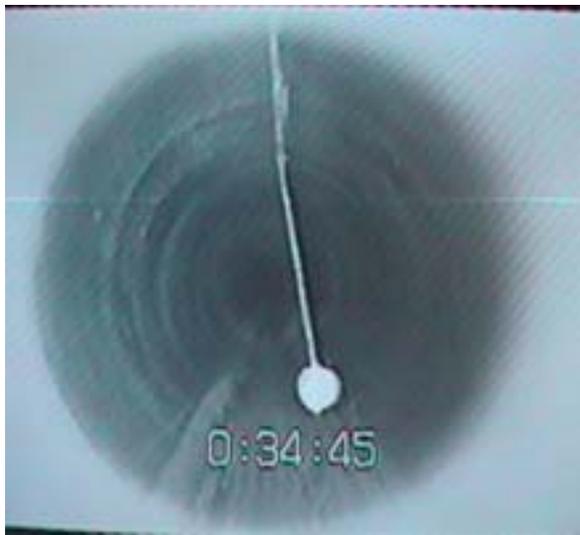
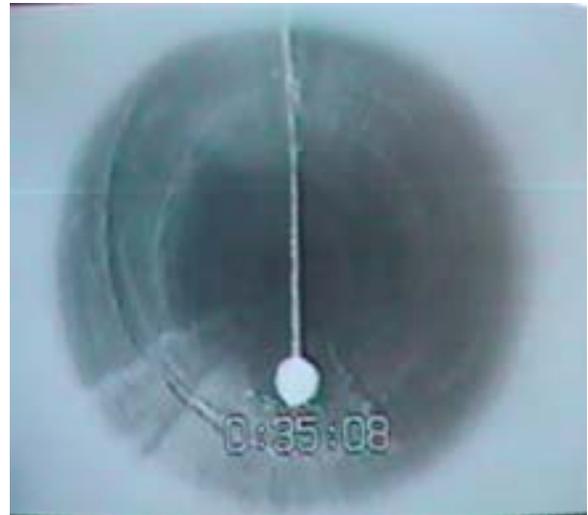
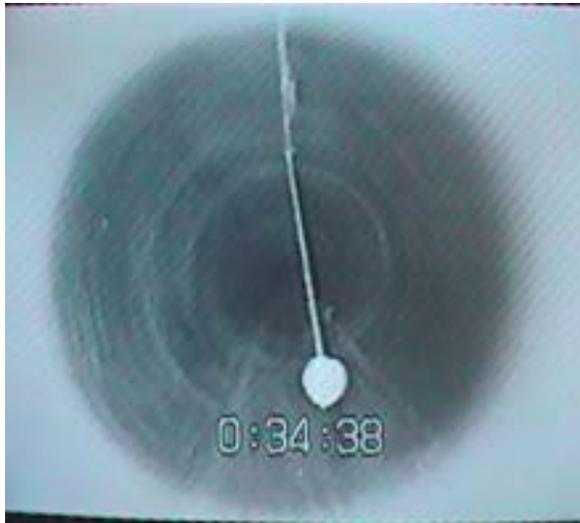
Observation 2001 - trou de forage #3 (Section 1)



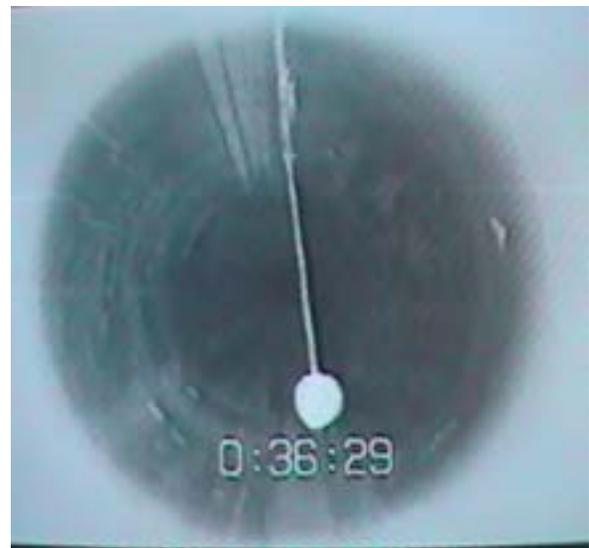
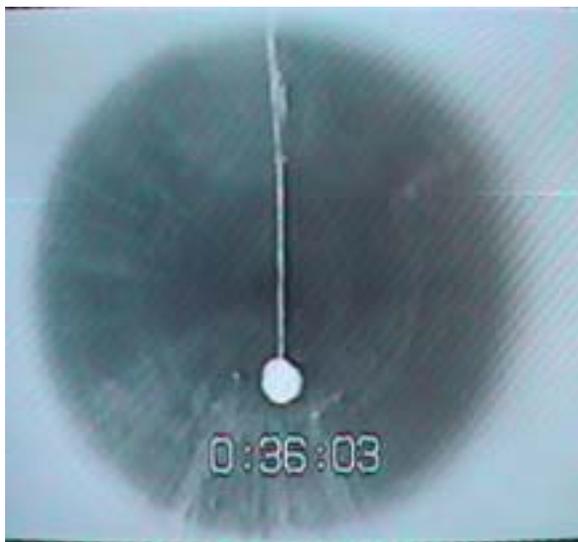
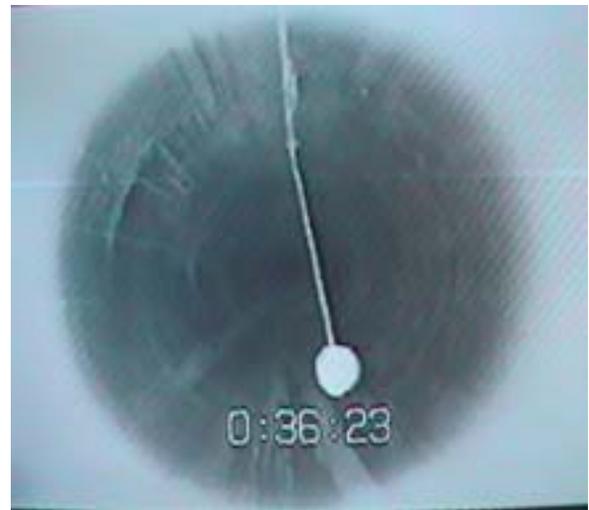
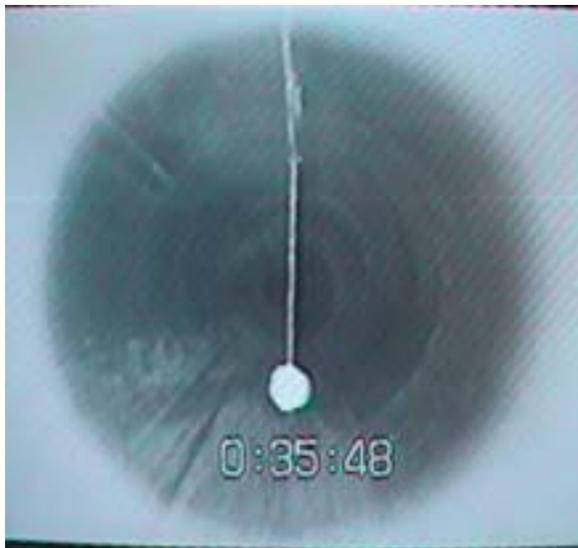
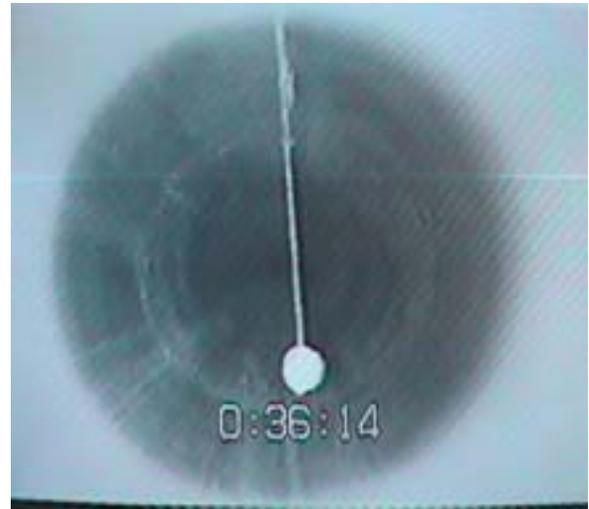
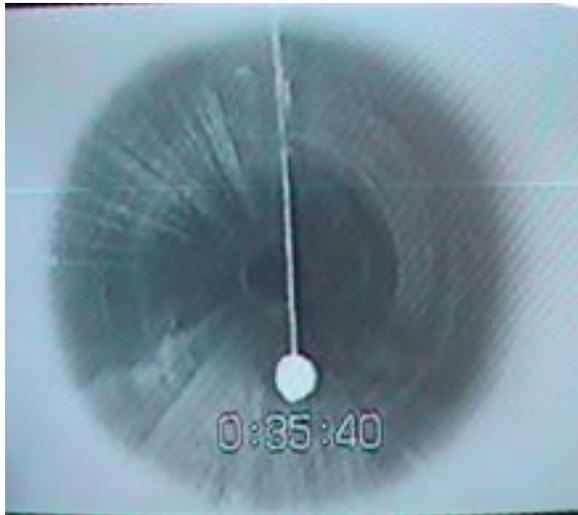
Observation 2001 - trou de forage #3 (Section 1)



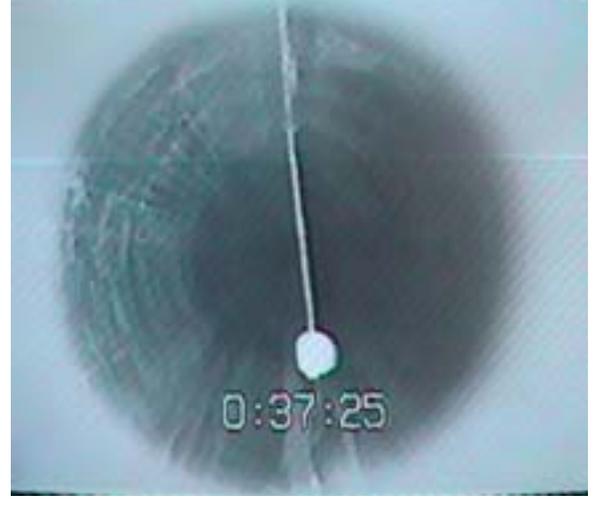
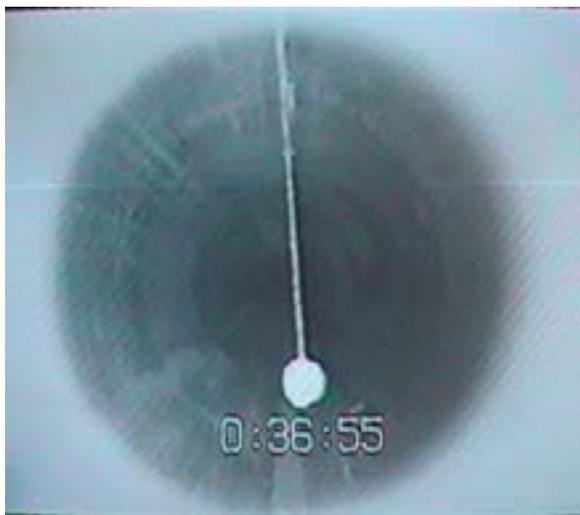
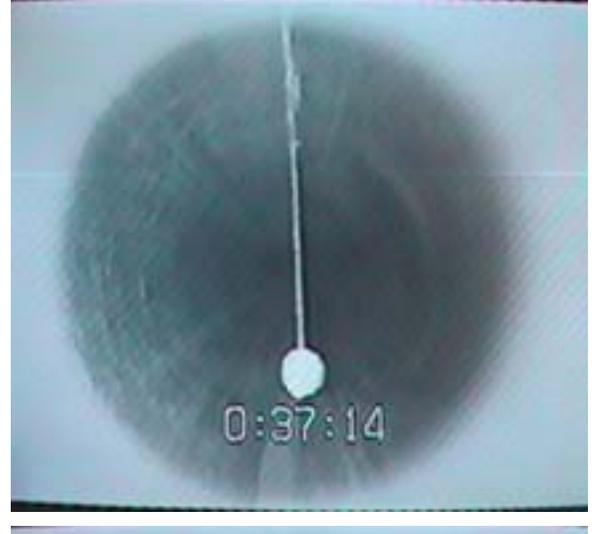
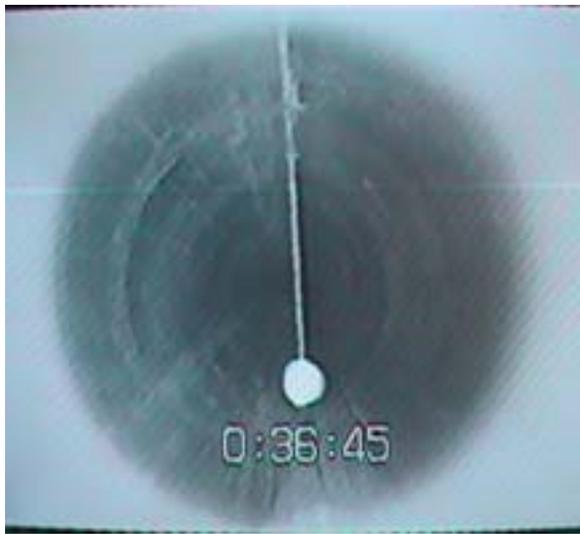
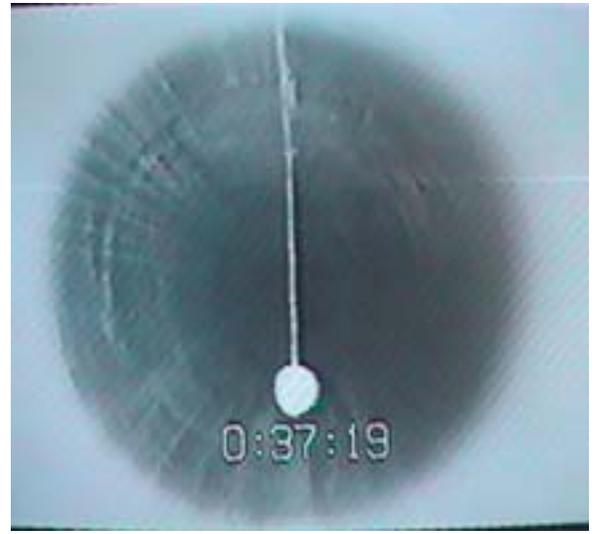
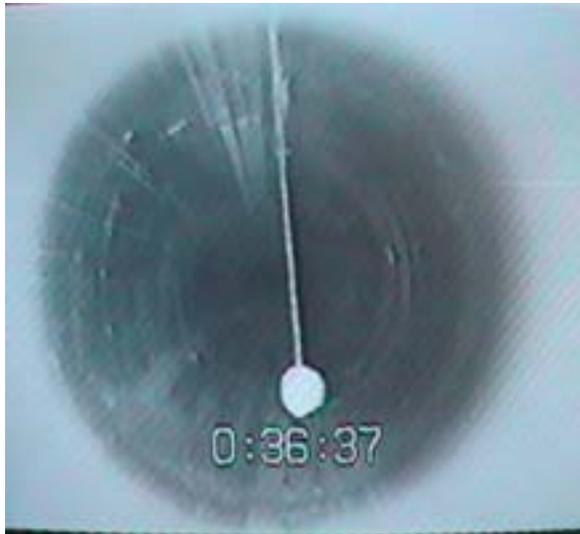
Observation 2001 - trou de forage #3 (Section 1)



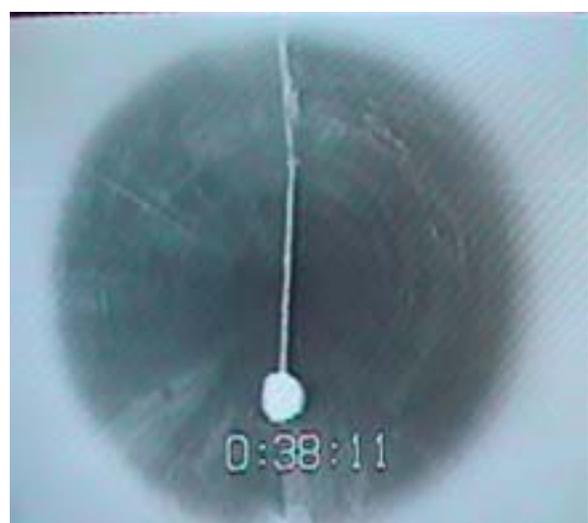
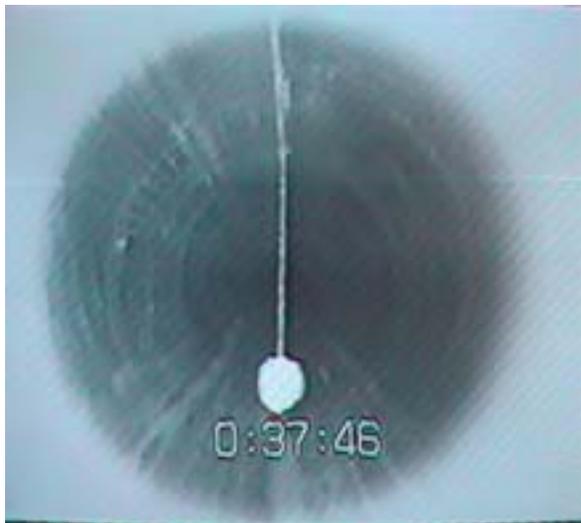
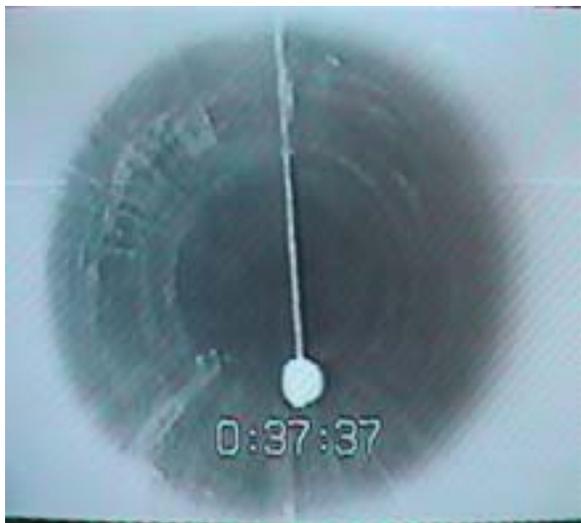
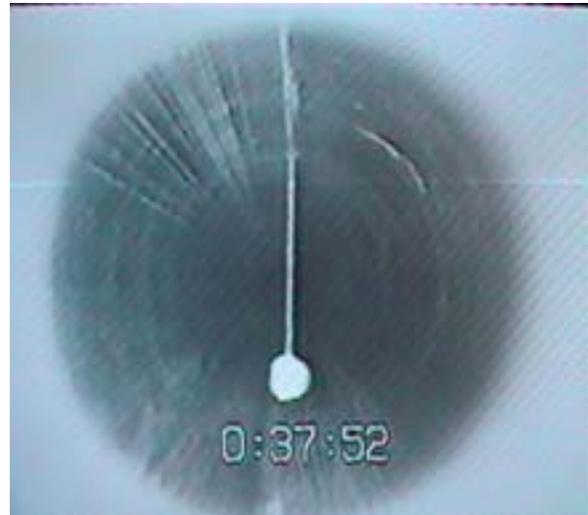
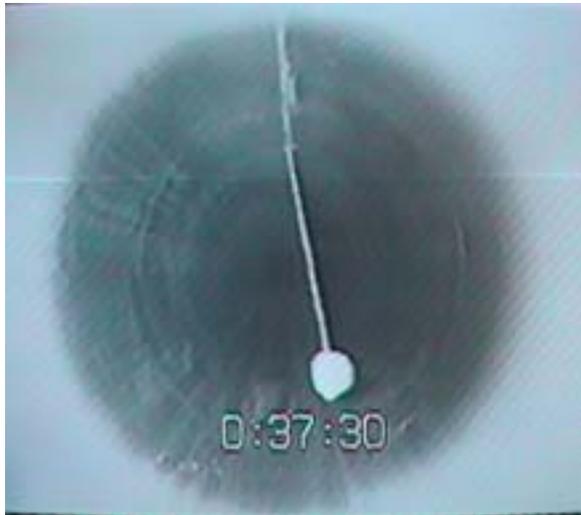
Observation 2001 - trou de forage #3 (Section 1)



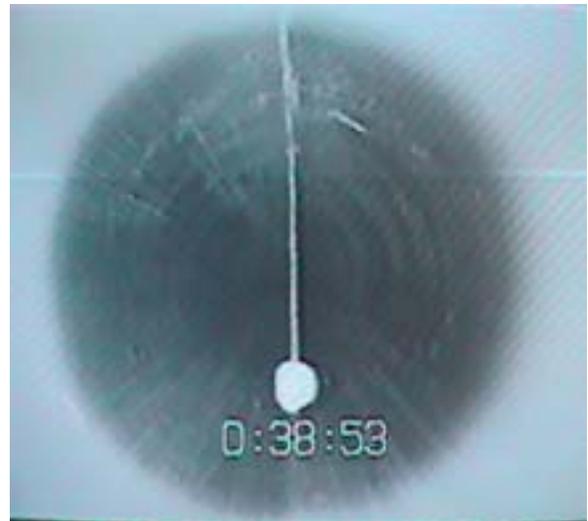
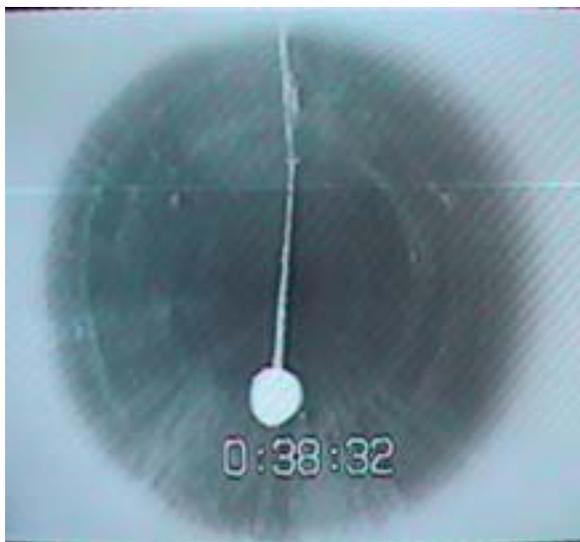
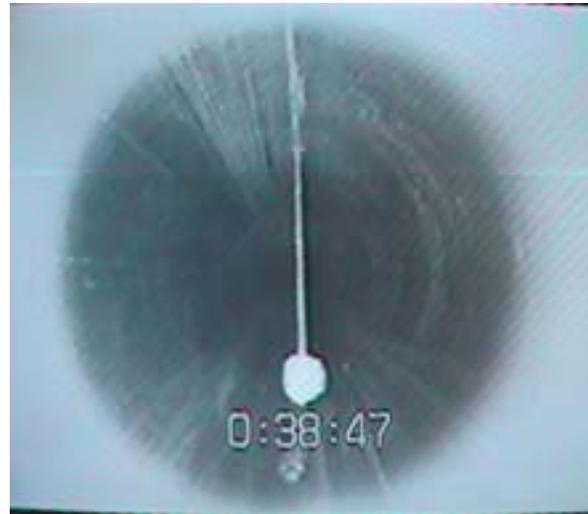
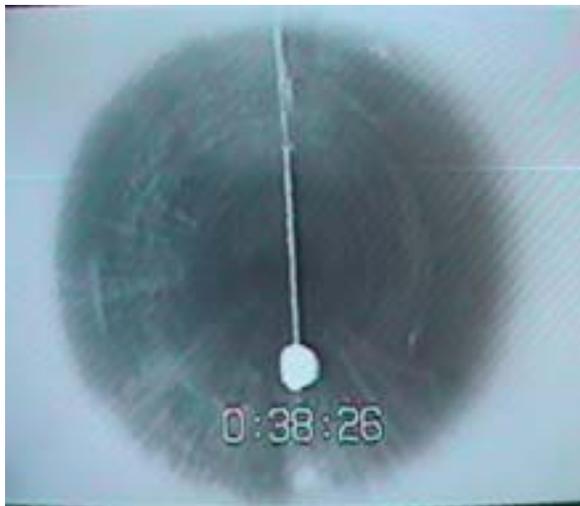
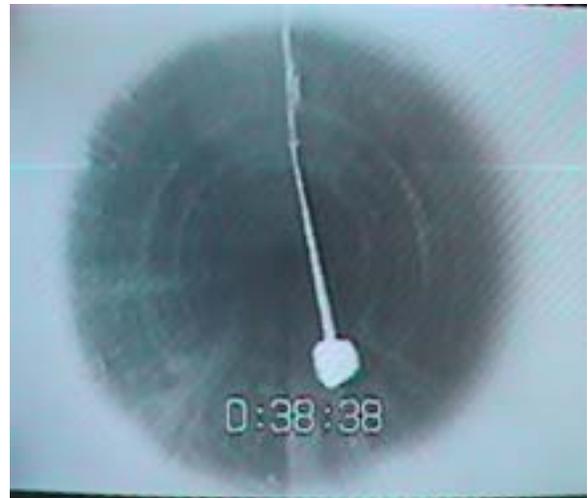
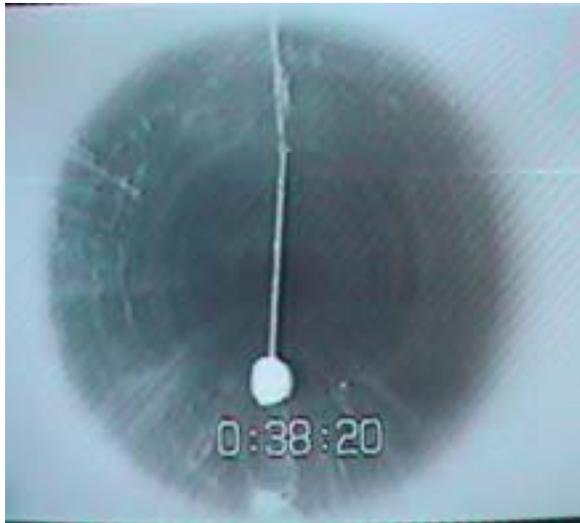
Observation 2001 - trou de forage #3 (Section 1)



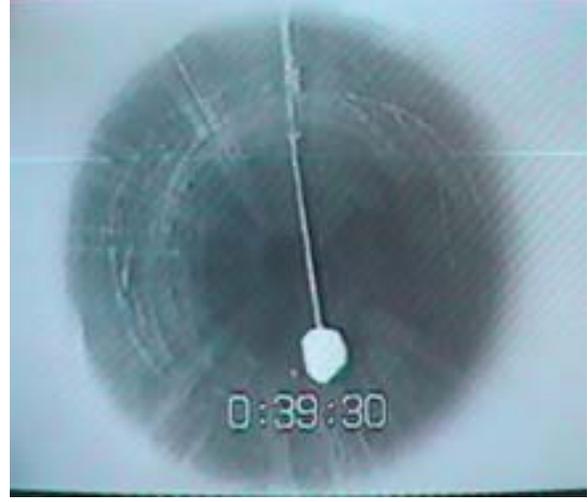
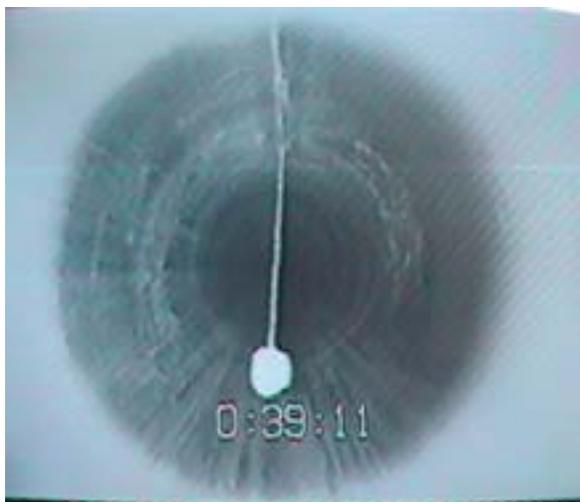
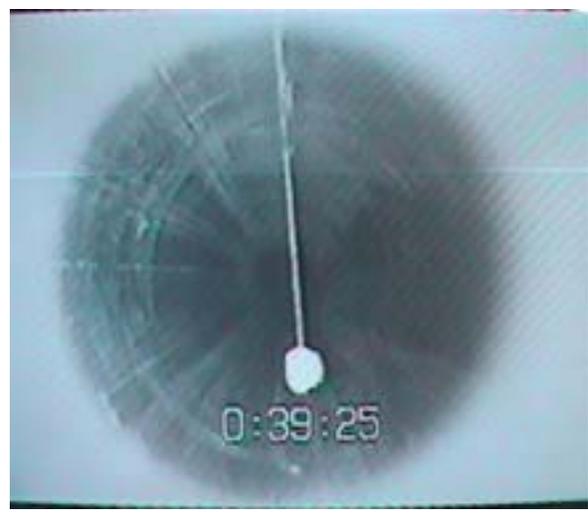
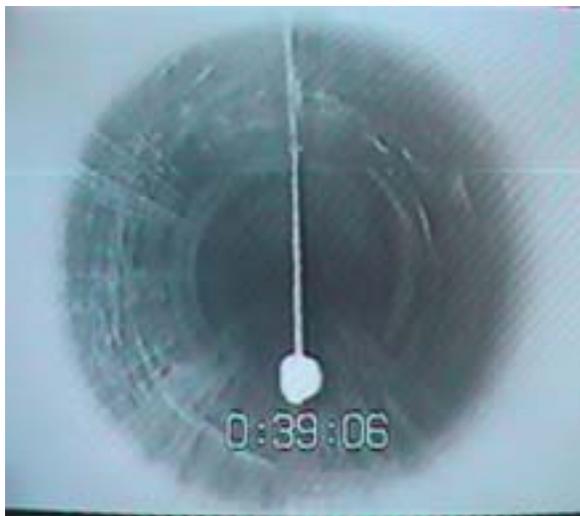
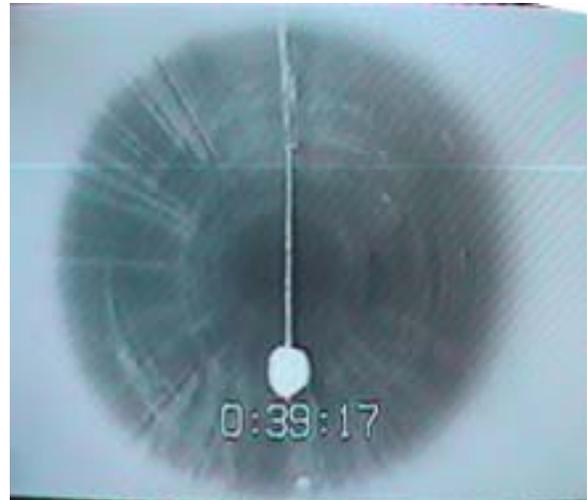
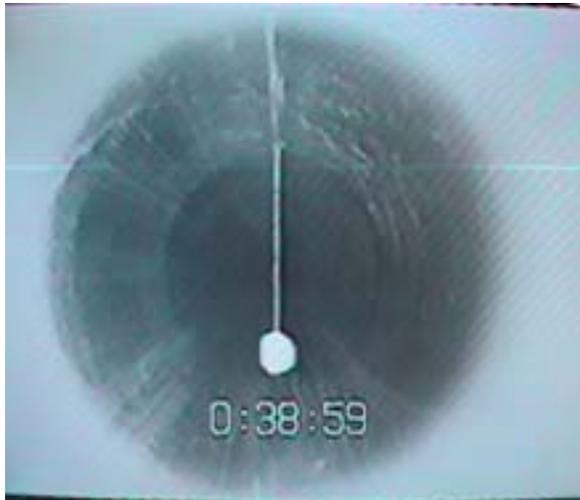
Observation 2001 - trou de forage #3 (Section 1)



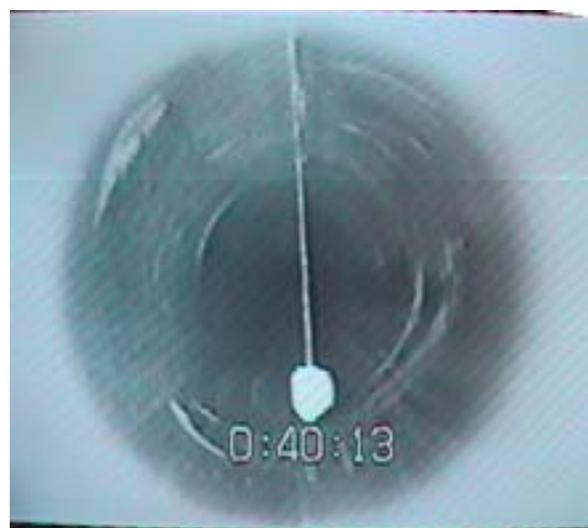
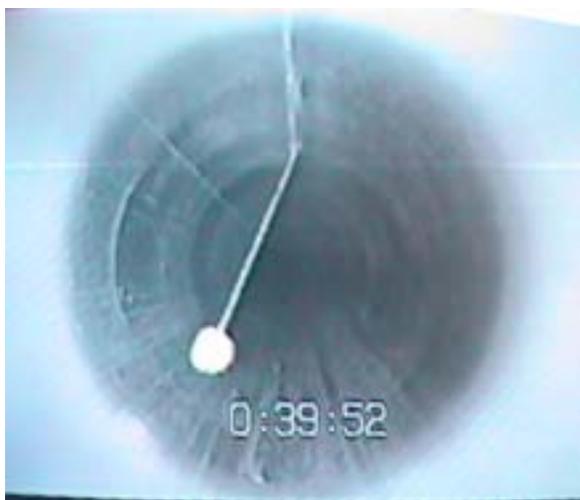
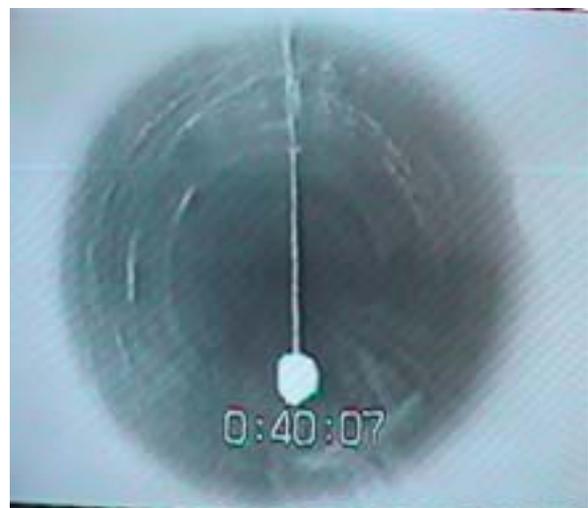
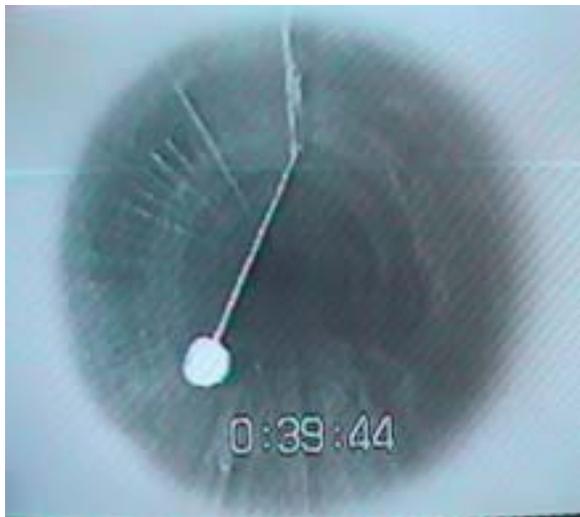
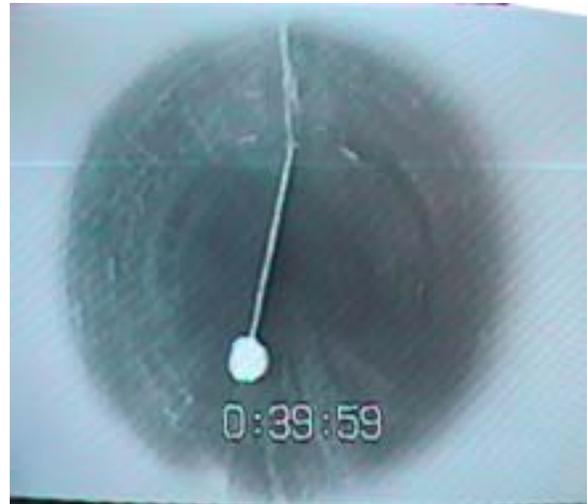
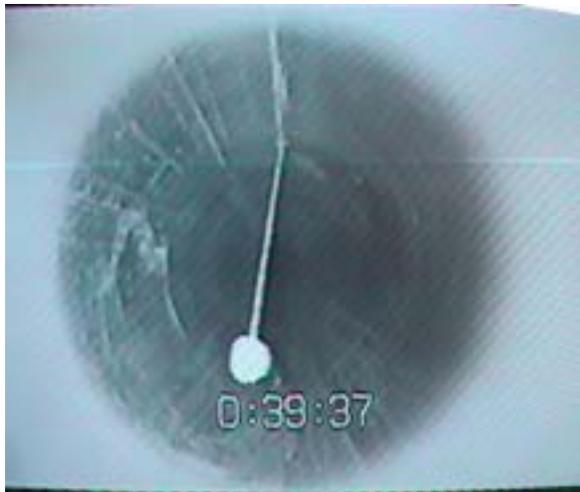
Observation 2001 - trou de forage #3 (Section 1)



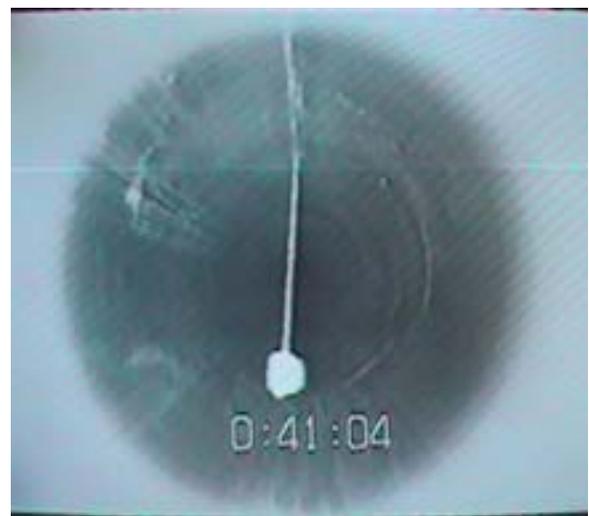
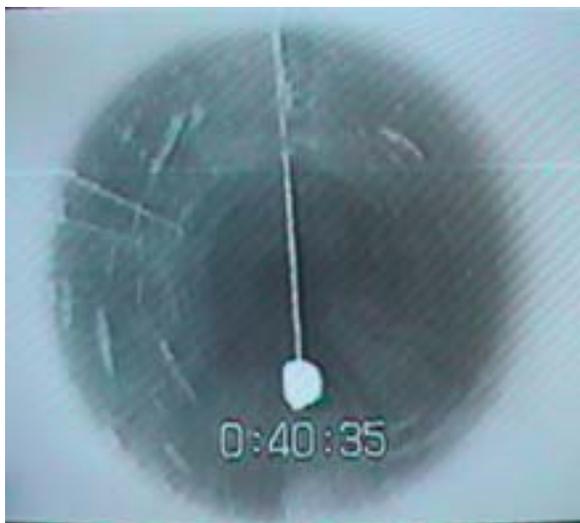
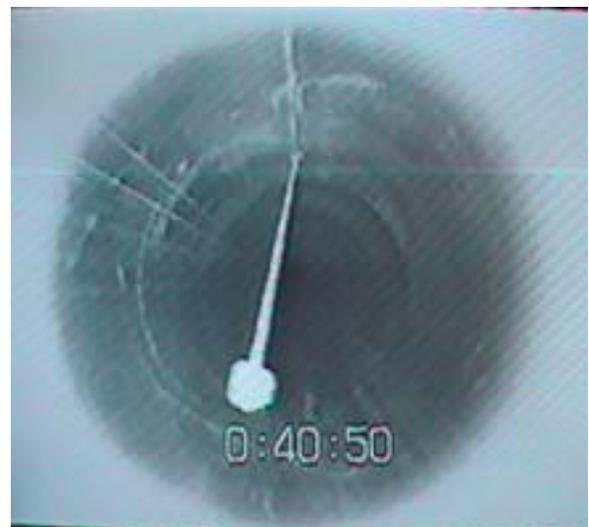
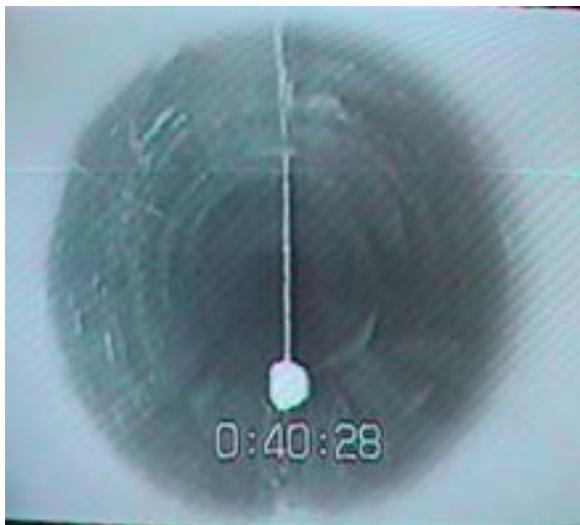
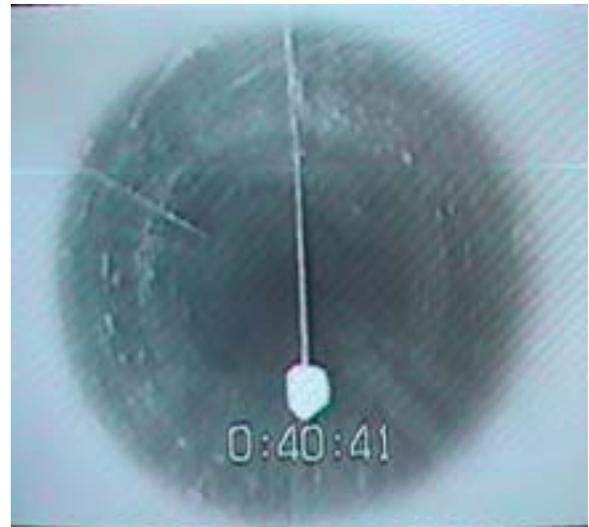
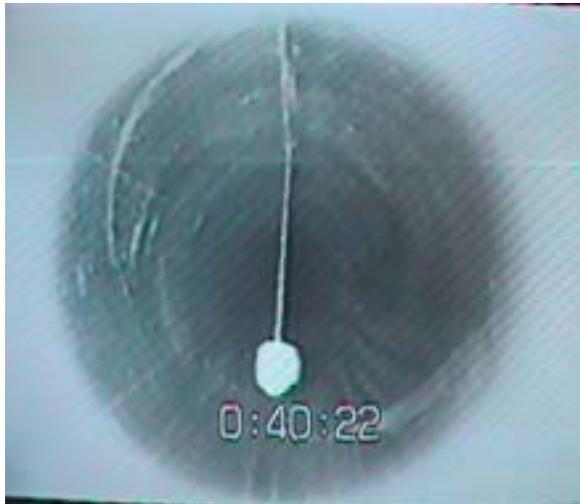
Observation 2001 - trou de forage #3 (Section 1)



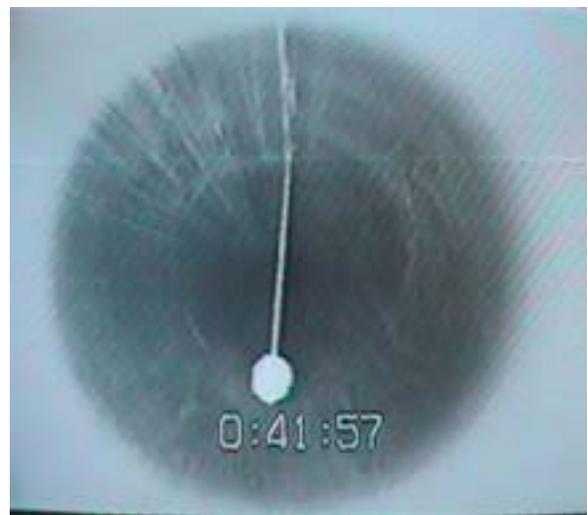
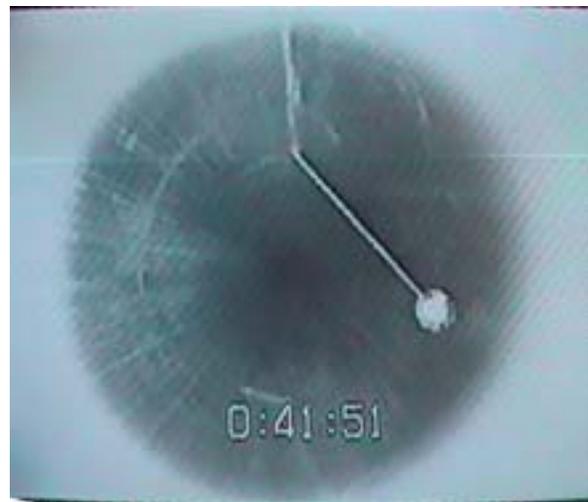
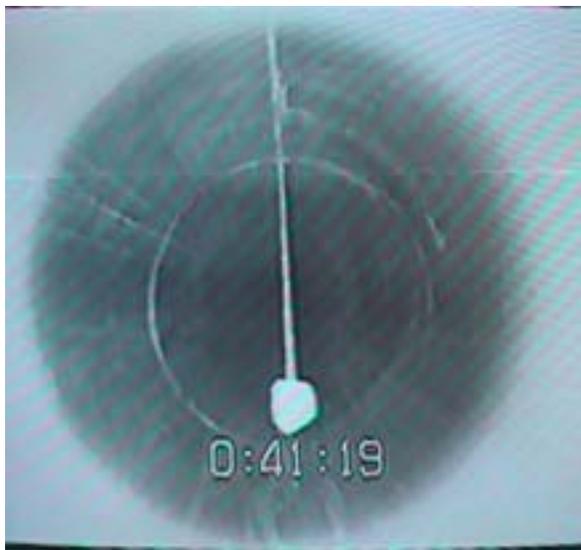
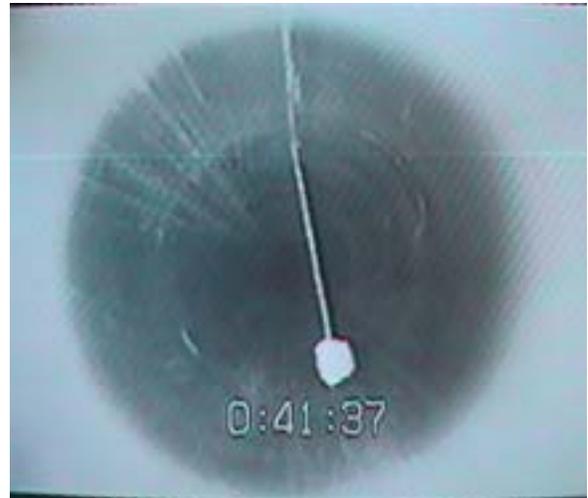
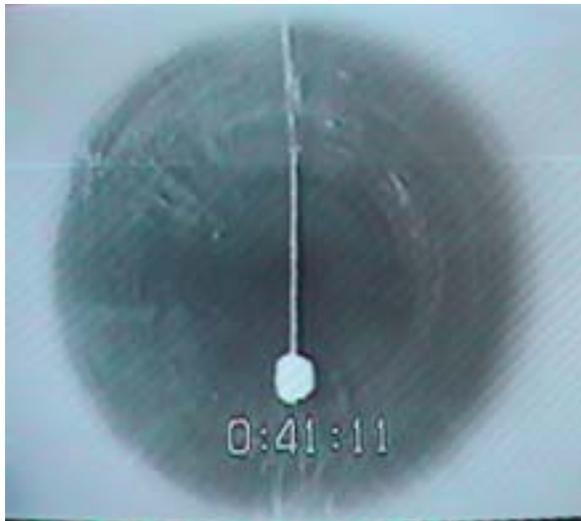
Observation 2001 - trou de forage #3 (Section 1)



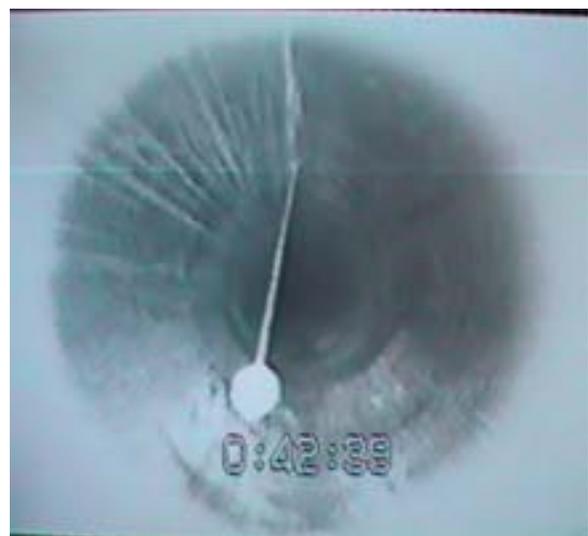
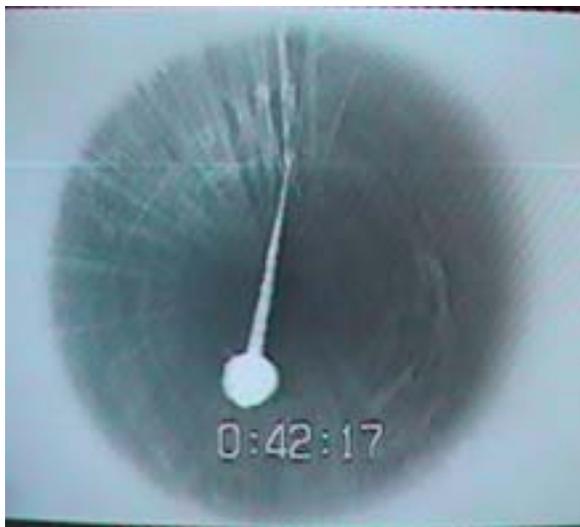
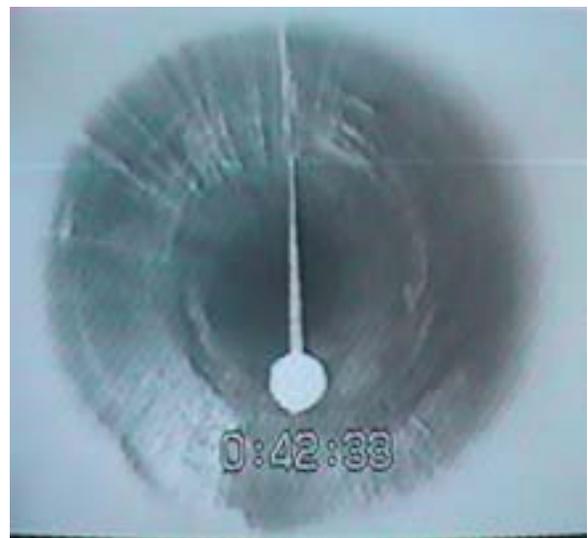
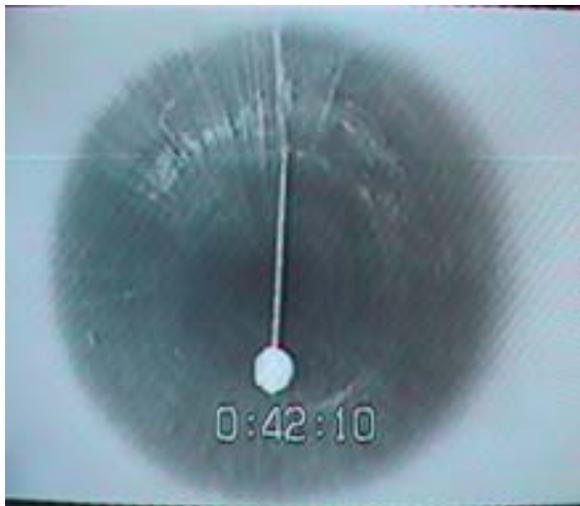
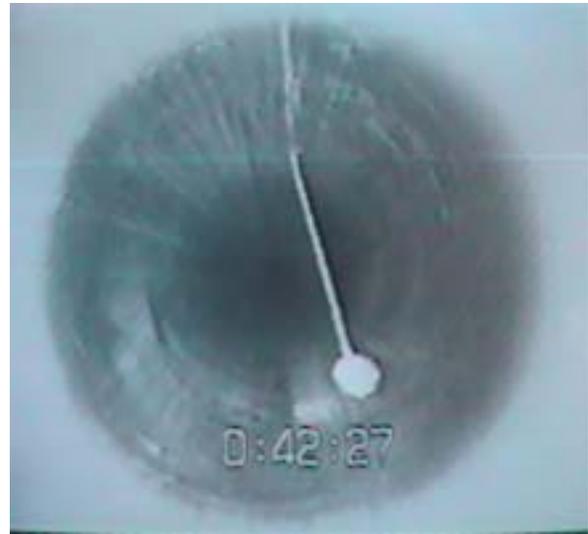
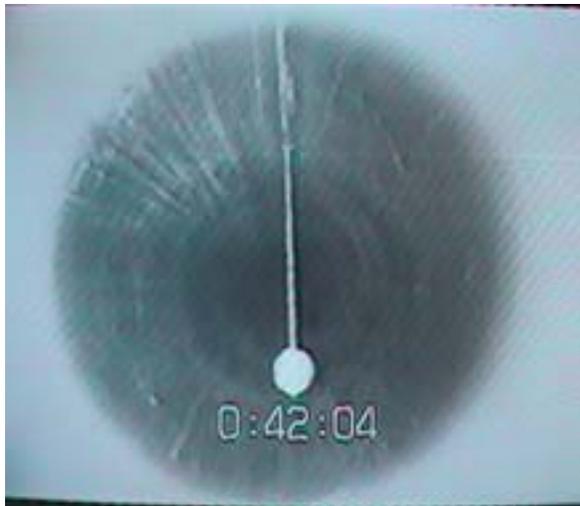
Observation 2001 - trou de forage #3 (Section 1)



Observation 2001 - trou de forage #3 (Section 1)



Observation 2001 - trou de forage #3 (Section 1)



Observation 2001 - trou de forage #3 (Section 1)

