

# MB 2018-25

Problèmes d'exploitations minières associés à la présence des dépôts meubles et en particulier des argiles varvées dans le nord-ouest québécois

Documents complémentaires

*Additional Files*



Licence



*Licence*

Cette première page a été ajoutée au document et ne fait pas partie du rapport tel que soumis par les auteurs.

Énergie et Ressources  
naturelles

Québec 

*Copie de l'original*

**PROBLÈMES D'EXPLOITATIONS MINIÈRES  
ASSOCIÉS A LA PRESENCE DES DÉPÔTS MEUBLES  
ET EN PARTICULIER DES ARGILES VARVÉES,  
DANS LE NORD-OUEST QUÉBÉCOIS**

**rapport présenté par**

**Paul Flon, M.Sc.**

**au**

**Ministère de l'Énergie et des Ressources du Québec**

**Service de la Géotechnique**

**Janvier 1983**

**2112**

*Copie de J. G. G.*

PROBLÈMES D'EXPLOITATIONS MINIÈRES  
ASSOCIÉS A LA PRESENCE DES DÉPÔTS MEUBLES  
ET EN PARTICULIER DES ARGILES VARVÉES,  
DANS LE NORD-OUEST QUÉBÉCOIS

rapport présenté par

Paul Flon, M.Sc.

au

Ministère de l'Énergie et des Ressources du Québec

Service de la Géotechnique

Janvier 1983

## AVANT-PROPOS

Par contrat intervenu le 31 mai 1982 entre le ministère de l'Energie et des Ressources du Québec et Paul Flon, M.Sc., ce dernier a entrepris d'étudier l'aspect géotechnique des problèmes d'exploitation minérale dus à la présence de dépôts meubles.

Cette recherche devait d'abord faire l'objet d'une synthèse des connaissances sur les argiles varvées, et devait être ensuite reliée aux problèmes que rencontre l'exploitant minier en raison de la présence de ces dépôts. Cet objectif a été élargi en septembre 1982 et ne concerne plus seulement les argiles varvées, mais l'ensemble des dépôts meubles du nord-ouest québécois.

Cette vue plus complète des problèmes, résulte de nouvelles dispositions prises au sein du ministère, mais aussi du résultat des premiers mois de travail. En effet, dès qu'on aborde la question des difficultés de la mine, vis-à-vis de l'obstacle que sont les argiles varvées à une meilleure rentabilité de cette mine, on se rend compte que ces difficultés sont dues à l'ensemble des caractéristiques de tous les dépôts superficiels, comme leur épaisseur, ou leur potentiel de liquéfaction.

Un rapport préliminaire présenté en septembre 1982, donnait une liste bibliographique assez complète des études effectuées jusqu'à nos jours sur les argiles varvées, faisait le bilan des données géotechniques obtenues auprès des sociétés minières ou des laboratoires de géotechnique, et donnait un aperçu de ce que contiendrait le rapport final.

Le présent rapport traite donc d'un éventail assez large de sujets, et devant la période de temps assez courte qui a été assignée à la réalisation de ce travail, soit environ six mois, on conçoit que tous les domaines n'aient pas été analysés dans le détail. De ce fait, l'étude bibliographique sur les argiles varvées qui devait aboutir à un état des connaissances de la question, sera légèrement simplifiée au profit d'une synthèse globale des problèmes auxquels sont confrontées les exploitations minières, problèmes dus à la présence des argiles et des dépôts granulaires, avant, pendant, et après la vie de la mine.

Par ailleurs, les données géotechniques récupérées pour toute la région du nord-ouest québécois, n'ont pas toutes été compilées, et la carte géotechnique qui devait en résulter, ne sera donc pas finalisée; ce travail est néanmoins amorcé et les éléments qui permettront de le poursuivre sont précisés dans ce rapport.

Nous pensons ainsi que la plupart des problèmes miniers ont été passés en revue, les principaux ayant reçu une attention particulière, c'est-à-dire la stabilité des pentes de dépôts meubles dans les mines à ciel ouvert, et l'entreposage des stériles provenant de toute exploitation minière. Cette synthèse s'accompagne d'une liste bibliographique associée à chaque sujet qui permettra au lecteur de s'y intéresser davantage. En définitive, nous espérons que ce travail constituera un document de base utile à toute personne ou compagnie québécoise qui veut poursuivre l'étude des problèmes miniers et qui oeuvre dans le nord-ouest québécois.

## RÉSUMÉ

Suite au besoin de l'industrie minière québécoise de mieux connaître le comportement des dépôts meubles, afin de mieux cerner et traiter les problèmes d'exploitation dus à la présence de ces dépôts, le ministère de l'Energie et des Ressources du Québec cherche à répondre à ce besoin, sous forme par exemple de ce rapport publié par le ministère.

L'étude porte sur les dépôts des régions minières du nord-ouest québécois. Les dépôts granulaires et les dépôts d'argiles lacustres ont été sommairement décrits et leurs propriétés ont été reliées à leur comportement; le rôle de l'eau a été mis en relief; le comportement des argiles varvées, qui ont des caractéristiques particulières, a fait l'objet d'une plus grande attention. L'impact de ces comportements sur l'exploitation de la mine a ensuite été analysé, dans les cas des pentes de mines à ciel ouvert et des entreposages de résidus miniers; l'influence des vibrations sur les sols (dynamitage en particulier) est étudiée; on donne ensuite un aperçu de l'aspect écologique de l'exploitation minière. Nous élaborons en dernier lieu une importante bibliographie, qui cite une bonne part des sources de cette étude, et contribue à créer une base de travail dans le domaine.

## TABLE DES MATIERES

|  | Page |
|--|------|
| 1. INTRODUCTION.....                                       | 1    |
| 1.1 Origine des problèmes miniers.....                     | 1    |
| 1.2 But de l'étude.....                                    | 2    |
| 1.3 Contenu de l'étude.....                                | 2    |
| 2. RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE.....                          | 5    |
| 2.1 Présentation.....                                      | 5    |
| 2.2 Provenance.....  | 5    |
| 2.3 Contenu.....   | 6    |
| 2.3.1 Bibliographie relative aux argiles varvées.....      | 6    |
| 2.3.2 Bibliographie relative aux problèmes miniers....     | 7    |
| 3. LES DEPOTS MEUBLES.....                                 | 9    |
| 3.1 Présentation générale.....                             | 9    |
| 3.2 Différentes sortes de dépôts du nord-ouest québécois.. | 14   |
| 3.2.1 Sédiments morainiques.....                           | 14   |
| 3.2.2 Sédiments fluvioglaciaires.....                      | 15   |
| 3.2.3 Sédiments lacustres.....                             | 16   |
| 3.2.4 Sédiments éoliens et autres.....                     | 17   |
| 3.3 Comportement des dépôts meubles granulaires.....       | 18   |
| 3.3.1 Généralités.....                                     | 18   |
| 3.3.2 Caractéristiques des sols granulaires.....           | 19   |
| 3.3.2.1 Caractéristiques chimiques.....                    | 19   |
| 3.3.2.2 Caractéristiques physiques.....                    | 20   |
| 3.3.2.3 Caractéristiques mécaniques.....                   | 20   |
| 3.3.3 Diverses formes de l'action de l'eau.....            | 26   |
| 3.3.3.1 Généralités.....                                   | 26   |
| 3.3.3.2 Effets statiques de l'eau interstitielle           | 26   |

|  | Page      |
|--|-----------|
| 3.3.3.3 Effets dynamiques de l'eau interstitielle                      | 27        |
| 3.3.4 Tassement des sols granulaires.....                              | 30        |
| 3.3.4.1 Généralités.....   | 30        |
| 3.3.4.2 Tassement des sols secs ou bien drainés..                      | 31        |
| 3.3.4.3 Tassement des sols saturés et insuffi-<br>samment drainés..... | 32        |
| 3.3.5 Liquéfaction des sols granulaires.....                           | 33        |
| 3.3.5.1 Distinction sable-argile.....                                  | 33        |
| 3.3.5.2 Causes de la liquéfaction des sables.....                      | 34        |
| 3.3.5.3 Caractéristiques de la liquéfaction des<br>sables.....         | 35        |
| 3.3.5.4 Evaluation des possibilités de liquéfaction                    | 36        |
| 3.3.5.5 Susceptibilité à la liquéfaction de<br>différents sols.....    | 44        |
| 3.3.6 Comportements spécifiques à certains dépôts meubles              | 45        |
| 3.3.6.1 Généralités.....   | 45        |
| 3.3.6.2 Comportement de sédiments fluvio-glaciaires                    | 46        |
| 3.3.6.3 Comportement de sédiments morainiques (tills)                  | 46        |
| <b>4. LES ARGILES VARVEES.....</b>                                     | <b>50</b> |
| 4.1 Introduction.....  | 50        |
| 4.2 Mode de dépôt.....   | 51        |
| 4.2.1 Chronologie des évènements.....                                  | 51        |
| 4.2.2 Procédés sédimentologiques.....                                  | 52        |
| 4.2.2.1 Conditions de sédimentation.....                               | 52        |
| 4.2.2.2 Caractéristiques des courants de densité.                      | 54        |
| 4.2.2.3 Processus de sédimentation.....                                | 57        |
| 4.2.2.4 Phénomènes post-dépôt.....                                     | 59        |
| 4.3 Propriétés des argiles varvées.....                                | 61        |
| 4.3.1 Généralités.....   | 61        |
| 4.3.2 Propriétés chimiques et minéralogiques.....                      | 62        |

|   | Page       |
|---|------------|
| 4.3.3 Propriétés physiques.....   | 64         |
| 4.3.4 Perméabilité.....   | 66         |
| 4.3.4.1 Généralités.....  | 66         |
| 4.3.4.2 Mesures au laboratoire.....   | 67         |
| 4.3.4.3 Mesures in situ.....  | 69         |
| 4.3.4.4 Conséquences de l'anisotropie de<br>perméabilité.....                 | 70         |
| 4.3.5 Propriétés mécaniques.....  | 72         |
| 4.3.5.1 Résistance au cisaillement.....                                       | 72         |
| 4.3.5.2 Compressibilité.....  | 78         |
| <b>4.4 Propriétés des argiles varvées de deux sites<br/>particuliers.....</b> | <b>80</b>  |
| 4.4.1 Généralités.....  | 80         |
| 4.4.2 Matagami.....   | 81         |
| 4.4.2.1 Caractéristiques du dépôt.....  | 81         |
| 4.4.2.2 Consolidation.....  | 84         |
| 4.4.2.3 Résistance au cisaillement.....                                       | 87         |
| 4.4.2.4 Comportement cyclique vertical.....                                   | 90         |
| 4.4.2.4.1 Généralités.....  | 91         |
| 4.4.2.4.2 Etat des connaissances en 1979.                                     | 92         |
| 4.4.2.4.3 Résultats de l'étude de Bossé et<br>Lefebvre (1979).....            | 93         |
| 4.4.2.4.4 Discussion et conclusion.....                                       | 96         |
| 4.4.3 New Liskeard.....   | 97         |
| 4.4.3.1 Caractéristiques générales.....                                       | 97         |
| 4.4.3.2 Comportement de l'argile varvée sous charge                           | 99         |
| 4.4.3.3 Stabilité d'une pente d'argile varvée....                             | 102        |
| <b>4.5 Comportement général des argiles varvées.....</b>                      | <b>103</b> |
| 4.5.1 Généralités.....  | 103        |
| 4.5.2 Tassement.....  | 104        |

|   | Page       |
|---|------------|
| 4.5.3 Liquéfaction.....   | 106        |
| 4.5.4 Erosion.....  | 107        |
| 4.5.5 Stabilité de pentes.....                                      | 108        |
| 4.5.6 Stabilité de fondations.....                                  | 111        |
| <b>5. PROBLÈMES MINIERS.....</b>                                    | <b>113</b> |
| 5.1 Identification.....   | 113        |
| 5.2 Stabilité des pentes de mines à ciel ouvert.....                | 114        |
| 5.2.1 Causes de l'instabilité.....                                  | 114        |
| 5.2.2 Analyse de la stabilité.....                                  | 117        |
| 5.2.3 Recommandation et correction de l'instabilité....             | 120        |
| 5.2.4 Instrumentation.....  | 128        |
| 5.3 Stabilité des résidus miniers.....                              | 130        |
| 5.3.1 Identification des problèmes.....                             | 130        |
| 5.3.2 Méthode de construction, stabilité.....                       | 132        |
| 5.3.3 Liquéfaction, tassement, fissuration, érosion,<br>fluage..... | 136        |
| 5.3.4 Rupture de remblais de stériles.....                          | 138        |
| 5.3.5 Contrôle de l'eau des retenues minières.....                  | 142        |
| 5.3.6 Conclusion.....   | 145        |
| 5.4 Affaissement lié au sous-minage.....                            | 147        |
| 5.4.1 Généralités, causes.....                                      | 147        |
| 5.4.2 Processus de formation, effets.....                           | 147        |
| 5.4.3 Remèdes, conclusion.....                                      | 149        |
| 5.5 Vibrations, dynamitage, séismes.....                            | 150        |
| 5.5.1 Définition du problème.....                                   | 150        |
| 5.5.2 Caractéristiques des vibrations.....                          | 151        |
| 5.5.3 Influence de divers facteurs.....                             | 153        |
| 5.5.4 Lois de propagation.....                                      | 157        |
| 5.5.5 Effets sur les sols.....                                      | 158        |
| 5.5.6 Critère de dommage.....                                       | 161        |
| 5.5.7 Mesures de vibrations.....                                    | 163        |
| 5.5.8 Conclusion.....   | 165        |

|   | Page |
|---|------|
| 5.6 Environnement et pollution.....                     | 166  |
| 5.6.1 Généralités.....                                  | 166  |
| 5.6.2 Différentes formes et contrôle de la pollution... | 167  |
| 5.6.3 Les règlements.....                               | 170  |
| 5.6.4 Conclusion.....                                   | 171  |
| 6. DISCUSSION.....                                      | 172  |
| 6.1 Généralités.....                                    | 172  |
| 6.2 Travaux et recherches futurs.....                   | 173  |
| 6.3 Avenir de la géotechnique minière québécoise.....   | 175  |
| 7. CONCLUSION.....                                      | 176  |

#### BIBLIOGRAPHIE

|   |    |
|---|----|
| B1 Bibliographie relative aux argiles varvées.....  | 2  |
| B2 Bibliographie relative aux tills.....  | 18 |
| B3 Bibliographie relative à la liquéfaction des dépôts granulaires  | 20 |
| B4 Bibliographie relative a la resistance cyclique des argiles...   | 30 |
| B5 Bibliographie relative aux excavations dans les dépôts meubles   | 34 |
| B6 Bibliographie relative a la stabilité des mines a ciel ouvert.   | 38 |
| B7 Bibliographie relative à la stabilité des residus miniers.....   | 41 |
| B8 Bibliographie relative aux affaissements liés au sous-minage..   | 46 |
| B9 Bibliographie relative aux vibrations et dynamitage.....   | 49 |
| B10 Bibliographie relative au drainage et écoulement dans les<br>dépôts superficiels des mines et dans les excavations..... | 55 |
| B11 Bibliographie relative à l'environnement et la pollution<br>des mines.....  | 59 |
| B12 Bibliographie d'intérêt général.....  | 63 |

**ANNEXES****A Compilation et cartographie des données géotechniques du nord-ouest québécois**

|     |                              |     |
|-----|------------------------------|-----|
| A-1 | Provenance des données.....  | A.2 |
| A-2 | Composition des données..... | A.3 |
| A-3 | Traitement des données.....  | A.6 |
| A-4 | Echancier.....               | A.7 |

**B Localisation du site de Matagami et caractéristiques des argiles de cette région.**

## 1. INTRODUCTION

### 1.1 Origine des problèmes miniers

L'exploitation d'une mine a toujours été retardée par la présence de dépôts meubles; leur épaisseur ou leurs caractéristiques viennent parfois arrêter ou freiner la vitesse à laquelle le minerai est extrait, essentiellement à cause de leur faible résistance, mais aussi en raison de l'attitude de l'exploitant minier vis-à-vis de leur existence et de leurs propriétés.

Les problèmes qui en découlent se sont accrus ces dernières années; en effet, pour des raisons économiques, les gisements à forte teneur et d'accès facile se faisant plus rares, les exploitants doivent aller chercher davantage de minerais, dans des conditions d'accès et d'exploitation plus difficiles. Les méthodes d'exploration se développent et deviennent plus performantes; les gisements doivent être détectés avec plus d'acuité, en particulier au travers de dépôts meubles de plus en plus épais.

Peu de directives réglementaient jusqu'à présent l'exploitation minière, et l'exploitant de son côté, s'intéressait peu aux milieux qui ne contiennent pas de minerais, car ces matériaux meubles étaient relativement peu problématiques; ils doivent maintenant s'en soucier davantage, car ces dépôts causent donc des inconvénients qui peuvent entraver notoirement l'exploitation, comme l'arrêt plus ou moins partiel de l'extraction, ou même la perte de vies humaines.

Cet état de chose est d'autant plus à signifier, qu'il n'existe au Québec que relativement peu d'ingénieur minier, suffisamment géotechnicien ou mécanicien des sols pour traiter ces problèmes. Les mines doivent alors faire appel à des compagnies privées, le plus souvent étrangères, et donc à des coûts élevés. A notre connaissance, seuls les laboratoires Ville-Marie et Monterval de Montréal, travaillent depuis quelques années dans le nord-ouest québécois en géotechnique minière.

C'est pour répondre à ce besoin que la géotechnique minière est en train de voir le jour dans certains services du ministère de l'Énergie et des Ressources du Québec, que la directive 019 a été publiée en septembre dernier par le ministère de l'Environnement, et qu'un contrat de recherche a été mis sur pied en 1982 par le MER; ce contrat est honoré par le présent rapport.

## 1.2 But de l'étude

Les principaux objectifs sont donc de "relancer la géotechnique minière au Québec", et de fournir à l'industrie minière, sous forme de rapports publiés par le Ministère, toutes les informations sur les propriétés géotechniques des dépôts meubles et en particulier des argiles varvées, dans le but d'essayer de décrire et prévoir leur comportement, avant, pendant, et après l'exploitation de la mine. Il s'agit aussi de décrire, analyser et remédier aux problèmes d'exploitation minière reliés à la présence de ces dépôts.

## 1.3 Contenu de l'étude

Dans un premier temps, quelques visites d'exploitations minières ont été organisées dans les régions à forte déposition lacustre, avec les objectifs suivants:

- visiter les endroits de la mine sujets à des problèmes inhérents aux dépôts superficiels;
- rencontrer si possible les ingénieurs et géologues miniers qui ont été confrontés avec ces problèmes ou qui s'en préoccupent;
- récolter le plus de données possibles sur ces dépôts meubles lacustres (i.e. études, rapports ou simplement rapports de forage et résultats des essais in situ et au laboratoire), avec des profils stratigraphiques, des essais d'identification, des limites, des valeurs de consolidation et de résistance au cisaillement, de cohésion et de frottement, des coefficients de perméabilité et des conditions hydrogéologiques ou tout autre résultat géotechnique.

Ces visites pourraient se poursuivre périodiquement et devraient contribuer à faire le bilan des besoins et des connaissances de l'industrie minière.

Dans un deuxième temps, une liste bibliographique a été établie et figure à la fin du texte. Elle constitue un apport essentiel dans la réalisation de ce travail et sera discutée au chapitre suivant.

Parallèlement, une recherche de données géotechniques a été entreprise auprès de laboratoires ou compagnies privées ou semi-publiques, autres que les entreprises minières, afin de compléter les informations sur d'autres secteurs; les premiers résultats de cette recherche sont ébauchés à l'annexe A.

Une première campagne de sondages a été effectuée cet été par le Ministère, dans la région de Rouyn-Noranda-Val d'Or. La localisation et les résultats de ces sondages seront présentés sous forme de profils de résistance pénétrométrique dans un rapport ultérieur. Il est prévu d'effectuer d'autres investigations géotechniques dans les prochaines années, pour accroître le nombre de données dans les zones où l'information déjà obtenue sera estimée insuffisante.

Enfin et surtout, ce travail est le fruit et la synthèse de nombreuses lectures, de références que nous avons sélectionnées et jugées essentielles pour la réalisation d'un document de base traitant des problèmes géotechniques miniers.

Une description relativement simple des dépôts superficiels granulaires est effectuée pour les régions qui concernent les exploitations minières du nord-ouest québécois. L'analyse du comportement de ces dépôts granulaires sera cependant assez détaillée, en essayant d'énumérer tous les aspects de base important qui conditionnent ce comportement et que l'on doit garder à l'esprit. Les argiles varvées feront l'objet d'une attention plus spécifique, ces dépôts lacustres étant plus difficiles à connaître du fait de leur particularité stratigraphique.

Nous présenterons une analyse bibliographique succincte sur ces argiles, puis l'accent sera porté sur leur mode de déposition, puis sur leurs propriétés géotechniques; les ouvrages les plus récents seront davantage primés, les dépôts d'argile des régions de Matagami surtout, et de New Liskeard, seront l'objet d'une étude un peu plus complète. Certaines caractéristiques importantes de ces matériaux seront alors mises en relief, en vue de les relier avec les activités minières.

Les problèmes miniers proprement dits sont ensuite abordés, c'est-à-dire les effets de la présence des morts-terrains sur l'activité d'exploitation de la mine. Nous traiterons successivement les cinq points principaux suivants: la stabilité des pentes de mines à ciel ouvert, la stabilité des résidus miniers, l'affaissement lié au sous-minage, les effets du dynamitage et des vibrations, l'impact d'une mine sur l'environnement et la pollution. Pour chacun de ces chapitres, on identifiera le problème, on cherchera les causes et on tentera de suggérer des remèdes, afin rappelons-le, de diminuer l'impact de la présence des morts-terrains sur la rentabilité d'une exploitation minière.

En dernier lieu nous ébaucherons une discussion sur l'avenir de la géotechnique minière au Québec, en proposant une liste de travaux et recherches à entreprendre pour accroître les connaissances dans ce domaine, afin d'aider à mieux cerner les problèmes des mines vis-à-vis des dépôts superficiels en présence.

## 2. RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

### 2.1 Présentation

Douze rubriques composent la liste bibliographique. La première, et la plus conséquente, est relative aux argiles varvées ; les trois suivantes concernent les dépôts meubles et certaines de leurs propriétés particulières; les sept références qui suivent se rapportent chacune à un problème minier en particulier; la dernière revêt un caractère d'intérêt général en relation avec le sujet traité. Chaque auteur cité dans le texte est en général indexé du numéro de la rubrique où on peut trouver la référence, si ce n'est pas le cas, c'est qu'on vient de citer cette référence dans les lignes précédentes, ou que le titre du paragraphe ou du chapitre, et le sujet traité, sont les mêmes.

Chaque liste est présentée par ordre alphabétique de noms d'auteurs. Les auteurs précédés d'un astérisque (\*) sont donc ceux qui sont cités dans le texte; les autres références nous ont semblées pertinentes pour le problème en question. Ces listes n'ont pas la prétention d'être ni complète ni définitive, à part la première qui rassemble probablement la majeure partie des connaissances ou des écrits sur les argiles varvées; pourtant, d'autres études ont sans doute été menées sur des dépôts semblables en Scandinavie et en URSS mais il est plus difficile d'en prendre connaissance.

### 2.2 Provenance

Nous avons cherché en général à établir des listes de publications les plus récentes possibles. Entre autres moyens de recherche, nous avons utilisé un terminal d'ordinateur dont dispose la bibliothèque du ministère de l'Energie et des Ressources, pour aller interroger les banques de données Geoarchive et Georef.

Certaines références importantes ont été retranscrites à partir de la bibliographie de certaines autres; beaucoup d'autres sont cependant accessibles au lecteur par le même moyen, en particulier s'il va sonder les bibliographies des articles les plus récents dont on donne les coordonnées dans ce rapport.

D'autres enfin ont été répertoriées en fouillant le milieu géotechnique québécois, ou les grandes revues géotechniques canadiennes ou américaines.

Notons en dernier lieu que ce travail bibliographique pourrait être avantageusement complété si une coopération avec les mines concernées pouvait s'amplifier; il est en effet difficile d'accéder à leur documentation.

## 2.3 Contenu

La liste des différentes rubriques apparaît à la table des matières. Il est nécessaire de préciser quelques points pour chacune d'entre-elles, afin d'aider le lecteur à en saisir la portée, et dans l'éventualité d'une recherche ultérieure.

### 2.3.1 Bibliographie relative aux argiles varvées

Ces matériaux devant faire l'objet de l'étude principale dans la première optique du contrat, nous avons rassemblé un bon nombre d'auteurs qui ont contribué à accroître les connaissances sur ces argiles varvées. Plusieurs traitent de l'histoire géochronologique et de la formation des dépôts lacustres. D'autres se sont intéressés aux propriétés géotechniques générales de ces argiles (Kenney, 1976), mais peu d'étude complète n'a été effectuée pour faire le bilan des propriétés et les comportements de ce matériau.

Il existe cependant deux écoles, l'une francophone, l'autre anglophone, qui se sont attardées à cerner l'ensemble des propriétés et du comportement pour un secteur précis. La première est constituée essentiellement de la Société d'Énergie de la Baie James et de l'Uni-

versité de Sherbrooke et étudie depuis une dizaine d'années les argiles de la région de Matagami. La seconde est conduite par le laboratoire de mécanique des sols du MIT et a suivi pendant près d'une dizaine d'années aussi, les travaux réalisés pour connaître les argiles du Connecticut et du Témiscamingue (New Liskeard).

Plusieurs études ponctuelles ont été réalisées un peu partout à divers endroits, par des laboratoires et des compagnies; nous espérons avoir nommé la majeure partie d'entre eux, tout au moins les plus importants, parmi ceux qui possèdent de l'information pour les régions du nord-ouest québécois. Toutes les données géotechniques recueillies auprès de ces organismes, serviront à dresser des tableaux et une carte géotechnique, dont il est question dans l'annexe A de ce rapport.

Les références qui présentent la mention "différentes études géotechniques" se rapportent ainsi à des sociétés ou laboratoires qui possèdent des données géotechniques sur la région du nord-ouest québécois.

Il est important de noter par ailleurs que la référence "Metcalf, J.B., 1961" comporte en elle-même une bibliographie critique et sans doute assez complète sur les argiles varvées jusqu'en 1961; elle présente donc l'avantage de nous autoriser à rechercher surtout les publications postérieures à cette date.

Nous devons ajouter enfin que c'est principalement les travaux concernant les dépôts du lac Barlow-Ojibway qui sont rapportés dans cette liste.

### 2.3.2 Bibliographie relative aux problèmes miniers

Nous regroupons dans ce paragraphe divers aspects de la question qui touche l'activité minière; certains de ces aspects peuvent être inter-reliés et peuvent se rapporter au même problème, parmi les cinq qui

ont été énumérés au paragraphe 1.3; d'ailleurs, quelques références sont répétées une ou deux fois dans deux ou trois rubriques différentes.

Les rubriques B5 et B10, intitulées "Bibliographie relative aux excavations dans les dépôts meubles" et "Bibliographie relative au drainage et écoulement dans les dépôts superficiels des mines et dans les excavations", donnent une liste d'auteurs qui se sont intéressés aux problèmes soulevés par les excavations et les eaux souterraines, dans les dépôts meubles et principalement dans les dépôts argileux. Nous imaginons l'intérêt de ces questions pour l'exploitation d'une mine à ciel ouvert en particulier. En l'absence d'étude propre aux argiles varvées et aux dépôts du nord-ouest, nous croyons utile de se rapporter à la documentation connue sur le sujet.

### 3. LES DEPOTS MEUBLES

#### 3.1 Présentation générale

Il n'est pas question ici de faire le tour de la géologie des dépôts meubles de l'Abitibi et de tout le nord-ouest québécois. Il est cependant bon de reconnaître les divers matériaux en présence qui s'étendent au-dessus des galeries de mines ou dans l'excavation d'une mine à ciel ouvert, et de prévoir leur condition de gisement à partir de quelques notions sur l'histoire de leur déposition. Le lecteur qui voudrait approfondir la question de la géologie des sédiments quaternaires et de la chronologie des événements glaciaires, peut se référer aux études suivantes, qu'il trouvera dans la bibliographie relative aux argiles varvées: Ballivy (1970), Tremblay (1974), Hardy (1977,1981), Chauvin (1977), Vincent (1977, 1979), Dionne (1978), Quigley (1979, 1982), Locat et Lefebvre (1981); on donnera un aperçu de l'épisode lacustre au paragraphe 4.2.

On se contentera dans le cadre de cette étude, de décrire les grandes lignes et d'extraire les caractéristiques susceptibles de jouer un rôle dans l'étude qui nous intéresse. Les dépôts d'argiles varvées feront cependant l'objet d'une étude plus spécifique au chapitre suivant.

Le paysage du nord-ouest québécois est marqué par le passage des glaciers; on y observe des formes d'aplanissement et d'érosion, le transport de sédiments, la formation de rainures, le creusement de dépressions, l'abandon de cailloux et blocs, la formation de cordons, dallages, crêtes de poussée (Dionne, 1978).

Les dépôts du nord-ouest datent de la dernière glaciation wisconsinienne, soit entre 8 000 et 12 000 ans avant aujourd'hui. On y distingue les matériaux granulaires d'origine glaciaire, et les dépôts d'argile d'origine lacustre (lac glaciaire Barlow-Ojibway) ou d'origine marine (mer de Tyrrell). La figure 1 montre la répartition de ces dépôts, sur des terri-

toires situés au nord-ouest de la ligne de séparation des eaux entre le bassin du Saint-Laurent et le bassin versant de la baie d'Hudson. Les matériaux que l'on étudie pour la présente étude se situent dans les limites de l'ancien lac Barlow-Ojibway et principalement dans sa partie sud.

La région où les mines sont les plus concentrées, soit l'Abitibi, apparaît généralement comme une vaste plaine argileuse, d'où pointent, ici et là, des collines rocheuses et de nombreux eskers; la partie Sud est cependant un peu plus accidentée. La géologie du Quaternaire, résumée dans le tableau 1 de la page suivante, est surtout fondée sur des travaux réalisés au ministère en 1974, à partir de l'étude d'une centaine de coupes géologiques, et en particulier de celles qui apparaissent dans les gravières ou dans les mines à ciel ouvert.

Au nord des régions habitées, entre les latitudes 49° et 50° et les longitudes 77° et 79°30', entre Lebel sur Quévillon, Matagami et Joutel, le ministère de l'Energie et des Ressources a entrepris ces cinq dernières années, une vaste campagne de reconnaissance des dépôts meubles, pour en établir la stratigraphie et pour aider la prospection minière par la géochimie. Il s'agit en particulier d'étudier les relations géochimiques existantes entre les sédiments de surface et la roche de fond, entre les différents types de sédiments, et entre la géochimie et leurs différentes propriétés sédimentologiques. Cette meilleure connaissance et l'influence du socle rocheux sur la géochimie des sédiments meubles, donc de la distribution des éléments géochimiques dans la couverture de mort-terrains est entreprise au ministère par Lalonde, Chouinard, Baumier (1981).

Les travaux de description des dépôts meubles de cette zone sont réalisés au ministère par Chauvin (1977) et LaSalle (1978); en s'y reportant, le lecteur pourra lire grosso-modo les mêmes grandes lignes que celles qui sont écrites dans les paragraphes suivants.

Un évènement supplémentaire s'est cependant produit dans le nord-ouest de cette zone, qui explique la formation d'un till à surface cannelée surmon-

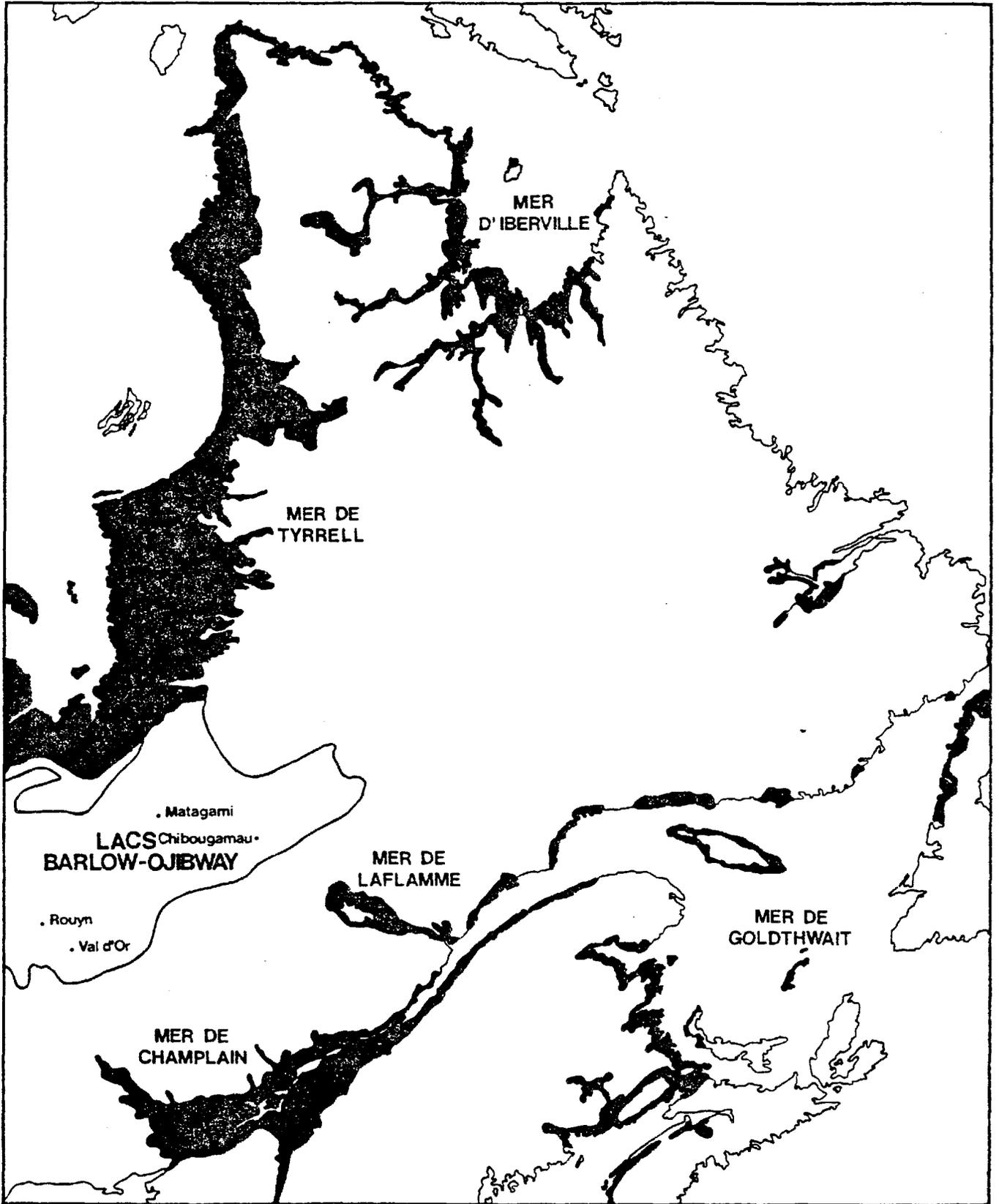


Figure 1: Les bassins sédimentaires quaternaires de l'Est du Canada.

TABLEAU 1 - Tableau des formations (d'après G. Tremblay, 1974)

| Chronostratigraphie                            |   |   |   | Formations   |   |  |
|--|---|---|---|--|---|--|
| C<br>E<br>N<br>O<br>Z<br>O<br>I<br>Q<br>U<br>E | Q<br>U<br>A<br>T<br>E<br>R<br>N<br>A<br>I<br>R<br>E | H<br>O<br>L<br>O<br>C<br>È<br>N<br>E                | W<br>I<br>S<br>C<br>O<br>N<br>S<br>I<br>N | 8. Alluvions de plaine d'inondation: sable surtout, un peu de silt et de tourbe.   |   |  |
|  |   |   |   | 7. Dépôts de marécage: tourbe surtout, un peu de terre noire.  |   |  |
|  |   |   |   | 6. Sédiments éoliens: sables bien classés provenant du remaniement des sédiments lacustres et fluvioglaciaires; généralement sous forme de dunes bien définies.  |   |  |
|  |   |   |   | 5. Sédiments lacustres:<br>a. Sable deltaïque: sable moyen à grossier; comprennent occasionnellement des granules.<br>b. Sable et gravier: ces sédiments proviennent avant tout du remaniement des matériaux d'esker.<br>c. Silt et argile massive: argile gris clair avec occasionnellement des cailloux; parfois calcareuse.<br><br>Argile varvée: sédiments du lac glaciaire Barlow-Ojibway; silts et sable feuilletés et argile vaseuse. |   |  |
|  |   | P<br>L<br>E<br>I<br>S<br>T<br>O<br>C<br>È<br>N<br>E | W<br>I<br>S<br>C<br>O<br>N<br>S<br>I<br>N | P<br>L<br>E<br>I<br>S<br>T<br>O<br>C<br>È<br>N<br>E  | W<br>I<br>S<br>C<br>O<br>N<br>S<br>I<br>N | 4. Sédiments d'esker et associés: eskers, deltas d'esker. Ces sédiments peuvent être divisés en deux catégories:<br>1. sable fluvioglaciaire<br>2. gravier fluvioglaciaire avec cailloux. Les eaux du lac glaciaire Barlow-Ojibway ont, à plusieurs endroits, remaniés profondément ces sédiments. |
|  |   |   |   |  |   | 3. Epanchages fluvioglaciaires: terrasses de Kame, Kames: sable et gravier avant tout.   |
|  |   |   |   |  |   | 2. Sédiments morainiques: matériaux hétérogènes de toutes dimensions; compacts, gris clair à gris foncé parfois calcareux. Ces sédiments sont remaniés par endroits par les eaux du lac glaciaire. Les remaniements ne sont pas toujours évidents.   |
|  |   |   |   |  |   | Discordance  |
| PRÉCAMBRIEN                                    |   |   |   | 1. Roche en place.   |   |  |

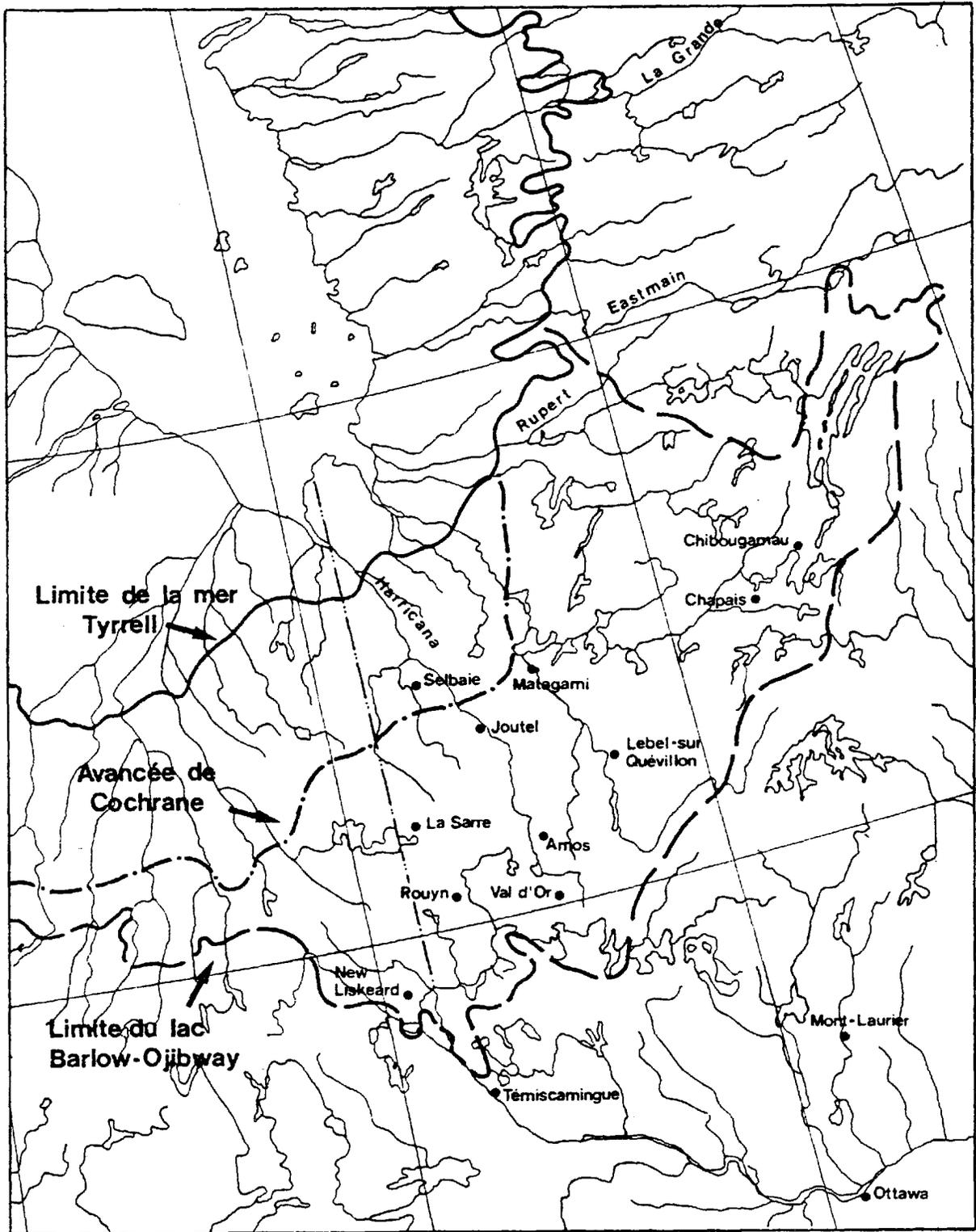


Figure 2 : Le Nord-Ouest Québécois.

tant les argiles varvées: Antevs (1925) proposa une réavancée tardive de la glace continentale (appelée Cochrane) par dessus les argiles varvées. Son étendue exacte n'est pas définie très précisément, mais on sait que la limite Sud atteinte par les glaciers, est une ligne se situant entre Selbaie et Joutel, passant par Matagami, puis remontant vers le Nord (voir figure 2). Le till apporté par cette invasion glaciaire est très argileux, peu compact et contient 1 à 5% de cailloux. Par ailleurs, le mode de déposition de cette région a été perturbé, se faisant sentir en particulier sur les caractéristiques des dépôts varvés (voir 4-2).

### 3.2 Différentes sortes de dépôts du nord-ouest québécois

#### 3.2.1 Sédiments morainiques

La moraine de fond (formation 2 dans le tableau 1) affleure à plusieurs endroits; elle représente le plus ancien sédiment de la région. Son épaisseur varie de 0 à 45 m, peut-être 7 m en moyenne, davantage vers le nord. Comme elle est très hétérogène, sa granulométrie variant de l'argile au bloc, sa forte compacité naturelle est tout de même fonction des pourcentages d'argile, de silt et de sable qui composent sa matrice. La partie supérieure de ce dépôt peut avoir été remaniée par endroit par les eaux du lac Barlow-Ojibway: les éléments fins peuvent alors avoir été déblayés, laissant en place une zone de matériaux grossiers plus drainants et moins compacts.

Cette formation présente souvent la forme d'une pellicule de moraine d'ablation qui recouvre de vastes zones; elle est surtout constituée de cailloux et blocs assez anguleux avec une matrice sablonneuse, le tout formant un milieu moins compact.

### 3.2.2 Sédiments fluvioglaciers

Les sédiments fluvioglaciers (formations 3 et 4 dans le tableau 1) résultent d'une fusion glaciaire et se présentent sous forme d'épandage (kames et terrasses de kame) ou d'esker.

Les épandages fluvioglaciers se situent d'ailleurs à proximité des eskers, là où les eaux de fusion glaciaire se déversaient dans les eaux du lac Barlow-Ojibway, en avant du front glaciaire ou au contact des glaces et des collines. Ce sont des sables et graviers, avec de nombreux cailloux; dans plusieurs localités, on trouve presque exclusivement du sable fin à moyen.

Les eskers ont des caractères topographiques très variables, allant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres et pouvant même atteindre les cent mètres d'épaisseur. Ils se présentent sous forme de cordons de longueurs très diverses, plus ou moins recouverts de sédiments lacustres, plus ou moins discontinus, plus ou moins remaniés et déformés par l'érosion lacustre ou éolienne. Leur composition dépend principalement de l'action des eaux du lac: plutôt sables et graviers au-dessus du niveau atteint par le lac et aux alentours de cette limite, rivages et concentrations de blocs, cordons littoraux et plages. Les eskers ont une orientation grossièrement parallèle à celle de l'écoulement glaciaire soit NNO-SSE.

Selon la vitesse des eaux de fusion circulant sous ou dans la glace, les matériaux des eskers sont soit des sables, soit des graviers avec beaucoup de cailloux, soit des sables et graviers et nombreux cailloux; les silts et argiles ne représentent jamais plus de 2% de la granulométrie. Les deltas d'eskers ont été formés au moment où les cours d'eau sous-glaciaires débouchaient dans le lac pro-glaciaire; remarquons qu'ils ont été très souvent modifiés par les eaux du lac.

On trouve occasionnellement près de la surface, des poches de matériaux morainiques ou des morceaux d'eskers avec beaucoup de blocs très angulaires, indiquant que certaines parties d'eskers se sont sans doute formées à l'air libre dans d'immenses crevasses glaciaires.

### 3.2.3 Sédiments lacustres

Les sédiments glacio-lacustres ont été déposés par le lac Barlow-Ojibway, provenant lui-même de la fonte des glaces, et recouvrent en général les matériaux décrits précédemment. Ils se composent essentiellement d'argiles varvées, mais on rencontre très localement des dépôts de silt et d'argile massive ou de sable et gravier. A ce stade du rapport, nous ne ferons qu'une description générale de ces argiles varvées puisqu'on va se pencher davantage sur leurs caractéristiques au chapitre suivant.

Le dépôt d'argile varvée a une épaisseur maximum comprise entre 30 et 70 m et une épaisseur moyenne qui oscillerait autour de 15 m en diminuant du sud vers le nord. L'épaisseur de la varve elle-même est très variable d'une localité à l'autre, comprise entre quelques mm et 10 ou 20 mm et peut parfois atteindre un mètre d'épaisseur. Les lits peuvent être horizontaux ou inclinés d'une dizaine de degrés; les varves peuvent être plissées, contenir un peu de sable ou gravier, quelques cailloux. Une varve se compose d'une part d'un lit de couleur foncée de sédiments à forte proportion argileuse, très fins et restés en suspension jusqu'à l'hiver, période pendant laquelle ils se sont déposés; l'autre lit de couleur claire s'est déposé pendant l'été; la fraction argileuse de cette couche est plus faible, au profit de silts, voire de sable, selon la forme d'entraînement des courants dits de turbidité. Il est fréquent que la couche d'été soit plus épaisse que la couche d'hiver.

Susjacent aux argiles varvées, un banc massif de silt ou d'argile gris clair a parfois été déposé ici et là, en bordure du rivage de

plusieurs lacs actuels, le long de quelques rivières (Kinojevis), dans des dépressions peu profondes, le long de certains eskers.

Remarquons que si ces dépôts de silt ou d'argile ou d'argile varvée contiennent localement des cailloux ou lentilles de sable ou poches de gravier et cailloux, ou surfaces de cisaillement, c'est que des radeaux de glace flottante ont apporté ces sédiments, ou que des courants de turbidité ont interrompu le rythme de déposition des varves, ou que des glissements sous-aquatiques se sont produits.

Le milieu lacustre a aussi entraîné la formation de sables et graviers bien triés et stratifiés, résultant du remaniement des eskers. Ils sont peu épais, 1 à 5 m, et se rencontrent sous forme de sables deltaïques moyens à grossiers, ou de plaines ou plages de sables peu étendues, de poches ou lentilles de sable ou graviers, à proximité ou sur les versants des eskers.

#### 3.2.4 Sédiments éoliens et autres

Ce sont les vents qui ont cette fois-ci remanié les eskers et qui ont entassé dans leur voisinage des sables moyens à très fins, en forme de dunes ou de cordons dunaires plus ou moins parallèles à l'axe des eskers; ces dunes présentent une structure interne stratifiée, oblique, reflétant la direction des vents.

Les autres sédiments de la région sont les sables et silts alluvionnaires des terrasses des cours d'eau actuels et en bordure des lacs, ainsi que les nombreuses tourbières occupant les bassins mal drainés.

### 3.3 Comportement des dépôts meubles granulaires

#### 3.3.1 Généralités

Sans énumérer toutes les caractéristiques physiques et mécaniques des différents matériaux en cause, nous analyserons dans ce chapitre certains aspects du comportement des sols granulaires soumis à des sollicitations de type minier, stabilité de pentes, tassement ou fluage, vibrations, ou tout simplement action de l'eau. La majeure partie des problèmes de comportement de sables et graviers est associée à l'action de l'eau, en particulier au voisinage des mines où le réseau hydrographique est profondément perturbé. Nous imaginons en effets que des mots comme saturation, perméabilité, écoulement, érosion, mouvement de nappe, drainage, rabattement, sont des mots clés pour étudier les problèmes miniers.

De manière générale, nous savons qu'un sol granulaire n'a que fort peu de cohésion et que la résistance au cisaillement d'un tel milieu, s'écrit  $\tau = \sigma' \tan \phi'$ , ou  $\phi'$  est l'angle de friction interne, et  $\sigma'$  la pression intergranulaire. Aussi bien la compressibilité que la résistance au cisaillement dépendent principalement de la compacité du matériau.

Nous savons aussi que la pente d'un matériau granulaire est stable si son angle est égal à celui de repos, dans des conditions de parfait drainage et s'il n'existe pas de charge au sommet de la pente. Nous nous souviendrons en fait que la pente d'équilibre d'un dépôt est surtout donné par l'observation géomorphologique visuelle des pentes de la région (R. Peck). *(référence Soc. Car. Géol. - N° 82)*

Théoriquement, la pente d'un matériau granulaire non cohésif n'est autre que l'angle de frottement interne; l'angle de talus naturel est celui déterminé en déversant le matériau pulvérulent sec et en

mesurant l'angle que font avec l'horizontale les génératrices du tas conique obtenu. Cette valeur correspond en général au minimum de l'angle de frottement interne.

En fait la pente naturelle d'un talus dépend de l'histoire du talus et de l'humidité du matériau, et c'est pourquoi la méthode observationnelle des talus avoisinants est souvent préférable. On admet cependant que sans eau, l'angle d'équilibre pourrait être réduit de moitié, ou que la pente croît avec la racine carrée du diamètre des particules moyennes du milieu. Empiriquement, si le matériau est homogène et isotrope, l'angle de stabilité vaudrait (Filliat 1981, bibliographie B12):

$$\tan \theta = \frac{\rho_s \tan}{\rho_s + n_p} \quad \text{ou} \quad n = \text{porosité du milieu}$$

$\rho$  = masse spécifique de l'eau  
 $\rho_s$  = masse spécifique du sédiment

Nous rappellerons enfin qu'une surface de glissement est plus ou moins plane dans les sables, alors qu'elle est plus ou moins circulaire dans les argiles.

De toute façon, nous pouvons évoquer dès maintenant l'importance de mesurer des niveaux d'eau, un peu partout et un peu tout le temps, dans les mines et leur voisinage.

### 3.3.2 Caractéristiques des sols granulaires.

#### 3.3.2.1 Caractéristiques chimiques

Notons d'abord que les paramètres chimiques et minéralogiques des sols pulvérulents peuvent intervenir dans leur façon de se comporter; on peut citer par exemple le potentiel d'oxydo-réduction, l'acidité et l'alcalinité, la salinité, la température. Toutes ces notions et leur impact précis ne seront pas analysées dans le cadre de cette étude, mais certaines références générales (bibliographie B12) peuvent être utiles à cet égard; sachons en tout cas que des études spécifiques concernant les relations entre chimie et minéralogie d'une part, et

comportement des sols granulaires d'autre part, sont sans arrêt en cours de réalisation. Ces travaux présentent d'ailleurs un intérêt particulier pour les mines, puisque le milieu peut subir une altération ou une évolution (quant à la chimie de l'eau souterraine par exemple) du fait même de l'exploitation minière. Néanmoins, l'impact des caractéristiques chimiques et minéralogiques des sols granulaires sur leur comportement, est moindre que pour les sols argileux.

#### 3.3.2.2 Caractéristiques physiques

Les caractéristiques granulométriques des matériaux granulaires jouent un rôle prépondérant dans l'étude du comportement; il s'agit non seulement de la taille des grains, mais aussi de leur forme, leur rugosité, leur orientation dans la matrice, leur distribution dans les massifs. Ces paramètres permettent d'abord de se faire une idée de la facilité avec laquelle les grains se déplacent, par suspension ou par roulement par exemple. Lors de la genèse du sol, les grains se sont déposés dans un certain arrangement plus ou moins stable. Il est clair que l'arrangement du squelette du sol est d'autant plus stable que la compacité est plus grande, que l'angularité et la rugosité des grains sont plus élevées. De manière générale, les grains de petite dimension vont avoir tendance à se placer entre les grains plus gros, mais si les grains sont de dimensions voisines (granulométrie serrée) un tel arrangement se réalise plus difficilement et la structure présente plus de vides. Ainsi, la structure instable de certains sables est à l'origine de phénomènes de tassements ou de liquéfaction liés à la présence d'eau interstitielle et dont il sera question au paragraphe 3.3.3.

#### 3.3.2.3 Caractéristiques mécaniques

En définitive, le comportement mécanique d'un sol granulaire dépend avant tout de la compacité du squelette solide (état lâche ou serré) et à un degré moindre de la forme, surface et dimension des grains.

Sur une échelle plus grande ce comportement est d'autre part largement influencé par la stratification, l'anisotropie et l'hétérogénéité des propriétés des matériaux.

La compressibilité d'un sol granulaire résulte essentiellement du réarrangement des grains qui entraîne une diminution de l'indice des vides (déformations irréversibles) et de la déformation des grains eux-mêmes sous l'action de forces qui s'exercent à leurs points de contact (déformations réversibles, si ruptures localisées aux points de contact intergranulaires non atteintes). On caractérise le plus souvent cette propriété par le module oedométrique qui relie la variation de contrainte à la déformation induite:

$$\epsilon' = \frac{\Delta\sigma}{\epsilon} \quad \text{avec} \quad \epsilon = \frac{\Delta h}{h_0} = \frac{\Delta e}{1+e_0}$$

*identification de  
Ayrton*

De manière générale, la courbe de consolidation d'un sable ressemble à celle d'une argile, si ce n'est le passage de l'état limite qu'on ne peut définir pour le sable, alors qu'une pression de préconsolidation est déterminable pour l'argile. Sous faibles contraintes, les déformations sont faibles pour les deux matériaux; sous fortes contraintes, les deux courbes de compressibilité viennent sur une même ligne, qui serait donc la ligne de consolidation vierge du matériau normalement consolidé. C'est le passage de l'état surconsolidé à l'état normalement consolidé qui est donc beaucoup plus progressif dans le cas du sable.

Remarquons en tout cas qu'on obtient le même indice des vides final à grande déformation en fin d'essai, pour différents échantillons de sable à indices initiaux différents: il existe donc un "état critique" pour les sols pulvérulents. Ces résultats sont clairement illustrés par les essais réalisés par Lee (1965), Lee et Seed (1967), Holtz et Kovacs (1981) dont on trouvera les références dans la bibliographie B12. L'état limite des sols granulaires est donc par contre plus difficile à définir que pour les argiles, comme le prouvent par

exemple les essais de Ishihara et Okada (1978), dont la référence figure à la bibliographie B3.

La résistance au cisaillement dont on a donné l'expression au paragraphe 3.3.1, dépend aussi des mêmes facteurs, granulométrie, forme, surface, dimension, compacité; l'orientation des particules, l'hétérogénéité du milieu et la stratification vont donc aussi affecter la valeur de cette résistance.

Le tableau 2 à la page suivante (Olivari 1980 - B12) précise quelle peut être l'influence de ces caractéristiques physiques sur l'angle de frottement interne d'un matériau granulaire.

On notera que le facteur prépondérant est la compacité du matériau. Il est délicat de déterminer expérimentalement l'angle de frottement physique d'un sable par exemple, et de le relier à l'angle de frottement interne. Ceci est en particulier dû au fait qu'il est pratiquement impossible de prélever un échantillon de sable in situ sans modifier sa compacité, et de la reproduire exactement en laboratoire; on a recours en général aux essais in situ.

TABLEAU 2 - Influence des caractéristiques physiques sur l'angle de frottement interne d'un matériau pulvérulent.

| $\phi' = 36^\circ + \phi'_1 + \phi'_2 + \phi'_3 + \phi'_4$ |           |                    |                           |   |
|--|-----------|--------------------|---------------------------|---|
| Compacité  | $\phi'_1$ | - 6°<br>0°<br>+ 6° | lâche<br>moyenne<br>dense | 0 < D <sub>r</sub> < 50%<br>50 < D <sub>r</sub> < 75%<br>75 < D <sub>r</sub> < 100%     |
| Forme et rugosité des grains                               | $\phi'_2$ | + 1°<br>0°         | aigu<br>moyen             | faible sphéricité et forme anguleuse  |
|  |           | - 3°<br>- 5°       | arrondi<br>très rond      | haute sphéricité et forme arrondie  |
| Grosueur des grains  | $\phi'_3$ | 0°                 | sable                     | sable fin<br>0,06 < d <sub>10</sub> < 0,2 mm  |
|  |           | + 1°               | gravier fin               | sable moyen<br>0,2 < d <sub>10</sub> < 0,6 mm   |
|  |           | + 2°               | gros gravier              | sable grossier<br>0,6 < d <sub>10</sub> < 2,0 mm<br>gravier<br>d <sub>10</sub> > 2,0 mm |
| Granulométrie  | $\phi'_4$ | - 3°               | uniforme                  | peu étalée<br>$C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}} < 2$   |
|  |           | 0°                 | moyenne                   | intermédiaire<br>$C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}} = 2$                                      |
|  |           | + 3°               | étalée                    | bien étalée<br>$C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}} > 2$  |

Le plus souvent, on estime que  $\phi = 30^\circ$  pour les faibles compacités et  $\phi = 35$  à  $40^\circ$  pour les fortes compacités (Lee et Seed, 1967). On traduit parfois l'influence de la compacité par la formule  $\tan \phi = k/e$  (Olivari, 1980), où k est une constante de l'ordre de 0,45 à 0,55. La

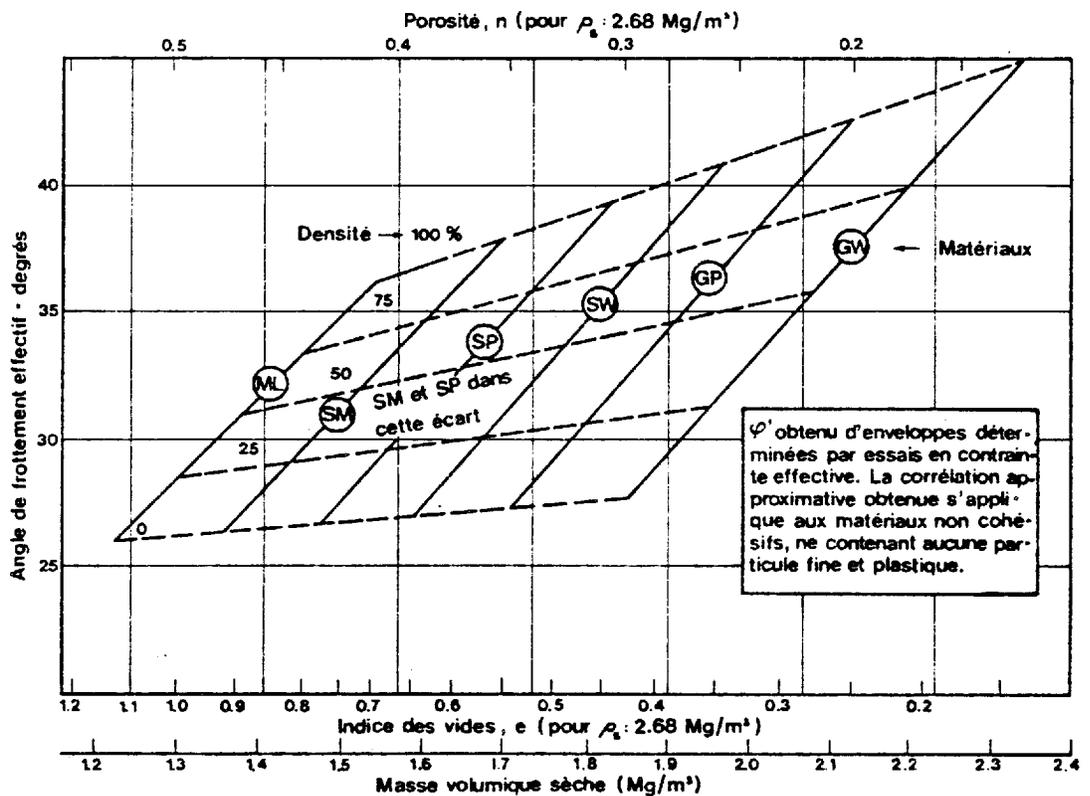
relation  $\tan \alpha = \pi/2 \tan \psi$  proposée par Caquot (1966 - B12), où  $\psi$  est l'angle de frottement physique du matériau constituant les grains, doit être utilisée avec précaution car d'une part la mesure de  $\psi$  en laboratoire est délicate, et d'autre part tous les grains ne sont pas forcément constitués par le même matériau;  $\pi/2$  serait représentatif de l'effet d'enchevêtrement des grains. Cet enchevêtrement de grains (les particules passent les unes par dessus les autres) entraîne un changement de volume; c'est le phénomène de dilatance dont dépend la résistance au cisaillement du matériau. On montre en effet qu'il existe une relation entre l'angle de frottement à la rupture, et la vitesse de déformation volumétrique de l'échantillon mesuré à la rupture. Divers auteurs proposent de corriger l'enveloppe de rupture pour tenir compte de cette dilatance (Bishop, 1954; Rowe, 1962; Lee et Seed, 1967; Le Bihan, 1981; Leroueil, 1982, B12). Cependant comme cette correction diffère d'un auteur à l'autre et que ce paramètre n'est ni le seul, ni le plus important pour l'évaluation de l'angle de frottement, il est difficile d'en tenir compte.

La compacité est définie par la densité relative  $D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}}$ . Elle est délicate à estimer; les indices des vides maximal et minimal sont facilement déterminés en laboratoire (norme ASTM D2049-64T). L'indice des vides in situ et par contre difficile à mesurer, on peut utiliser un échantillonneur à piston dans un forage à la boue, ou congeler localement le sol puis le prélever (méthode onéreuse); en Amérique du Nord, on utilise une relation entre l'indice de pénétration standard (SPT) et la densité, mais cette méthode reste imprécise (Tavenas et LaRochelle 1972 - B12).

Parmi les autres facteurs qui interviennent dans l'évaluation de l'angle de frottement interne du matériau, on peut donc citer: la nature du matériau, la granulométrie, la forme et rugosité des grains, le réarrangement et la réorientation des particules (Rowe, 1962; Borowicka, 1978, B12), le broyage des grains (Lee et Seed 1967, B12).

Le schéma de la page suivante (U.S. Navy, 1971; Leroueil, 1982, B-12) donne une autre détermination de l'angle de frottement en fonction de certaines caractéristiques physiques.

En dernier lieu, remarquons que la présence d'eau ne modifie pas la valeur de  $\phi$ , mais dans le cas de sables humides non saturés, les effets capillaires font apparaître une légère cohésion. Notons enfin que la résistance d'un sol granulaire n'augmente en général que très peu sous l'effet d'une sollicitation accrue, contrairement à ce qui se passe pour les argiles.



*# de figure*

Corrélation entre l'angle de frottement effectif déterminé en compression axial et la masse volumique sèche, la densité et la classification des sols.

### 3.3.3 Diverses formes de l'action de l'eau

#### 3.3.3.1. Généralités

Les diverses provenances de l'eau sont susceptibles de provoquer des dommages: eaux de pluies et ruissellement, rivières, nappes aquifères, gel, neige. L'eau réduit les caractéristiques mécaniques  $C'$  et  $\phi'$ , sur l'argile en particulier; la consistance s'affaiblit, le ramollissement d'un matériau argileux augmente avec la teneur en eau; la structure peut même être modifiée par action électrolytique de certaines eaux minières, par défloculation ou échange de cations, par lessivage (voir chapitre 5).

#### 3.3.3.2 Effets statiques de l'eau interstitielle

Un mécanisme de rupture peut être amorcé lors d'une mise en charge hydrostatique par simple accumulation d'eau dans une discontinuité du milieu (faille, stratification etc.) ou au contact de deux milieux relativement imperméables. Dans une nappe en équilibre hydrostatique, l'action de l'eau se réduit à la poussée d'Archimède s'exerçant sur les grains; cette pression interstitielle  $u$  peut être épisodique (pluie), où n'intéresser que certaines zones perméables dans une formation imperméable, ou entraîner des sous-pressions (sous des remblais par exemple).

L'application d'une surcharge ou d'une décharge peut produire des modifications et désordres importants. Si la surcharge est appliquée suffisamment rapidement, la pression s'exerçant sur les grains est transférée sur l'eau qui encaisse donc la surcharge. La pression interstitielle peut alors augmenter jusqu'à égaler la contrainte normale totale des terres; la résistance au cisaillement  $\tau = (\sigma - u) \tan \phi'$  devient nulle, et le milieu perd temporairement une partie de sa

résistance à la déformation, les grains ne sont plus serrés les uns contre les autres; ce processus s'appelle la liquéfaction.

La liquéfaction est un phénomène à plusieurs facettes; elle fait l'objet du paragraphe 3.3.5 et il en sera aussi question dans le chapitre des vibrations. Elle peut survenir aussi bien dans les argiles que dans les sables, mais selon un processus complètement différent (voir 3.3.5.1).

### 3.3.3.3 Effets dynamiques de l'eau interstitielle

Quand il existe un écoulement d'eau, les particules solides sont soumises à une force d'entraînement qui s'écrit  $R_u = \gamma_w \sum_{(V)} i \cdot dV$ , pour un volume  $V$  de terrain sollicité; cette force est donc proportionnelle au gradient hydraulique  $i$ , c'est-à-dire au rapport de la hauteur de charge hydraulique sur la longueur d'écoulement.

Au pied d'une pente, les lignes de courant se concentrent et  $i$  augmente; des grains peuvent alors être soutirés, le sol peut être ameubli et la butée de pied réduite.

En effet, si aucun rabattement préalable n'a été prévu, un gradient hydraulique ascendant ou même horizontal, peut provoquer le phénomène de boulangerie: Le réarrangement des grains se poursuivant après saturation exacte du milieu, par apport ininterrompu d'eau (ou par vibration), la proportion d'eau devient excessive et s'oppose au contact étroit entre grains; leur assemblage se relâche. La boulangerie est un état transitoire, si l'eau excédentaire qui maintient le sable sous forme d'émulsion peut s'échapper, et si l'approvisionnement du milieu en eau s'arrête.

La pression de courant causée par un gradient hydraulique peut aussi être produite par une nappe artésienne, une vidange rapide ou un creusement rapide d'une fouille. Un sol boulangier n'a plus de portance et

les machines s'enfoncent très facilement. On peut définir de façon empirique des gradients hydrauliques critiques  $i_c$ , selon la nature du sol (Caquot, 1966, B12).

| nature du sol     | $i_c$ |
|-------------------|-------|
| Sable très fin    | 0,12  |
| Sable grossier    | 0,20  |
| Gravier moyen     | 0,29  |
| Argile molle      | 0,33  |
| Argile plastique  | 0,50  |
| Argile raide      | 0,56  |
| Argile très raide | 0,63  |

Dans les sables un peu cohésifs, une sortie d'eau concentrée provoque parfois un entraînement accéléré des particules: c'est l'érosion régressive. Un tunnel stable peut se former en terrier, se creusant progressivement. Si ça débouche sur un sol perméable ou un lac, le débit s'accroît brusquement: c'est le phénomène de renard.

En définitive, toute circulation d'eau provoque le soutirage des fines d'un terrain meuble vers une zone d'émergence (une pente, un point bas, un forage, un drain, une faille, une fracture, un puits, etc.). Ce phénomène modifie la structure du sol, donc sa stabilité et peut même donner naissance à une cavitation localisée. Ces affouillements, cette circulation d'eau, ont des origines très diverses comme les points d'émergence d'une nappe, les fuites de réseaux de drainage, les fuites au travers ou en dessous d'un remblai (de rebuts miniers par exemple), les pompages d'eau (quand le filtre est mal adapté ou que le pompage est trop fort).

Les lois exactes qui régissent les phénomènes d'érosion, les remaniements sédimentaires ou les interactions entre les fluides en mouvement et les sols sur lesquels ils coulent, ne restent que partiellement connues; il est difficile, voire impossible, par une simple approche théorique des mouvements sédimentaires, de prévoir l'évolution d'un site soumis à des actions hydrodynamiques multiples. Cependant on peut comprendre à l'aide de lois, les phénomènes physiques qui interviennent, quitte à quantifier l'importance de ces mouvements dans les cas simples. Nous invitons le lecteur à prendre connaissance de ces lois et des paramètres en présence, à l'aide de Reineck et Singh, 1975 et Filliat, 1981 (chap. 16), dont les références figurent dans la bibliographie d'intérêt général (B12).

La pression de courant est indépendante de la perméabilité: un terrain argileux qui laisse sortir peu d'eau est aussi menacé sinon plus, qu'un terrain sableux fournissant de forts débits d'émergence.

L'eau n'est pas un lubrifiant; le coefficient de friction entre certaines surfaces minérales comme le quartz est plus fort en présence d'eau que sans eau; l'effet lubrifiant est de toute façon meilleur quand il n'y a qu'une pellicule très mince d'eau sur les grains. Par contre, l'eau affecte la stabilité d'une pente en éliminant l'air et donc des liens de cohésion, en augmentant le poids unitaire du sol, et en élevant la surface piézométrique. *Coefficient de u*

Les terrains poreux dans lesquels circule une nappe peuvent présenter une variation latérale de faciès entraînant un changement de perméabilité. Ainsi un matériau fin joue le rôle d'un barrage imparfait qui, en freinant l'écoulement, provoque la naissance d'une retenue dans un matériau grossier situé à l'amont. Inversement, si le matériau fin se trouve à l'amont, une fois celui-ci franchi, l'eau s'écoulera plus facilement vers l'exutoire. Ces considérations se rajoutent à celles qui font ne pas oublier que la perméabilité horizontale est souvent

bien différente de la perméabilité verticale, en raison de la superposition de différentes sortes de couches.

Afin de donner un exemple pratique illustrant l'action de l'eau, imaginons un amas de sol meuble sur une pente rocheuse. Il suffit d'une grosse pluie et d'un bouchon de glace à l'exhaure, pour faire monter la pression hydrostatique dans l'épaisseur de la couche meuble; quelques grains commencent par se soulever; la cohésion décroît, en particulier à l'interface préférentielle sol-roc, jusqu'à ce que rupture s'en suive. A titre de deuxième exemple, supposons que la pression interstitielle croît pour une raison ou pour une autre, dans un lit plus silteux d'un dépôt d'argile varvée jusqu'à  $u = \sigma$ : une surface de rupture se crée à ce niveau.

En guise de conclusion partielle, nous soulèverons l'importance du rabattement de nappe, surtout dans les dépôts meubles du nord-ouest québécois, souvent saturés et mal drainés naturellement (Legget, 1960, B1). Il existe de nombreuses méthodes pour calculer un rabattement en fonction de la distance et du temps; il faut en particulier évaluer les perméabilités verticales et connaître les variations de niveau piézométriques en fonction du temps. L'efficacité de la méthode employée doit constamment être vérifiée. Signalons qu'il existe de nombreux ouvrages qui analysent les problèmes de rabattement et de pompage, permettant entre autres de chiffrer les caractéristiques de l'aquifère (filliat, 1981, B12).

### 3.3.4 Tassement des sols granulaires

#### 3.3.4.1 Généralités

La compressibilité qui caractérise un tassement a été défini en 3.3.2. Il est question dans ce paragraphe des conditions du milieu qui régissent ce comportement, de l'état de saturation principalement.

Le tassement d'un sol granulaire, qui se traduit par l'expulsion de l'air et un meilleur arrangement des grains, résulte d'une action dynamique, comme celle de la circulation d'eau ou d'une vibration. Cette action provoque une grande compacité du milieu quand celui-ci est bien drainé ou non saturé; quand il est insuffisamment drainé et complètement saturé, c'est un cisaillement ou une liquéfaction qui se produit. Il est cependant possible d'observer des tassements aussi bien avant d'en arriver à ce stade qu'après l'avoir dépassé, tant que l'action est dynamique.

Donc, à l'état sec, un tassement est le résultat d'une vibration ou de la pression des terres; à l'état humide ou saturé, il est provoqué par une vibration ou un écoulement.

Ces tassements se produisent en particulier pour les remblais de rebuts miniers, selon leur compaction initiale, et selon la manière plus ou moins efficace dont le milieu est contenu latéralement; nous y reviendrons en 5.3.

#### 3.3.4.2 Tassement des sols secs ou parfaitement drainés

Le sol peut subir des sollicitations verticales et horizontales. Une accélération verticale sur un sable sec (D'apponia, 1967, B12; Whitman, 1971, B3), ne conduit pas à un changement de volume très sensible, tant qu'elle reste inférieure à une ou deux fois la valeur de l'accélération de la pesanteur. Le tassement intervient rapidement quand ce seuil est dépassé, et se stabilise à une certaine valeur limite.

L'atteinte de tels niveaux d'excitation est cependant fort improbable dans le cas des vibrations minières, même dans le cas des séismes. Le tassement dépend en fait de la pression verticale  $\sigma_v$ ; si elle varie cycliquement, l'effet pourrait être plus notable, le tassement augmentant avec le nombre de cycles.

Les cisaillements horizontaux sont prédominants. Pour une amplitude donnée des accélérations cycliques, la densité finale se stabilise vers une valeur dépendante de  $\sigma_v$ ; cette valeur limite ne sera dépassée qu'en augmentant le niveau de sollicitation (Youd, 1970, B3); de plus, ce tassement est inversement proportionnel à  $\sigma_v$ . Par contre la pression  $\sigma_v$  ne semble pas intervenir quand on fait varier l'amplitude des déformations de cisaillement; la densité finale est alors obtenue sous un nombre de cycles d'autant moins élevé que cette amplitude est plus grande (Youd, 1972, B3). Cependant, il est clair que la contrainte de cisaillement à développer est d'autant plus élevée que  $\sigma_v$  est plus grand, pour atteindre un résultat donné (Silver et Seed, 1971, B3). D'autre part, on peut noter que la plus grande partie du tassement est obtenue dans les premiers cycles, surtout aux fortes amplitudes des déformations (Silver et Seed, 1971, B3).

Remarquons que si les deux sollicitations (verticale et horizontale) se combinent (Pyke et al., 1974, B3), les tassements individuels s'ajoutent; les accélérations verticales paraissent même plus efficaces que lorsqu'elles sont isolées.

#### 3.3.4.3 Tassement des sols saturés et insuffisamment drainés

Ces tassements sont d'autant plus importants que la densité relative initiale est plus faible, et augmentent d'autant plus vite que la valeur finale de la pression interstitielle se rapproche davantage de celle qui correspond à la liquéfaction (Lee, 1974, B3). Ils sont cependant moins importants que ceux qui sont induits par la liquéfaction. On observera des tassements plus élevés si la dimension des grains est grande: ils doublent quand on passe de 0,3 mm à 3 mm de diamètre; la forme des grains intervient aussi.

On estime à 1% le tassement relatif qui peut avoir lieu dans les sables fins à grossiers pour des raisons autres que leur liquéfaction

et 4 ou 5% par cette dernière; il s'agit ici des tassements de densification dans la zone compétente des dépôts, et non de ceux qui peuvent se produire à proximité des pentes.

En définitive, quand le sol est complètement saturé et insuffisamment drainé, les tassements qui peuvent se produire à la suite d'une sollicitation alternée (ou d'un écoulement), résultent d'une liquéfaction; c'est ce dont on parle au paragraphe suivant.

### 3.3.5 Liquéfaction des sols granulaires

#### 3.3.5.1 Distinction sable-argile

La liquéfaction des sables a été introduite au paragraphe 3.3.3.2 et va faire l'objet des paragraphes suivants. Elle est consécutive à une surpression interstitielle (apport d'eau ou vibration) et dépend moins des caractéristiques physiques intrinsèques du dépôt. La liquéfaction des sols granulaires s'applique surtout aux sables uniformes; nous apporterons quelques nuances en 3.3.5.5.

La différence fondamentale réside dans le fait que si la rupture d'un sol granulaire survient par liquéfaction, ce phénomène tel que formulé n'a jamais été observé pour une argile, à moins que des couches de sable soient intercalées dans l'argile. C'est l'existence de la cohésion entre les particules argileuses et son inexistence entre les grains du dépôt granulaire, qui font toute la différence. Ces liens de cohésion varient grandement d'un dépôt argileux à l'autre, ce qui va rendre difficile l'étude du comportement de l'argile. Un bon échantillon d'argile est difficile à prélever si l'on ne veut pas détruire la cohésion; un bon échantillon de sable est encore plus difficile à prélever puisque ce sable n'a pas de cohésion!

La liquéfaction d'une argile est donc un phénomène et un processus complètement différent; elle est susceptible de se réaliser quand

L'argile a des propriétés physiques bien spécifiques. Il s'avère en particulier que sa sensibilité doit être forte, que son indice de liquidité doit être supérieur à 1,2 environ (ou résistance remaniée inférieure à 1 kPa), en même temps que sa limite liquide doit être inférieure à 40% environ. Par ailleurs, le phénomène ne peut se produire que si un événement extérieur, c'est-à-dire une condition d'instabilité (topographie, surpression interstitielle, surcharge, etc.), a entraîné une première rupture, ou la création d'une surface de frottement.

Pour plus d'information, nous renverrons le lecteur aux travaux réalisés ces dernières années au Québec, au service de la Géotechnique du ministère de l'Energie et des Ressources (Lebuis et Rissmann, 1979, B12), à l'Université Laval (Flon, 1982, B12) ou à l'Université de Sherbrooke (Grondin, 1978, B12).

Il reste entre autre à savoir si l'apport d'une certaine quantité d'eau (eau provenant d'un écoulement extérieur et non de la teneur en eau intrinsèque de l'argile), ne pourrait pas rendre cette argile liquéfiable, même si elle n'était pas susceptible de la devenir. Cette question devrait en particulier être étudiée pour le cas des argiles varvées du nord-ouest. La liquéfaction des argiles varvées sera abordée au paragraphe 4.5

### 3.3.5.2 Causes de la liquéfaction des sables

La liquéfaction se produit surtout dans les milieux saturés et insuffisamment drainés. Elle peut résulter d'un apport d'eau, d'un tremblement de terre, de tirs de mine, du dépassement de la vitesse du son par un avion, de vibrations provoquées par des machines ou engins de chantier.

La liquéfaction découle de la variation de pression interstitielle. L'augmentation de  $u$  provient elle-même du resserrement des grains

entraînés par l'effondrement de la structure sous l'effet du choc ou de la circulation d'eau. Celle-ci est fonction de la vitesse d'application de la charge et de la perméabilité du milieu: pour une même vitesse d'application d'une même charge, un milieu fin peu perméable sera plus vulnérable à l'effet d'un choc qu'un milieu ouvert et plus grossier. Dans le cas d'un niveau aquifère emprisonné dans un milieu imperméable (ça peut être le cas d'une couche silteuse dans un dépôt d'argile varvée), la liquéfaction peut intervenir pour des vitesses d'applications relativement lentes (exemple des remblais de stériles miniers sur argile varvée du nord-ouest québécois).

### 3.3.5.3 Caractéristiques de la liquéfaction des sables

La liquéfaction initiale est conditionnée par plusieurs facteurs (Seed et Peacock, 1971; De Alba et al. 1975). En ce qui concerne la sollicitation, des paramètres comme l'amplitude de la contrainte de cisaillement appliquée, et le nombre de cycles appliqués, jouent un rôle déterminant. En ce qui concerne le sol, la liquéfaction est fonction de la pression verticale effective  $\sigma'_v$  et de l'histoire géologique du milieu; interviennent donc les conditions de formation, l'âge, l'histoire des chargements et déformations (Mori et al., 1977; Mulilis et al., 1977). On est même parvenu à mettre en évidence des effets de vibrations antérieurement subis par le milieu (Seed et al., 1977), ce qui pourrait être d'un intérêt primordial pour les exploitations minières; les états de contraintes antérieures ont aussi été mesurées à l'aide du coefficient de surconsolidation  $c_s$  et donc du coefficient de pression des terres  $K_0 = \frac{\sigma'_v}{\sigma'_h}$ , puisque une corrélation (Seed et Peacock, 1971) existe entre ces deux paramètres.

Les manifestations ultérieures de la liquéfaction présentent quelques différences, suivant que le milieu était initialement dans un état lâche ou serré, l'inversion du comportement se situant en général autour d'une densité relative de 0,40 à 0,50: dans le premier cas (état lâche) la liquéfaction initiale se poursuit immédiatement par

une liquéfaction complète (Seed et Lee, 1966), alors que dans le deuxième cas (état serré), une liquéfaction progressive se produit, pendant l'augmentation de la pression interstitielle  $u$ , et après que  $u = \sigma$  ait été atteint. Dans ce cas, le milieu présente toujours une résistance résiduelle à la déformation; les grains ont simplement acquis une grande mobilité; certains auteurs appellent ce comportement "mobilité sous efforts alternés" ("cyclic mobility") ou "liquéfaction initiale à déformabilité limitée" ("initial liquefaction with limited strain potential"): ce sont en particulier Castro (1975) et Seed (1975). On notera par ailleurs qu'un sol granulaire n'atteint pas des déformations limites très élevées; ainsi par exemple, la valeur de 11% apparaît comme la valeur limite de la déformation qu'il est possible d'imposer à un sable de densité relative  $D_r = 0,80$  (De Alba et al, 1975).

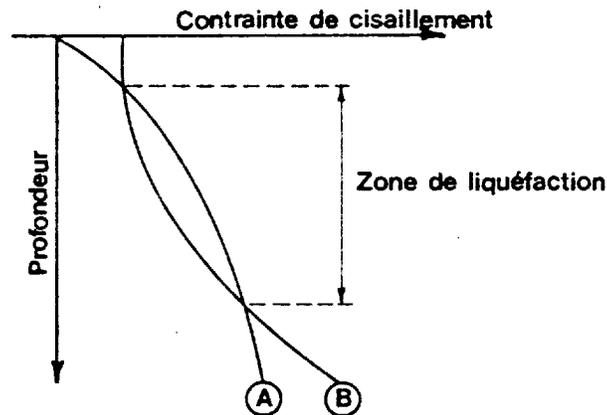
A la suite d'une liquéfaction, l'indice des vides diminue et un tassement s'en suit (paragraphe 3.3.4); une certaine quantité d'eau est donc devenue excédentaire et se trouve chassée vers la surface, vers une pente ou un point bas, en risquant de provoquer des désordres (paragraphe 3.3.3.3). On peut ainsi voir apparaître en surface des fissurations et des résurgences d'eau et de sable. Quand la couche liquéfiée est située à 3 m de profondeur et plus, on a peu de chance d'en déceler une manifestation en surface (Ishihara, 1977); au delà de 15-20 m de profondeur (terrain plat), la liquéfaction a tout simplement peu de chance de se produire. Dans le cas d'une mine à ciel ouvert, une couche liquéfiée, simple lentille ou mince couche de sable ou silt, peut provoquer l'instabilité et la translation d'une formation susjacent plus ferme, pour peu qu'elle soit inclinée dans le mauvais sens.

#### 3.3.5.4 Evaluation des possibilités de liquéfaction

De nombreux auteurs se sont penchés sur les méthodes d'évaluation du potentiel de liquéfaction d'un sol: Seed et Idriss (1971), Shannon et

al. (1972), Seed et al (1975), Seed (1976), Muromachi (1974), Christian et Swiger (1975), Youd et al. (1975), Ishihara et al. (1976), Ishihara (1977), Ishihara et Ogawa (1978), Botea et Perlea (1979), Filliat (1981).

A) Méthode générale



(d'après Seed et Idriss, 1971)

Elle consiste d'une part à évaluer les contraintes de cisaillement variables induites par la source vibratoire aux diverses profondeurs (courbe A); d'autre part la résistance des dépôts à la liquéfaction doit être déterminée en divers points (courbe B); les deux courbes ainsi tracées délimitent une zone susceptible de se liquéfier plus facilement. (d'après Seed et Idriss, 1971)

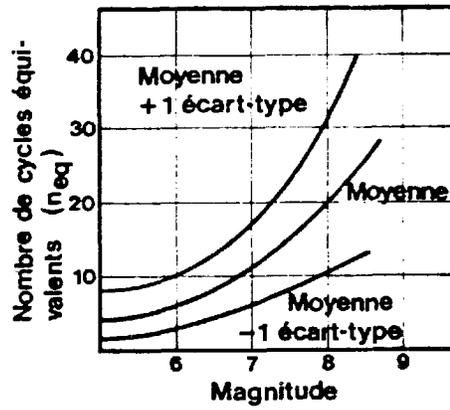
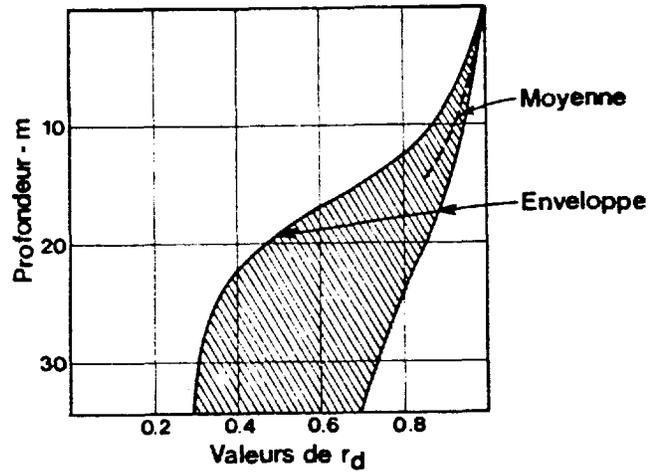
Les résistances au cisaillement du sol mesurées in situ sous sollicitation sismique, varient dans le temps: la réponse irrégulière enregistrée, doit alors être convertit en un certain nombre de cycles uniformes; il existe des techniques de pondération (Seed et al. 1975) permettant d'obtenir une sollicitation équivalente définie par l'amplitude des cycles  $\tau_{eq}$  et leur nombre  $n_{eq}$ . Cette réponse

correspond à une résistance mesurée en général en surface, et il convient donc d'en déduire d'autres valeurs de résistance pour différentes profondeurs: on utilise pour ce faire un programme de calcul aux éléments finis (Idriss et Seed, 1968, Schnabel et al., 1972, Dobry et al., 1976), qui tient compte de la topographie de la surface du rocher (Seed et Idriss, 1967), de la non-linéarité des déformations, de la masse spécifique  $\rho$  du milieu et du module  $G$  de la déformation par glissement, des différentes couches de sol. On trace ainsi la courbe A.

Au laboratoire, par un essai de cisaillement simple ou un essai de chargement cyclique ou triaxial (Seed et Idriss, 1971) sous une pression verticale effective donnée (donc pour une profondeur donnée), on calcule la résistance à la liquéfaction, exprimée par la valeur de la contrainte cyclique de cisaillement  $\tau_H$ , susceptible de provoquer la liquéfaction initiale sous un nombre de cycle donné  $n_{eq}$  (De Alba et al., 1975). Chaque essai permet de reporter un point de la courbe B. On délimite ainsi la zone de liquéfaction. Ces auteurs montrent par ailleurs que les risques de liquéfaction diminuent quand la densité relative augmente, et que le nombre de cycles nécessaires pour provoquer la liquéfaction, est d'autant plus grand que la sollicitation est faible (voir aussi Prakash, 1981).

Ces résultats s'appliquent pour le cas général d'une surface topographique à peu près plane. Les contraintes de cisaillement cycliques peuvent aussi être calculées au voisinage d'un talus ou d'un remblai, par la solution analytique du cas unidimensionnel à l'aide d'un programme d'éléments finis, à partir de données enregistrées en un point précis; ce modèle peut tenir compte de l'effet des vibrations horizontales et verticales (Ambraseys, 1960; Clough et Chopra, 1966; Seed et Martin, 1966; Idriss et Seed, 1967; Filliat, 1981).

B) Méthode simplifiée



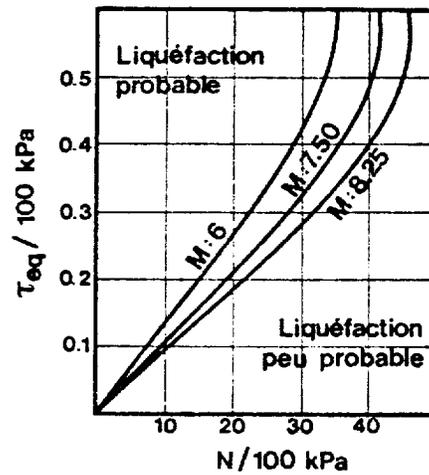
Pour éviter l'emploi d'un programme d'ordinateur, Seed et Idriss (1971) et Seed et al. (1975) proposent une méthode simplifiée pour déterminer l'amplitude équivalente  $\tau_{eq}$ , et le nombre de cycle équivalent  $n_{eq}$ , par la relation:

$$\tau_{eq} = 0,65 \tau_{max} = 0,65 (\gamma h/g) a_{max} r_d$$

ou  $\gamma$  est le poids spécifique,  $h$  la profondeur,  $g$  l'accélération de la pesanteur,  $a_{max}$  l'accélération maximum;  $r_d$  est une fonction de  $h$  rendant compte de la déformation au milieu, et donné par le premier graphique de la page précédente;  $n_{eq}$  est obtenu par le deuxième graphique, à partir de la magnitude.

### C) Méthodes empiriques

Une méthode simple et facile d'emploi, consiste à utiliser une corrélation qui existe entre la résistance à la pénétration SPT et le risque de liquéfaction. En effet, la résistance à la pénétration est conditionnée, tout comme la résistance à la liquéfaction, par la densité relative  $D_r$ , et par la pression verticale effective  $\sigma'_v$ . Ces deux paramètres influencent de plus les deux résistances dans le même sens, et on peut donc normaliser les observations et résultats par rapport à  $\sigma'_v$ .

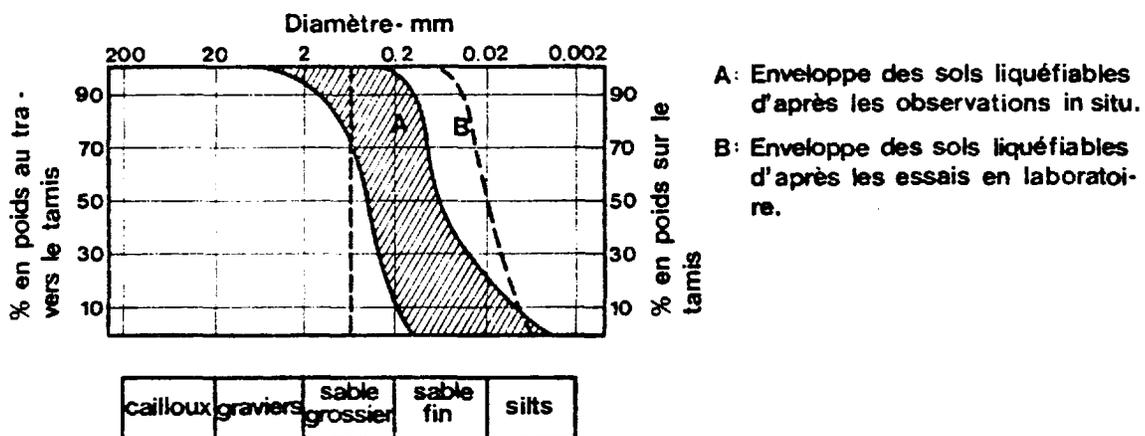


d'après Seed, 1976 ou Seed, 1979).

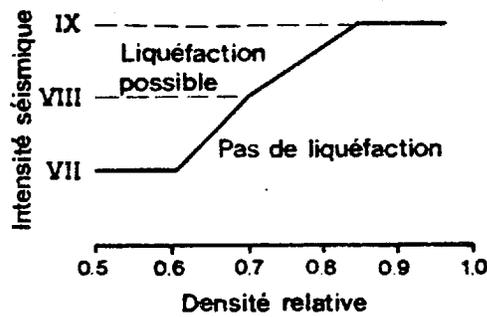
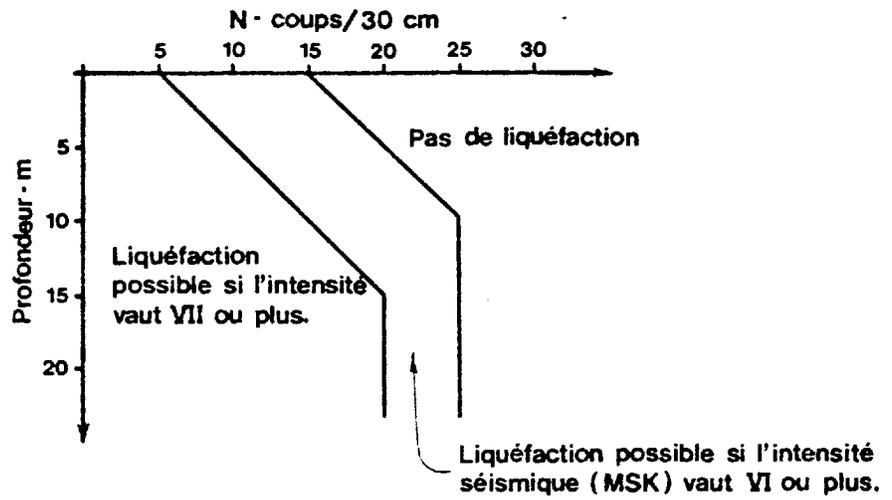
On choisit la valeur  $\sigma'_v = 100 \text{ kPa}$  pour cette normalisation; le graphique obtenu, établi par Seed (1976), donne la contrainte de cisaillement équivalente normalisée  $\tau_{eq} / \sigma'_v$  en fonction du nombre de coups pour 30 cm normalisé  $N / \sigma'_v$ , pour différentes magnitudes  $M$ .

Cette relation s'avère d'une grande utilité dans le nord-ouest québécois car la majorité des études géotechniques dans cette région présente déjà un profil de SPT, qui peut donc être réutilisé facilement et rapidement. On cherchera à situer dans le graphe précédent les sols du nord-ouest susceptibles de se liquéfier, et à apprécier s'il y a lieu ou non de procéder à une étude plus approfondie; les matériaux de résidus miniers, utilisés dans la construction de digues de retenues minières, pourront faire l'objet aussi de ce style d'évaluation.

Il existe d'autres méthodes empiriques qui peuvent aussi donner des indications du potentiel de liquéfaction; elles sont illustrées par les figures suivantes:



Ce premier graphique montre l'influence de la granulométrie sur le risque de liquéfaction (Shannon et al., 1972).



Les deux figures ci-dessus (Botea et Perlea, 1979) donnent une estimation très grossière de la susceptibilité à la liquéfaction. Ces auteurs rapportent de plus que si la couche liquéfiable a une épaisseur supérieure à 3 m, ou qu'elle est limitée par deux autres couches

impermeables, elle est effectivement susceptible de se liquéfier; par contre, si son épaisseur est inférieure à 3 m et si une des couches limites est perméable, elle n'a pas de chance de se liquéfier. Ces auteurs évoquent enfin la possibilité d'évaluer le potentiel de liquéfaction par des mesures nucléaires, par gamma-densimétrie ou neutro-humidité.

Nous citerons en dernier lieu une méthode qui commence à être utilisée, basée sur l'utilisation du pressiomètre auto-foreur (Hughes et al., 1980, maîtrise M. Tremblay, Univ. Laval, 1983) et une autre méthode éventuelle basée sur le pénétromètre à cône (thèse Ph.D., P.R. Filho, Univ. de Londres, 1979, B-12, et Can. Geot. J. no 19(2), M. Roy et al, 1982). On rapportera enfin le critère de liquéfaction qui peut être établi à l'aide d'un essai de dynamitage in situ (Prakash, 1981). si 5 kg d'explosifs sont dynamités à 4,5 m de profondeur, il n'y a pas risque de liquéfaction si le tassement moyen de la surface du sol sur un rayon de 5 m est inférieur à 8 ou 10 cm; si le tassement est plus grand après 3 dynamitages, le risque de liquéfaction est plus grand.

#### 3.3.5.5 Susceptibilité à la liquéfaction de différents sols

Rappelons que la liquéfaction est plus facile dans les sables lâches et fins que les sables denses sujets à liquéfaction partielle. Elle se produit assez rarement dans les sables grossiers, car la grande perméabilité du milieu permet à la pression interstitielle de revenir rapidement à la valeur hydrostatique (Wong et al., 1975).

La granulométrie intervient grandement dans le phénomène (Shannon et al. 1972): le danger est plus grand pour les sables à grains uniformes que pour ceux à granulométrie étagée. Il est difficile de généraliser au milieu à grains de dimensions variées, car la valeur de la pression interstitielle qui provoque la liquéfaction est variable d'un endroit à l'autre. Par ailleurs, les particules fines s'intercalent entre les grosses particules, et la matrice ainsi constituée est plus

dense et plus résistante. Enfin, la présence de particules très fines argileuses, a un effet bénéfique du fait de l'introduction du terme de cohésion.

On citera en dernier lieu la remarque suivante (rapport sur le glissement d'Asbestos en 1975 par Golder et Ass.): Si un morceau de dépôt granulaire est emporté dans un glissement, tout en restant compétent et saturé, des surcontraintes locales et un effet de mélange avec l'air (augmentation de l'indice des vides et formation de poches d'air), peuvent provoquer la liquéfaction de ce sol.

### 3.3.6 Comportements spécifiques à certains dépôts meubles

#### 3.3.6.1 Généralités

Nous nous demandons dans ce paragraphe si les différentes sortes de sédiments énumérés en 3.2 et présents dans le nord-ouest québécois, ne doivent pas faire l'objet d'une étude particulière à chacun d'entre eux quant à leur comportement.

Les sédiments superficiels, éoliens ou autres, ont peu d'incidence sur les problèmes miniers, car ils sont peu épais, superficiels, assez bien triés; ils entrent de toute façon assez bien dans le cadre de l'étude qui précède. Les sédiments lacustres sont surtout constitués d'argiles varvées et sont analysés dans le détail au chapitre suivant. Les sédiments fluvio-glaciaires sont des sables et graviers avec quelques cailloux, d'une compacité pas très élevée, et peuvent encore être traités avec les considérations des derniers paragraphes; on donnera toutefois quelques précisions. Les sédiments morainiques sont des tills de granulométrie très étendue, en général assez compacts dont on doit spécifier certains aspects du comportement.

### 3.3.6.2 Comportement de sédiments fluvioglaciers

Ces matériaux sont en général relativement compressibles et peuvent par conséquent induire des tassements notables. Comme ils sont souvent déformés et remaniés, assez peu compacts et perméables, l'érosion souterraine est active, par lavage en particulier. L'altération de ces matériaux est alors assez facile, surtout quand ils sont fragiles (shales, shistes), qu'ils contiennent des argiles et silts ou des minéraux instables (fer, magnésium). Il s'ensuit en définitive que ces milieux présentent parfois une stabilité précaire, particulièrement quand prévaut localement un pourcentage notable d'argile et silt. Dans le cas contraire, la pente du dépôt peut s'approcher de l'angle de talus naturel. Ces tassements et résistances de ces sols dépendent donc éminemment de leur composition.

Par contre le lessivage d'une couche a plutôt tendance à provoquer la cimentation avec des carbonates de la couche sous-jacente qui devient alors plus stable.

De manière générale, on considérera que ces matériaux peuvent s'étudier comme un matériau granulaire courant, et que les paragraphes précédents s'appliquent donc le plus souvent.

### 3.3.6.3 Comportement de sédiments morainiques (tills)

Constitués de matériaux très variés, de l'argile au bloc, les tills sont en général assez compacts, massifs, non stratifiés, faiblement poreux, et présentent donc une assez bonne stabilité et des faibles tassements. Les tills "d'ablation", plus instables que les tills "de fond", se distinguent de ces derniers par la forme des débris, selon les stries glaciaires ou d'après leur granulométrie, ou tout simplement parce qu'ils sont moins denses.

Jean Denis Allard  
copie personnelle.

La stabilité et résistance d'un till dépendent en particulier de sa composition minéralogique et granulométrique, c'est-à-dire de sa roche d'origine et de son mode de déposition; ses propriétés sont variables d'un lieu à l'autre tout en étant assez bonnes; sa fragilité est aussi fonction de son degré de fracturation et fissuration, souvent assez important dans les tills, et préjudiciable en présence d'eau pour sa stabilité.

Les propriétés physiques et mécaniques des tills du nord-ouest québécois pourront être extraites (comme pour les sédiments fluvioglaciacaires) des compilations de données, qui ont été rassemblées à l'occasion de ce travail de synthèse. Par ailleurs, le lecteur pourra consulter la bibliographie relative aux tills (B2).

Une analyse bibliographique sommaire révèle grossièrement que la perméabilité des tills varie de  $10^{-5}$  à  $10^{-9}$  cm/s, que l'indice de compression  $c_c$  vaut  $0,0044 f + 0,003$ , où  $f$  est la teneur en argile du till, que le coefficient de consolidation  $c_v$  est donné par  $\log c_v = 1,50 - 0,35 f$ , que la densité varie de 19 à 25 kN/m<sup>3</sup>, que la vitesse de propagation des ondes se situe à peu près entre 1600 et 2300 m/s. Un till comprend environ 15 à 20% de matériel silteux ou argileux; les blocs dépassent assez rarement 0,5 m de diamètre. La cohésion effective varie de 0 à 55 kPa et l'angle de frottement interne de 25 à 45°. Des relations ont été obtenues par Milligan (1976) entre la teneur en eau optimum (Proctor Standard) et la densité sèche maximum ou l'angle de frottement effectif.

Précisons que ces propriétés sont des moyennes très partielles à utiliser avec précaution, qui ne tiennent par exemple pas compte de la fracturation du till, et qui oublient qu'un dépôt de till est hétérogène aussi bien verticalement qu'horizontalement.

Quand la proportion argileuse du till est assez forte, on l'appelle souvent argile à blocs, dont les propriétés dépendent de cette

teneur en argile. Des pentes raides peuvent être adoptées dans l'argile à blocs sableuse, car le remaniement ou une rupture avec faible déplacement ne semble pas affecter sa résistance. Les argiles à blocs plastiques peuvent avoir un comportement différent, qui devra être évalué lors de l'étude du site.

En pratique, la construction d'un remblai ou une excavation dans ce genre de matériau, sera limitée par les déformations qu'on jugera acceptables. En tout état de cause, ce serait la résistance non-drainée qui contrôlerait la stabilité d'excavation temporaire, faite avec des pentes supérieures à celles permises par la stabilité à long terme, à moins que le matériau soit très sableux et donc très sensible à l'eau. Donc, pour une argile à blocs sableuse, c'est la déformation qui est le facteur limitatif dans le design d'une pente, car ce matériau n'est pas fragile lors d'un cisaillement non drainé ou partiellement drainé.

De toute façon, il est difficile de mener à bien une étude de stabilité dans un till, en particulier quand il est fissuré. Une étude en contrainte effective par exemple, ne serait peut-être pas économique (car très complexe), par rapport au coût nécessaire à la réparation des glissements de surface qui se produiraient. D'ailleurs, ces ruptures sont souvent superficielles et causées par l'ouverture de fissures orientées dans le sens de la pente, et par l'anti-écrouissage du till le long de ces fissures.

Là encore, les problèmes de stabilité sont largement influencés par les conditions d'eau.

Les phénomènes d'érosion sont aussi à la base des changements de morphologie d'une pente de till. On dénombre plusieurs mécanismes d'érosion: le cycle de séchage, mouillage, puis coulée, en est un, si la teneur en eau du till est inférieure à sa limite de retrait; on

peut citer aussi les fissures de traction et le ravinement, et bien sûr les ruptures successives.

Il ressort que la méthode de l'enveloppe de résistance (Janbu, 1977, B5) soit parmi les meilleures, pour analyser la stabilité d'une pente de till et surtout pour réanalyser les cas de rupture ou d'instabilité évidente, afin de mieux définir les paramètres  $c'$  et  $\phi'$ . Il est clair en tout cas que la rupture des tills est un phénomène complexe, que la solution unique n'existe pas, que le facteur géologique mineur revêt une grande importance.

## 4. LES ARGILES VARVÉES

### 4.1 Revue bibliographique

La recherche bibliographique sur les argiles varvées a été présentée au paragraphe 2.3.1. A part les études sur les argiles varvées de Steep Rock Iron Mines un peu avant 1960 (Sutherland, 1959), une bonne compilation et synthèse des propriétés des dépôts varvés ont été effectuées de 1960 à 1964 par Metcalf ou Townsend (1960, 1961, 1964); le lecteur peut ainsi avoir une bonne idée de l'état des connaissances à ce moment là.

L'étude qui suit résulte de la synthèse des travaux de recherche plus récents, surtout depuis 1975. Il n'en reste pas moins que de nombreuses références entre 1960 et 1975, figurent dans la bibliographie de ce rapport et sont parfois citées dans le texte. Nous nous sommes essentiellement inspirés des travaux conduits à l'Université de Sherbrooke par Lefebvre depuis 1975, mais aussi entre autres, des résultats de Kenney (1973-1976), Lacasse et Ladd (1973-1977), Quigley (1979-1982).

Nous analyserons d'abord dans ce chapitre le mode de déposition de ces argiles, qu'il est bien important de connaître pour mieux saisir la portée des caractéristiques de ces dépôts sur leur comportement. Les propriétés générales des argiles varvées seront ensuite synthétisées. L'étude de deux sites en particulier qui ont déjà fait l'objet de recherches particulières, permettra de mieux faire le lien entre les propriétés des argiles varvées et leur comportement sous sollicitation quelconque.

## 4.2 Mode de déposition

### 4.2.1 Chronologie des évènements

En 1925, Antevs mit clairement en évidence la présence du lac Barlow-Ojibway résultant de la fonte des glaces qui se retiraient vers le nord. De nombreux auteurs ont étudié les caractéristiques de ce lac par la suite, mais c'est surtout Hughes en 1965 qui confirme et précise la chronostratigraphie des dépôts varvés, puis Tremblay, Kenney et surtout Hardy (1977).

Un vaste lac glaciaire a donc été formé par les eaux de mélange et les eaux de fonte, dans les bassins, retenu par les moraines ou autres, ou simplement par le relèvement isostatique de la croûte terrestre dû au déchargement des glaciers, qui a par exemple relevé les terres en bordure sud du lac Barlow-Ojibway. La profondeur maximum du lac était d'environ 250 m.

Entre le début de la déposition des sédiments et le moment précis du drainage du lac, il y a environ 8 000 ans, 250 à 300 années se sont écoulées, au cours desquelles une épaisseur maximum de 30 à 70 m d'argile varvée a été déposée dans le fond du lac; ces chiffres sont des ordres de grandeur, puisqu'un décompte de varves a indiqué que l'épisode glacio-lacustre a duré quelque 600 ans à Matagami et moins de 10 ans à une dizaine de kilomètres à l'ouest de la moraine de Sakami. Le niveau maximum du lac se situait probablement autour du niveau 350 m.

Un examen visuel de cette argile lacustre montre une alternance régulière de deux couches différentes: celle qui fut déposée en été, à particules plus grossières, argile silteuse gris-clair; et celle qui fut déposée en hiver, à particules plus fines, argile gris-foncé. Les sédiments foncés (déposition hivernale) représentent en fait la quantité de matériel qui est demeuré en suspension jusqu'à l'hiver. D'où la dénomination de varvée attribuée aux argiles lacustres. Il existe

de grandes variations d'un endroit à l'autre dans l'épaisseur et la composition des varves; nous tenterons toutefois de faire une description générale au paragraphe suivant.

La région fut témoin par la suite de la réavancée d'un front glaciaire venant du nord-ouest. Cette réavancée (cochrane) remania la partie supérieure des dépôts d'argile varvée et laissa lors de son retrait des dépôts d'argile silteuse souvent appelée argile cochrane, et qui s'apparente parfois à une moraine; cette période serait en fait composée de trois phases successives (Hardy, 1976). Nous reviendrons sur les propriétés particulières de ces dépôts en 4.2.2.4.

Plus tard, au fur et à mesure de la retraite des glaciers, les basses terres de la Baie James furent envahies par les eaux de la mer de Tyrell, par dessus les argiles varvées et les matériaux apportés par la réavancée de cochrane. On estime que le niveau maximum de l'invasion marine se situait autour de la cote 190 m, et qu'elle a pénétré sur plus de 200 km à l'intérieur des terres (figure 2).

Antevs (1925) a proposé une vitesse de retrait des glaciers en fonction de la formation d'une varve, soit 150 m/varve. Les argiles varvées sont partout séparées des argiles marines, soit par l'argile de Cochrane, soit plus au nord par un horizon de transition correspondant à la vidange du lac et à l'incursion des eaux marines; ce sont des silts argileux stratifiés et lacustres contenant des cailloux arrondis surmontés de silts argileux calcaires et marins avec du sable et gravier, d'une épaisseur totale de 20 à 40 cm.

#### 4.2.2 Procédés sédimentologiques

##### 4.2.2.1 Conditions de sédimentation

Les conditions qui régissaient la formation des varves dans le grand lac glaciaire Barlow-Ojibway sont sans doute différentes de celles qui s'appliquent de nos jours dans un lac actuel, à cette époque, les

précipitations de neige et pluie étaient plus abondantes, la fonte des glaces plus importante, les courants plus forts. D'autre part, les lacs glaciaires véhiculent beaucoup moins de particules organiques que les lacs tempérés, et les eaux de fonte sont plus froides que les eaux du lac lui-même, alors que c'est souvent le contraire dans le cas d'un lac tempéré (les eaux apportées par les rivières peuvent être moins froides que les eaux du lac).

La différence entre les dépôts lacustres et marins réside dans la teneur en sel: en mer, la teneur en sel cause la floculation des sédiments en suspension; les particules fines et grosses sont mélangées pendant toute l'année de dépôt et le dépôt est à peu près constant avec la profondeur. Ceci est une raison essentielle permettant d'expliquer la déposition stratifiée des argiles lacustres.

Les conditions de formation d'une argile varvée se résument par les points suivants.

- apport périodique de matériaux de différentes tailles;
- sédimentation dans une eau à basse température;
- concentration basse en électrolytes (pour empêcher la floculation avant déposition);
- circulation des eaux.

Plusieurs auteurs ont discuté de l'importance de chacun de ces éléments et élaboré une théorie de la formation des varves: De Geer (1910) Antevs (1925), Kuenen (1951), Ashley (1972); on trouvera un résumé de ces différentes théories dans Lacasse et Ladd (1973). Même si chacune d'entre-elles présente quelques particularités, on s'accorde maintenant pour dire qu'une varve ne peut être déposée en une seule année par la seule pesanteur des sédiments dans l'eau, et qu'il existe des "courants de densité" dans le fond du lac glaciaire, où la concentration de sédiments en suspension est plus forte. La déposition dépendra donc de la force du courant et du poids des sédiments, la nature du sédiment, sa texture et ses structures vont donc refléter la

proximité ou l'éloignement de la source qui se trouve en général au niveau du front glaciaire.

On distinguera donc les varves distales déposées loin du front glaciaire des varves proximales déposées près du front glaciaire; les premières sont dominées par les couches foncées (déposition hivernale plus forte) et les deuxièmes par les couches claires (déposition estivale plus forte).

L'hypothèse de l'accumulation annuelle d'une varve se trouve confirmée par les datations au carbone 14 (Flint, 1971). D'autre part, il semble acquis aussi depuis Terasmea (1963), qui trouva davantage de pollen dans la couche silteuse que dans la couche argileuse de la varve, que celle-ci correspond à un dépôt d'hiver et celle-là à un dépôt d'été. Le pollen contenu dans les varves et apporté par le vent et les eaux de ruissellement, est un moyen d'identifier les couches types, dont l'âge peut donc être évalué au carbone 14.

#### 4.2.2.2 Caractéristiques des courants de densité

L'écoulement plus turbulent des eaux au fond du lac, ou courants, s'effectue par densité et gravité; c'est pourquoi les expressions "courants de turbidité de densité ou de gravité", sont indifféremment employées. On peut distinguer les courants situés près du front glaciaire, de ceux qui sont éloignés du front glaciaire (ou de tout autre source d'écoulement, toute embouchure de rivière par exemple).

##### A) Près du front glaciaire

Ces courants proviennent des rivières sous-glaciaires ou directement de la fonte du glacier, en formant des deltas ou en côtoyant des eskers (Banerjee, 1973) et débouche dans le lac avec une vitesse probablement inférieure à 30 cm/s (Kenney, 1976).

Les plus gros sédiments restent tout près du glacier, en delta, là où débouche le courant, dépendamment de sa force et aussi de la topographie du fond du lac (Gustavson, 1975). La concentration de la matière en suspension dans ces eaux qui entrent dans le lac glaciaire, est sans doute éminemment variable; elle varie selon les auteurs, de 1 g/l (Church et Gilbert, 1977) et 1,9 g/l (Kuenen, 1951) jusqu'à 5 g/l (Gustavson, 1975, Kenney, 1976) si l'on se trouve en été. Dans le lac glaciaire, la concentration est inférieure et n'excède pas 0,5 g/l selon Gustavson (1975); précisons qu'elle est plus forte près de l'entrée des courants, au fond du lac plutôt qu'en surface, en été plutôt qu'en hiver (ou à la fin de l'hiver).

En raison surtout de la différence de densité entre les eaux du lac et celles du courant, l'écoulement dans le lac donne naissance en été, à des courants de turbidité à haute densité dans le fond du lac, et à des courants internes à moyenne densité, à des profondeurs intermédiaires. En hiver, il peut arriver que la concentration dans le lac soit supérieure à celle du courant, entraînant la circulation d'un courant de surface à basse densité; il est moins fort, moins chargé en sédiments et dépose des particules argileuses, en constituant un lit assez régulier et homogène. Le courant de turbidité agit sur des grandes distances, allant et revenant, et dépose sable et silt; le lit d'été ainsi déposé est plus irrégulier et hétérogène. L'action du courant interne est plus continu, et la déposition qui en résulte aussi.

#### B) Loin du front glaciaire

La déposition est alors fonction de la vitalité du courant. Nous savons que sur l'épaisseur de l'écoulement, les sables se tiennent dans le fond, les silts surtout dans la partie inférieure, et les argiles sur toute l'épaisseur. La vitesse de l'écoulement pourrait être donné par l'expression suivante (Kenney, 1976):

$$\bar{v} = \left[ \frac{8g \frac{\rho_f - \rho_l}{\rho_f} h \sin \beta}{f(1 + \alpha)} \right]^{\frac{1}{2}}$$

- où  $\bar{v}$  = vitesse moyenne  
g = accélération de la pesanteur  
 $\rho_f$  = densité du courant  
 $\rho_l$  = densité du lac  
h = épaisseur du courant  
 $\beta$  = angle du fond du lac  
 $\alpha$  = "résistance au cisaillement" entre les eaux  
du courant et du lac  $\approx 0,4$   
f = coefficient de friction  $\approx 0,01$

En définitive, la vélocité est fonction de la densité relative des deux fluides, de l'épaisseur du courant et de la pente.

La superposition évoquée ci-dessus, des différents sédiments dans l'épaisseur de l'écoulement, indique qu'ils ne sont pas mélangés lors de la déposition au moment où le courant décélère. A faible vitesse cependant, les fluides se diluent à l'interface courant-lac et les particules fines peuvent encore être transportées plus loin. Dans le cas des "courants internes", la capacité de transport devient moins grande dès que la densité du courant égale celle du lac. Enfin les "courants superficiels" dispersent les fines particules qui se déposeront tranquillement durant la période d'hiver.

On comprend peu ailleurs que l'épaisseur des varves diminue loin du glacier et que les courants à haute densité soient rares, si ce n'est au printemps (dégel) ou lors de submersion marine.

#### 4.2.2.3 Processus de sédimentation

Etant donné la forte teneur en eau de la strate la plus argileuse d'une varve, il semble depuis Quigley et Ogunbadejo (1972), Ashley (1972), Kenney (1976), Van Olphen (1976), qu'une floculation se produise dans cette couche au moment même de la déposition, qui soit fonction de la densité des sédiments, des collisions inter-particules, des forces d'attraction ou de répulsion de la particule; ces forces sont en fait le potentiel Zeta du système sol-eau, c'est-à-dire la charge de la particule mesurée relativement à la phase liquide. Tout comme les argiles marines, les argiles lacustres se déposent donc aléatoirement, selon la minéralogie et chimie des particules, selon la concentration des sédiments en suspension et selon la composition chimique de l'eau dans laquelle la déposition se fait.

En assumant qu'une varve représente une accumulation saisonnière, il est possible d'estimer le taux de sédimentation en tenant compte que le sol a consolidé depuis sa mise en place. On constate ainsi (Locat et Lefebvre, 1979) que le taux maximum aurait été d'au moins 2 cm/an; il est intéressant de le comparer au taux estimé pour des sédiments marins, qui se situe vers 0,01 cm/an.

Les mêmes auteurs (Locat et Lefebvre, 1981) ont réalisé par la suite une étude précise du taux de sédimentation sur un site particulier (Matagami), mais les résultats peuvent sans doute se généraliser. Ils donnent une méthode d'évaluation du taux de sédimentation, basée non plus uniquement sur l'épaisseur des varves, mais sur le poids sec de sédiments déposés dans une année, qui s'écrit:

$$W = \frac{\gamma_s H_t}{WY_s + 1}$$

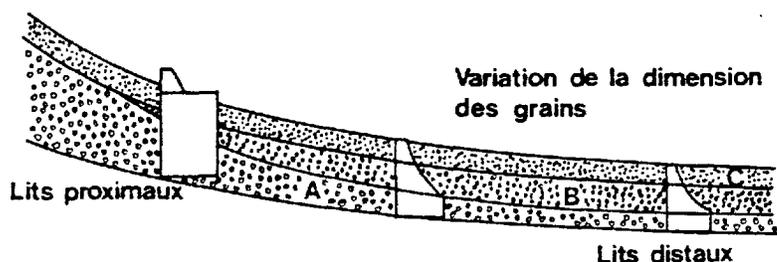
où  $\gamma_s$  = densité des solides

W = teneur en eau

H = hauteur totale de la varve

La méthode est précise s'il est possible d'évaluer correctement les unités lithologiques et la période de mise en place, et peut s'adapter à des conditions de non saturation. Elle montre en tout cas que le poids sec des sédiments augmente avec la profondeur, et que le taux de sédimentation semble diminuer entre le début et la fin de la phase glacio-lacustre.

En résumé et de façon générale, le processus sédimentaire du fond du lac, sur les bords en allant vers le centre du lac, distribue les sédiments en formant une varve telle qu'illustrée par le schéma suivant.



Le dépôt C est le dépôt hivernal, argile silteuse surtout, et recouvre tout le fond du lac. Les dépôts A et B sont apportés par les courants de densité. Le dépôt A résulte d'un courant plus vigoureux: les sédiments sont plus gros, sable et silt avec un peu d'argile, plus homogènes, et tapissent tout le fond du lac; l'épaisseur ainsi que la dimension des grains diminuent avec l'éloignement de la source. On en déduit aussi que les couches claires d'été d'un dépôt d'argile varvée qui continuait de se former même si la source (le glacier) s'éloignait, ont davantage de chances d'être épaisses en profondeur qu'en surface. La couche B, silt argileux, est déposée par des courants de

densité plus faibles, courants de gravité plus stagnants dans le fond du lac et en particulier dans les endroits plus horizontaux, ou "courants internes", qui proviennent de la source aussi, mais ont pu être transportés plus loin. Comme pour la couche C, la déposition de B se fait selon la loi de Stokes, et la granulométrie est moins uniforme que A, les grosses au bas de la couche et les fines en haut.

#### 4.2.2.4 Phénomènes post-dépositionnels

Le géologue observe fréquemment in situ que les sédiments du lac Barlow-Ojibway sont affectés par plusieurs types de déformations: failles, plissements, structures d'effondrement, disparitions locales de varves, présence de cailloux et concrétions locales de carbonates, inclinaison des lits.

L'inclinaison possible des varves ne dépasse pas  $10^\circ$  en général; elle est surtout due au réajustement isostatique après le retrait des glaciers.

Vers la surface d'un dépôt, il est plus difficile voire impossible, de faire la distinction entre les deux strates d'une varve; cet état de fait est dû soit tout simplement aux oscillations du plan d'eau du lac Barlow-Ojibway, soit aux remaniements subséquents. Nous pensons en particulier à la réavancée cochrane qui laboura la partie supérieure du dépôt et en modifia les propriétés; nous en reparlons à la fin de ce paragraphe.

On découvre parfois localement des poches de matériaux grossiers dans les lits d'été: ils proviennent de la fonte de radeaux de glace flottante sur le lac; par contre, ceux qui existent dans les lits d'hiver sont difficiles à expliquer. Les micro-failles ou les plissements peuvent être la conséquence de l'action de certains courants de turbidité. Ceux-ci peuvent en effet détenir la force suffisante pour faire ébouler ou affaisser un amas de sédiments dans une pente forte,

ou remanier et distordre les varves. Il est nécessaire dans ce cas d'essayer d'identifier ces anomalies avant de faire des essais de laboratoire. Les cours d'eau de fonte sous-glaciaire peuvent aussi incorporer aux varves des matériaux d'esker, ou interrompre le rythme de sédimentation, plisser les varves, les incliner ou former des deltas.

La création, après les évènements glacio-lacustres, d'une couverture de tourbe épaisse et humide dans les régions mal drainées, entretient une altération superficielle du dépôt.

Toutes ces perturbations n'empêchent pas que les phénomènes physico-chimiques se produisant dès que la sédimentation est effective, tels que la thixotropie ou la cimentation, soient le point de départ de formation de la structure de l'argile varvée. Par ailleurs, l'étude du lessivage dans les sols varvées ne fait que commencer car peu d'information est disponible sur le sujet.

La réavancée glaciaire cochrane, dans la partie nord-ouest, déposa des matériaux granulaires, sable graviers et cailloux, qui se sont mélangés avec l'argile lacustre remaniée. Peu de données géotechniques sont disponibles à ce jour quant à cette formation. Il semble tout de même (D'Astous, 1982) que son épaisseur soit rarement supérieure à 5 m et qu'elle comporte les caractéristiques suivantes: entre 28 et 68% de silt, entre 20 et 75% d'argile, une teneur en eau comprise entre 15 et 50%, la limite liquide sensiblement identique, et un indice de plasticité entre 3 et 21.

Un profil stratigraphique établi dans cette zone, montre clairement (Hardy, 1976; Quigley, 1982) la présence de deux séquences correspondant aux réavancées cochrane I et II. Ces séquences sont constituées de varves proximales (l'épaisseur de couche d'été est plus forte qu'à d'autres profondeurs); la teneur en carbonate y est 2 à 3 fois plus

grande dans la couche d'hiver, et 4 à 10 fois plus grande dans la couche d'été, témoignant que la farine de roche charriée par les glaces du nord-ouest (glacier Hudson), provenait d'un substratum riche en shales paléozoïques et en carbonates. La teneur en eau est plus faible dans les couches cochranes, mais l'indice de liquidité semble à peu près inchangé. Par contre (Quigley, 1982), les carbonates semblent neutraliser la smectite, ce qui provoquerait une nette diminution de l'activité relative (indice de plasticité sur la surface spécifique): une faible teneur en eau va de pair avec une faible activité et une forte teneur en carbonate; le contraire s'applique donc plutôt aux varves distales minces. Il s'avère enfin que ce serait la consolidation, succédant au remaniement de la séquence glaciaire, qui réduisit la teneur en eau des séquences cochranes.

#### 4.3 Propriétés des argiles varvées

##### 4.3.1 Généralités

De nombreuses données géotechniques existent pour le nord-ouest québécois (voir appendice A); plusieurs auteurs en ont tiré des propriétés générales, en particulier Eden (1955), Wu (1958), Metcalf et al. (1960), Milligan et al. (1962), Lacasse et al. (1973), Kenney (1976).

De manière générale, la plupart des études ont été effectuées sur les varves distales, pour lesquelles la différence entre la couche d'été et d'hiver est la plus nette. On dispose sur ces argiles, de toute la panoplie des propriétés géotechniques courantes.

Il s'avère en première analyse, que les propriétés physiques reflètent bien la nature stratifiée du sol, alors que les propriétés mécaniques pourraient s'apparenter à celles d'une argile marine normalement consolidée. Il s'agit bien sûr de propriétés relatives à une partie compétente de dépôt, et non à une ou quelques varves, et donc la question de la représentativité des essais géotechniques se pose. La

question serait d'abord de savoir si le dépôt doit être considéré dans son ensemble, ou si l'on doit tenir compte des propriétés mécaniques particulières à chacune des deux strates de la varve.

Cette question s'applique pour les essais de laboratoire, mais aussi pour les essais in situ. En effet, nous devons tenir compte dans l'interprétation des résultats, de l'éventualité de fréquents changements de facies dans le dépôt d'argile varvée. Ceux-ci sont dus entre autres à l'action des glaciers et de courants de densité, aux turbulences et effondrements, aux fluctuations du niveau du lac, à l'invasion marine, aux évolutions du réseau de drainage, et entraînent la distorsion des varves.

La propriétés des argiles varvées seront souvent dans les paragraphes qui suivent, comparées à celles des argiles marines.

#### 4.3.2 Propriétés chimiques et minéralogiques

Nous savons d'ores et déjà que la salinité des varves est inférieure à celle des dépôts marins; la concentration en sel reste en général inférieure à 0,3 ou 0,5 g/l, si toutefois ces argiles lacustres n'ont pas été recouvertes d'argiles marines; car dans ce cas, l'action du lessivage dans ces dernières, se fait sentir au niveau inférieur, et on trouve des concentrations de sels plus élevées, probablement jusqu'à 5 ou 10 g/l. La teneur en sel est d'environ 0,32 g/l à Matagami et les analyses chimiques dans cette région dénotent une proportion équivalente des cations K, Ca, Mg, Cu, Fe; la proportion de sodium semble à peu près trois fois plus grande dans le cas des argiles marines. A Matagami, l'activité de surface des particules est importante, avec une surface spécifique globale de 48 à 81 m<sup>2</sup>/g et une capacité d'échange cationique de l'ordre de 40 m.e.q./100 g (Locat et Lefebvre, 1981).

Le dépôt lacustre contient davantage d'argile, de 40% dans les couches pâles à 95% dans les couches foncées; 25% sont des minéraux phyllosilicatés, en particulier de l'illite et de la chlorite, avec un peu de kaolinite et vermiculite. Il comprend aussi beaucoup de quartz et plagioclases, feldspaths, calcite, carbonate et 10 ou 15% environ de matériaux amorphes (silice, alumine fer).

Les argiles varvées ne renferment quasiment pas de matières organiques et de fossiles, car les conditions de déposition, continuelle et à basse température, n'ont pas permis le développement de la flore et de la faune.

La présence de carbonates est variable d'une région à l'autre et dépend de la provenance du glacier: celui d'Hudson qui venait du nord-ouest, en apportait beaucoup sous forme de farine de roche, alors que le glacier du Nouveau-Québec, qui venait du nord-est, traversait des roches granitiques dépourvues de carbonate. Ainsi, on en trouve 1 à 3% à Matagami, sauf dans les séquences cochranes où il peut y en avoir 23%; il semble en exister davantage dans le sud, 12 à 14% à New Liskeard par exemple. Les carbonates se tiennent davantage dans les couches plus silteuses, car c'est en été que l'acide carbonique en solution dans l'eau, peut précipiter lors de l'abaissement de la température (Burwash, 1938). Cette présence serait en partie responsable d'une meilleure cohésion ou d'une certaine cimentation de l'argile (Lacasse et Ladd, 1973). On signalera par ailleurs que la couche foncée plus argileuse, semble présenter une microstructure de type floclée à l'état naturel (Ballivy, 1970).

Sangrey (1972) prétend que les minéraux amorphes sont à l'origine de ce phénomène de cimentation. Ces minéraux (amphiboles, cristobalites, pyroxènes, feldspaths, etc.), résultant de l'érodabilité des roches et présents dans les argiles surtout, et dans les silts, s'altèrent suffisamment vite d'après Sangrey, pour former des minéraux argileux (chlorite, vermiculite) et divers oxydes (Fe, Al, Mn). Ces oxydes

seraient les agents de cimentation des particules entre-elles, ce qui augmenterait la résistance en compression. Ce serait en particulier la cristobalite qui accélère le processus. La question de la cimentation préoccupe encore les spécialistes.

Il n'en reste pas moins que la composition minéralogique ressemble à celle des argiles marines, si ce n'est la teneur en carbonates qui est plus faible pour ces dernières, si ce n'est la teneur en minéraux argileux et en minéraux amorphes qui est souvent plus forte pour les argiles lacustres. Ces deux dernières caractéristiques laissent présager pour les argiles varvées une meilleure stabilité et une plus faible sensibilité.

De manière générale, le profil géochimique du dépôt aide à vérifier la présence de couches distinctes.

#### 4.3.3 Propriétés physiques

L'énumération des caractéristiques physiques d'un sol inclut plusieurs aspects: la dimension des particules, leurs formes et arrangements, leur poids, la densité, la teneur en eau, les limites et les indices. On a déjà parlé un peu des premières et ce sont les dernières qui nous intéressent dans ce paragraphe.

Rappelons qu'une varve a une épaisseur de quelques millimètres à 1 ou 2 ou 3 cm, mais qu'elle peut atteindre le mètre, grâce en particulier au dépôt d'été.

Comme pour les argiles marines, la taille des particules est inférieure à  $60 \mu$ , et souvent à  $20 \mu$ : elles proviennent en effet des mêmes procédés d'érosion sur les mêmes tills et roches, par les mêmes glaciers. La densité des sols varvés (ou marins) varie grosso modo de 2,72 à 2,77.

La teneur en eau de la couche foncée argileuse (dépôt d'hiver) se situe entre 60 et 100%, tandis que celle de la couche claire silteuse (dépôt d'été) est de 20 à 60%. La moyenne est peut-être de 50 à 70%, dépendamment de la profondeur de la varve considérée. Il semblerait en effet que si la teneur en eau de la couche foncée ne change guère tout au long du profil, celle de la couche claire augmente de la base au sommet du dépôt.

Les variations de teneur en eau sont reliées à l'équilibre des pressions intergranulaires et à la porosité (quantité de sédiments par unité de volume); c'est pourquoi le passage sans doute plus rapide de la déposition hivernale à la déposition estivale, par rapport au sens inverse expliquerait la variation plus abrupte de la teneur en eau, quand on passe d'une couche foncée à la couche pâle qui s'est déposée après (Kenney, 1976); par contre elle augmente plus progressivement quand on passe de la couche claire à la couche foncée susjacentes (de même que la granulométrie diminue).

La limite liquide des argiles varvées est assez voisine de la teneur en eau, tout en lui étant parfois un peu supérieure, pour la varve entière aussi bien que pour chacune des couches. La limite plastique varie entre les valeurs suivantes: 25 à 35 pour la couche argileuse, 15 à 25 pour la couche silteuse, avec une valeur moyenne entre 25 et 30.

L'indice de liquidité est rarement supérieur à 1,5 et le plus souvent il reste inférieur à 1,0, tout en restant supérieur à 0,8 pour la couche foncée et à 0,5 pour la couche claire. On a toutefois trouvé des valeurs extrêmes de 0,1 et 1,6 pour la couche la plus silteuse

La plasticité est donc plus faible pour les régions à forte couche silteuse (varves proximales). Etant donné les limites évoquées ci-dessus on trouvera un indice de plasticité très variable; sa valeur sera dominée par celle de la couche argileuse foncée; elle peut être

comprise entre 10 et 45% pour le cas des varves distales la plasticité est assez forte et peut atteindre une moyenne de 40%. L'activité, ou rapport de l'indice de plasticité sur le pourcentage de particules inférieures à  $2 \mu$ , varie grosso modo de 0,3 à 0,5 pour la couche claire, de 0,5 à 0,7 pour la couche foncée.

#### 4.3.4 Perméabilité

##### 4.3.4.1 Généralités

La nature stratifiée des argiles varvées leur confère des caractéristiques de perméabilité particulières qu'il est bon de souligner. Ce sont surtout Chan et (ou) Kenney (1973, 76, 77) qui les ont étudiées.

La perméabilité d'un dépôt ou capacité du sol à empêcher un écoulement, se traduit par des coefficients:  $k_h$  (cm/s) perméabilité horizontale,  $k_v$  (cm/s) perméabilité verticale, et  $r_k$  rapport de la perméabilité parallèle aux couches ( $k_h$ ), sur la perméabilité perpendiculaire ( $k_v$ ). On distinguera les perméabilités mesurées au laboratoire et in situ. Les premières se déterminent en faisant pivoter l'échantillon dans sa cellule d'essai, et les secondes sont calculées par approximations successives, en comparant les pressions interstitielles calculées et mesurées. Ces pressions peuvent être calculées par éléments finis par exemple, en supposant que le sol et sa perméabilité sont uniformément anisotrope, que la loi de Darcy est vraie et que les conditions d'infiltration sont régulières. Les pressions mesurées sont celles données par des piézomètres installés un peu partout dans le terrain à l'étude.

La perméabilité horizontale des sols varvés est supérieure à la perméabilité verticale, et c'est d'autant plus vrai pour les argiles varvées qui ont une couche claire silteuse plus épaisse que la couche foncée argileuse. Le rapport d'anisotropie de perméabilité,  $r_k$  est donc toujours supérieur à 1; sa valeur minimum, associée au passage

graduel du silt à l'argile, vaut 2 ou 3 d'après Kenney (1976); sa valeur maximum correspondant à une limite bien marquée entre le silt et l'argile, serait égale au tiers du rapport des perméabilités horizontales du silt sur l'argile.

Ainsi le rapport  $r_k$  peut varier de 1 à 10 et dépend en définitive de l'écart de perméabilité entre les deux constituants de la varve, mais aussi du changement de facies à l'intérieur même de la varve. Dans le cas de varves proximales où l'influence de la couche silteuse, voire sableuse et parfois graveleuse, est primordiale, la valeur de  $r_k$  pourrait s'élever jusqu'à 300 par exemple. Par contre, les varves distales plus minces afficheront un  $r_k$  inférieur à 5. Il est assez fréquent d'aboutir à la valeur moyenne  $r_k = 3$ , mais les mesures ne sont pas assez nombreuses pour certifier ce chiffre.

La perméabilité dans la croûte superficielle peut être bien différente et très hétérogène; elle est donc encore plus difficile à mesurer, d'autant plus qu'elle dépend de la présence des fissures qui contrôlent l'écoulement.

#### 4.3.4.2 Mesures au laboratoire

Des travaux de recherche sur la perméabilité des argiles varvées en laboratoire, ont été menés par Chan et Kenney (1973) pour la région de New Liskeard et par la SEBJ (1978) pour la région de Matagami. D'autres travaux devraient être entrepris prochainement à l'Université Laval de Québec.

##### A) New Liskeard

Les varves de la première région à l'étude sont distales, stratifiées régulièrement, épaisses, et l'écart de granulométrie entre les couches claire et foncée n'est pas très large. Les essais sont réalisés sur un groupe de varves ou sur chaque strate constituant la varve.

On taille un échantillon cubique de 6,4 cm de côté, de façon à ce que plusieurs varves soient incluses dans le processus de mesure. On le consolide en général à la pression des terres, puis on le soumet à un écoulement de gradient  $i = 10$ ; on attend alors que le débit de sortie soit égal au débit d'entrée et il suffit de mesurer la vitesse pour obtenir le coefficient de perméabilité  $k = v/i$ . Les mesures sont effectuées dans les deux directions, en faisant pivoter l'échantillon, ou plutôt en en prenant un identique.

On détermine l'influence du remaniement des faces coupées de l'échantillon en faisant un autre essai, après l'avoir recoupé plusieurs fois perpendiculairement à la direction de l'écoulement. En reconsolidant, l'indice des vides diminue et on constate en effet que la perméabilité est réduite de 1 à 1,5% par coupure additionnelle. Pour un échantillon original qui a donc deux surfaces, la mesure de  $k$  doit être réduite de 2 ou 3%.

En définitive, Chan et Kenney (1973) trouvent  $r_k = 2$  pour les couches minces (environ 1 cm) et  $r_k = 3$  ou 4 pour les couches épaisses (environ 4 cm). Les auteurs remarquent de plus que le gradient hydraulique imposé ne semble pas affecter les résultats, tout au moins dans les limites de validité de la loi de Darcy (0,1 à 50). D'autre part, les différentes consolidations utilisées semblent avoir relativement peu d'influence sur le rapport  $r_k$ , ce qui nous porterait à croire que le  $r_k$  trouvé au laboratoire, doit ressembler à celui du terrain, et qu'il varie moins si la strate est épaisse.

Une étude de perméabilité sur chaque constituant de la varve confirme (Chan et Kenney, 1973) que  $r_k$  est le plus souvent inférieur à 5. Les considérations énumérées ci-après paraissent logiques:

- la perméabilité verticale  $k_v$  de la varve équivaut à la somme des différents  $k_v$  de tous les constituants de la varve; ce calcul peut se faire par une formule appropriée (Chan et Kenney, 1973);

- cette perméabilité  $k_v$  de la varve entière est un peu supérieure à celle de la couche d'argile et de transition, mais elle est grandement inférieure à celle de la couche de silt;
- il n'est pas possible de déterminer la perméabilité horizontale d'un seul constituant car l'échantillon est toujours trop mince pour faire un essai; on peut cependant la calculer à l'aide d'équations appropriées, à partir du rapport  $r_k$  de la varve et des  $k_v$  de chaque constituant, moyennant quelques assumptions (Chan et Kenney 1973 ;
- La perméabilité horizontale de la varve entière sera un peu inférieure à celle de la couche claire.

#### B) Matagami

Nous n'avons pu rassembler beaucoup d'information sur la perméabilité des argiles d'Olga près de Matagami. D'après la SEBJ (1978), le coefficient de perméabilité varie de 0,6 à  $1,5 \times 10^{-7}$  cm/s à une profondeur de 3,8 m, et de 1,2 à  $2,1 \times 10^{-7}$  cm/s à 7 m de profondeur. D'après Jean (1982), le rapport d'anisotropie de perméabilité vaut 1,2 (à 7,5 m de profondeur), avec un coefficient vertical de  $2,3 \times 10^{-90}$  cm/s.

#### 4.3.4.3 Mesures in situ

Le lecteur pourra se reporter à Kenney et Chan (1973). Il s'agit de calculer par approximations successives, la valeur du rapport de perméabilité qui conduisait à la distribution des pressions interstitielles, mesurées par les piézomètres.

De manière générale il semble que l'on puisse établir aussi que  $r_k$  5, tout au moins dans le cas de varves distales. On vérifie aussi que le  $r_k$  des varves proximales est plus élevé, et que les

couches minces présentent un rapport de perméabilité plus faible (1 ou 2) que les couches épaisses (2 à 5).

Rappelons tout de même que ces résultats s'appliquent pour un talus d'argile varvée à caractéristiques régulières en épaisseur et en composition. Il faut donc savoir que  $r_k$  pourrait facilement augmenter de valeur, pour d'autres sols varvés et d'autres conditions locales, en tout cas pour les varves proximales. Par contre, la présence de discontinuités survenues par exemple lors de la déposition, a tendance à faire décroître le rapport  $r_k$ . La régularité de la stratigraphie est évaluée par corrélation entre les différents forages, en examinant la séquence des varves, par radiographie en particulier.

D'autres mesures in situ à partir d'un perméamètre autoforeur, devraient pouvoir être réalisées sous peu, suite aux résultats de M. Tremblay (M.Sc., Université Laval, 1983).

#### 4.3.4.4 Conséquences de l'anisotropie de perméabilité

Ces conséquences peuvent concerner les trois points suivants: l'écoulement, les pressions interstitielles, le taux de consolidation et les pressions interstitielles développées pendant la consolidation.

Il est clair qu'on peut s'attendre normalement à une augmentation de l'écoulement avec le rapport de perméabilité. Cependant, la granulométrie des argiles varvées est très fine; la perméabilité reste faible de toute façon et l'écoulement aussi. On comprend quand même que la présence d'une strate plus sableuse, d'un profil à varves proximales par exemple, puisse donner naissance à un écoulement horizontal.

Les pressions interstitielles pourraient aussi être affectées par un changement de perméabilité. Il s'avère pourtant (Kenney, 1976) qu'une variation du rapport  $r_k$  de 1 à 10 n'entraîne pas une modification importante de la pression interstitielle, comparativement à

l'influence d'autres facteurs comme la topographie, la tête d'eau, la variation de facies du sol.

De manière générale, on admet qu'une augmentation du degré d'anisotropie fait croître le taux de consolidation, en permettant un déplacement latéral de l'eau et un réarrangement des grains, et donc une possible amélioration de la stabilité. Dans le cas d'une pente cependant, il est bon de savoir que les contraintes au pied de la pente sont augmentées si la perméabilité horizontale est supérieure à la perméabilité verticale.

Il existe cependant un cas défavorable important, quant à l'effet de  $r_k$  sur la stabilité d'un remblai sur un sol compressible varvé (Kenney, 1976). La construction d'un remblai de résidus miniers provoque en effet des surpressions interstitielles à une profondeur  $z$ . La perméabilité latérale aura tendance à faire fluer l'eau dans la fondation, plus ou moins fortement selon le rapport  $r_k$ , du centre vers les pieds du remblai; ceci fera augmenter la pression interstitielle juste sous les pieds du remblai, en affectant donc la stabilité, ne serait-ce que temporairement. Ainsi, lorsque  $r_k$  est faible (environ 3 par exemple), la surpression interstitielle  $u$  causée sous les pieds est compensée par la dissipation générale de  $u$  sous le remblai, due aussi au drainage vertical; par contre, si  $r_k$  est élevé (environ 20), de fortes surpressions  $u$  peuvent s'amasser sous les pieds et provoquer un danger momentané d'instabilité, surtout d'ailleurs quand les varves sont minces.

En définitive, les conséquences de l'anisotropie de perméabilité sont difficiles à prévoir, étant donné que la perméabilité calculée n'est pas forcément représentative du milieu, que cette anisotropie existe quasiment pour chaque couche prise une à une, et qu'une couche peut ne pas être continue. Rowe (1964) montre que le taux de consolidation d'une argile stratifiée peut varier énormément par la présence d'une couche drainante non identifiée lors de l'investigation; or un essai

de perméabilité ne tient pas compte d'une telle couche et suppose la stratification du sol régulière.

Saxena et al. (1978) prétend que la présence de couches très perméables dans un dépôt d'argile varvée est assez fréquente, et qu'elle conduit à des valeurs de perméabilité in situ beaucoup plus fortes que celles mesurées au laboratoire. On conviendra donc qu'il est nécessaire de rassembler davantage d'informations sur le sujet.

#### 4.3.5 Propriétés mécaniques

##### 4.3.5.1 Résistance au cisaillement

La résistance au cisaillement des argiles varvées dépend en grande partie de la couche argileuse foncée; dans l'ensemble, on peut classer plutôt cette formation dans la catégorie des sols à résistance mécanique relativement faible. C'est pour cette raison que les remblais sont en général construits par étape.

Etant donné la nature stratifiée des argiles varvées, leur résistance au cisaillement est anisotrope (Carlsen, 1972) et la résistance non drainée  $C_u$  est donc difficile à mesurer. L'anisotropie de résistance a pourtant été déterminée sur les argiles varvées de Matagami (SEBJ, 1978) à partir d'essais de compression ou striction triaxiale et de cisaillement simple. Cette anisotropie est caractérisée par le rapport de la résistance au cisaillement non drainé horizontale (essais de cisaillement simple) sur la verticale (essai triaxial). Elle comprend deux types:

- L'anisotropie intrinsèque se rapportant à la structure de l'argile aux niveaux microscopique (orientation des particules) et macroscopique (stratification). Cette anisotropie a été engendrée par la sédimentation; en outre, certains autres facteurs tels la variation

des contraintes dans le temps, le vieillissement et la cimentation peuvent aussi avoir contribué à cette anisotropie.

- L'anisotropie induite par les contraintes appliquées sur l'argile, un remblai par exemple, ou le déviateur sur l'échantillon. Elle n'est pas seulement fonction de l'inclinaison du plan de rupture, comme la notion d'anisotropie intrinsèque le laisse supposer, mais dépend également de la direction dans laquelle se produisent les augmentations de contraintes, par rapport aux contraintes initiales sous lesquelles l'argile a été consolidée.

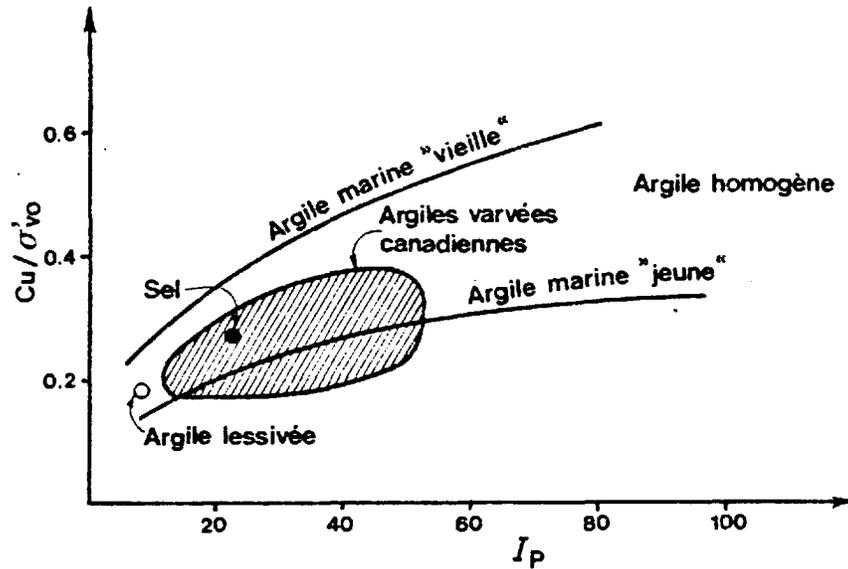
En pratique, il n'est pas nécessaire de dissocier ces deux types d'anisotropie, car les essais de laboratoire permettent de reproduire d'une part l'orientation du plan de rupture, et d'autre part l'orientation des contraintes principales prévues sous le futur remblai.

Les prédictions de comportement basées sur  $C_u$  consistent jusqu'à présent à considérer le sol varvé comme un sol homogène, sa résistance est alors grossièrement prise égale à celle de l'argile foncée. En l'absence de méthode plus performante, on admet que cette approche est conservatrice mais qu'elle fonctionne à peu près correctement.

Nous présenterons les valeurs moyennes suivantes, résumées par Kenney (1976):

$$\begin{aligned} C_u / \sigma'_{v0} \text{ (couche foncée)} &\approx 0,25 \\ C_u / \sigma'_{v0} \text{ (couche claire)} &\approx 0,45 \\ C_u / \sigma'_{v0} \text{ (varve)} &\approx 0,30 \end{aligned}$$

Ces valeurs sont conformes à l'expérience accumulée pour les argiles en général; on peut les relier à l'indice de liquidité ou de plasticité et la figure ci-dessous montre comment se situe la résistance au cisaillement non drainé des argiles lacustres par rapport aux argiles marines (Kenney, 1976).



En faisant le rapport de la résistance intacte sur la résistance remaniée, on constate que la sensibilité des argiles varvées est en général bien inférieure à celle des argiles marines: une sensibilité de 12 ou 15 est en effet rarement dépassée.

Les essais de laboratoire effectués très lentement pour que la pression interstitielle puisse se dissiper, semblent montrer que la résistance de la varve est quasiment égale à celle de la couche argileuse. On conçoit tout de même que la résistance le long d'une surface parallèle à la stratification est plutôt faible (c'est celle de la couche foncée); par contre, la résistance le long d'une surface perpendiculaire à la stratification est plus élevée, car c'est la demi-somme de la résistance des deux couches, celle de la couche silteuse étant plus forte; elle n'augmente en fait que de 10 à 15% par rapport à la résistance horizontale, en tout cas pour les faibles taux

de déformation on a pourtant couramment relevé 30% d'augmentation pour les argiles de Matagami (SEBJ, 1978). Kenney (1976) donne une moyenne d'angle de frottement supérieure à 30° dans la couche pâle silteuse et inférieure à 25° dans la couche foncée argileuse notons que cette différence est un peu plus grande quand le sol est normalement consolidé. Les paramètres de résistance effective de l'argile varvée du site d'Olga (Matagami) varient de 0 à 10 kPa pour  $C'$  et 27° à 38° pour  $\phi'$  (SEBJ, 1978).

Le long d'une grande surface de glissement, où la résistance intervient donc aussi bien le long des strates que perpendiculairement, il semble que la résistance moyenne n'est pas beaucoup plus grande que celle de la couche foncée et vaut grosso modo en termes d'angle de frottement (Kenney, 1976).

$$\phi' = \phi' (\text{arg.}) + 1/5 [ \phi' (\text{silt}) - \phi' (\text{arg.}) ]$$

En l'absence de données claires de mesures in situ, le concepteur pourra faire un calcul de stabilité en tenant compte de l'influence un peu renforçante de la couche de silt, en augmentant par exemple le  $\phi'$  de la couche argileuse de 2° environ. Le lecteur trouvera un cas concret de détermination de la résistance au cisaillement moyenne dans un dépôt d'argile varvée à New Liskeard, dans Kenney et Chan (1977).

Plus précisément, on sait depuis Kenney (1976), que le comportement de la couche silteuse claire est identique à celui de la couche argileuse foncée sous faible contrainte, quand l'état limite du matériau n'est pas atteint ou quand la structure n'est pas détruite. Ainsi par exemple, un essai de cisaillement non drainé montre une croissance simultanée jusqu'au pic de résistance, puis celle de la couche silteuse est plus forte que l'autre, au delà d'une déformation relative de 5% environ. Nous préciserons dès maintenant que l'argile varvée offre une bonne résistance à la déformation aux faibles pressions, mais elle chute presque complètement au passage de  $\sigma'_p$ . Après que  $\sigma'_p$  soit

largement dépassé, la résistance au cisaillement réaugmente linéairement en fonction des contraintes effectives (voir 4.4.2.3).

Le taux de déformation influence aussi la résistance au cisaillement non drainé, dans le même sens de variation, et beaucoup plus fortement sur l'argile structurée que sur l'argile destructurée (voir 4.4.2.2).

Nous mettrons enfin l'accent sur le rôle que joue la pression interstitielle  $u$ . En temps normal, cette pression est voisine pour les deux couches ou légèrement supérieure dans la couche foncée. Au fur et à mesure que la sollicitation augmente, dans l'essai de laboratoire à volume constant, mais sans doute aussi dans les conditions naturelles, une migration locale d'eau s'instaure de la couche d'argile vers la couche de silt; l'argile a donc plutôt tendance à consolider et le silt à gonfler. Nous reviendrons sur ce phénomène en 4.4.2.3. La pression interstitielle moyenne  $\bar{u}$  est régie par l'équation (Kenney, 1976):

$$\bar{u} = \frac{u_f + \alpha u_p}{1 + \alpha}$$

où les indices  $f$  et  $p$  sont relatifs aux couches foncée et pâle respectivement;  $\alpha$  est un paramètre qui dépend du coefficient de compressibilité de l'argile  $m_f$  et du coefficient d'extensibilité du silt  $m_p$ , et vaut:

$$\alpha = \frac{m_p h_p}{m_f h_f}$$

où  $h_p$  et  $h_f$  sont les épaisseurs de chaque couche.

En général,  $m_p/m_f < 0,1$  dans les conditions usuelles et si  $h_p \approx h_f$ , la pression  $\bar{u}$  est voisine de  $u_f$ . Si la sollicitation est élevée, la pression  $u_f$  peut devenir bien supérieure à  $u_p$ , et  $\bar{u}$  augmente.

En définitive, l'anisotropie de résistance dépend de la différence entre les couches pâles et foncées, c'est-à-dire de leur chemin de contraintes et histoire géologique, de la direction du cisaillement, de leur taux de déformation et de la pression instertitielle moyenne. On peut noter aussi que la couche de silt n'ajoute pas la résistance escomptée au dépôt varvé, bien que le contraire peut parfois se réaliser; en effet, certaines strates de silt ou de sable fin, lâche, uniforme, peuvent présenter des faibles caractéristiques ou subir des grandes déformations de l'ordre de 15%; cette couche devient alors suffisamment faible pour que du cisaillement non drainé s'y produise, avec des conséquences préjudiciables.

Nous rappellerons par ailleurs que la résistance au cisaillement de la croûte, c'est-à-dire grossièrement des deux premiers mètres du dépôt, est très difficile à déterminer et très variable; elle peut être largement supérieure à la résistance d'un point de la partie compétente du dépôt (qui pourrait être comprise entre 20 et 60 kPa); elle peut aussi être inférieure, par exemple dans la partie supérieure de la croûte, directement sous la tourbe de surface, dans une zone à priori mal drainée.

D'autre part, la résistance d'un dépôt d'argile varvée s'accroît souvent en profondeur, où le pourcentage de couches plus silteuses voire sableuses augmente.

Nous signalerons en dernier lieu qu'il existe de nombreuses méthodes de détermination de la résistance au cisaillement, entre autres celle de Bjerrum (et son facteur correctif  $\mu$ ), la méthode Shansep et les méthodes classiques (scissomètre). Etant donné toutes leurs imperfections, nous admettrons avec Trak et al. (1980) qu'une méthode simple est celle qui est basée sur la détermination de la pression préconsolidation  $\sigma'_p$ , par la relation  $C_u = 0,22 \sigma'_p$ ; ces auteurs ont vérifié que cette méthode s'applique aussi bien que les autres, pour les argiles varvées de New Liskeard et de Matagami, sauf pour les

croûtes où la méthode de Bjerrum semble plus performante. Un profil scissométrique est cependant moins long à établir qu'un profil oedométrique; la méthode de Bjerrum devient alors plus avantageuse, en admettant que le facteur de correction  $\mu$  est appliqué convenablement: Dascal et al. (1972) tient compte que la plasticité varie grandement d'une couche à l'autre dans l'argile varvée, et applique le facteur  $\mu$  couche par couche; La Rochelle et al. (1974) utilise une moyenne de  $I_p$  pour toute la masse argileuse. En définitive, la pertinence d'une méthode par rapport à une autre réside dans la façon de mesurer  $\sigma'_p$ , ou  $C_u$ , dans un pays ou dans un autre, par un opérateur ou un autre.

De toute façon, il est clair que l'anisotropie de résistance des argiles varvées doit continuer d'être étudiée au laboratoire, en termes de cisaillement simple direct et de résistance en compression et extension triaxiales.

#### 4.3.5.2 Compressibilité

Si l'indice des vides de la couche argileuse est environ  $e = 3,0$  et si celui de la couche silteuse est  $e = 1,5$ , on comprend que leurs caractéristiques de compressibilité sont différentes, celles de la varve entière aussi, et que ces valeurs sont difficiles à déterminer par l'essai oedométrique.

Sous l'effet d'une consolidation, les couches foncées tassent beaucoup plus que les couches claires; la forte teneur en eau naturelle de la couche argileuse diminue, tandis que celle de la couche silteuse aurait plutôt tendance à augmenter. Pour prédire les tassements, la meilleure méthode est encore à notre connaissance de déterminer un profil moyen de teneur en eau et d'indice de vides, et de considérer le dépôt homogène (Lefebvre et al., 1979).

Les zones envahies par la réavancée cochrane ont été assez fortement préconsolidées par les glaciers. Les autres parties du nord-ouest

québécois présentent une quasi préconsolidation due à la compression secondaire; sa mesure en laboratoire est donc probablement majorée par rapport à la réalité, en raison par exemple de la vitesse de déformation plus forte des essais de laboratoire.

Les argiles varvées sont donc le plus souvent normalement consolidées géologiquement ou légèrement surconsolidées; cette surconsolidation apparente varie d'après Ballivy (1970) dans le même sens que la teneur en constituants amorphes, et selon la position de l'échantillon par rapport à la surface de la nappe phréatique; elle vaut en moyenne 25 ou 30 kPa sous la nappe et 100 kPa ou plus, au-dessus de la nappe ou dans les couches oxydées, dans la région de Matagami. Comme pour l'argile Champlain, celle du lac Barlow-Ojibway présente les propriétés d'une argile cimentée: elle est faiblement compressible tant que  $\sigma'_p$  n'est pas atteint, mais elle est fortement compressible sous des pressions supérieures à  $\sigma'_p$ . L'argile varvée semble tout de même davantage rigide mais plus fragile qu'une autre. L'argile remaniée se comporte par contre comme une argile non cimentée.

Les caractéristiques de compressibilité sont les suivantes:

- faible indice de recompression:  $C_r = 0,01$  à  $0,03$
- faible rapport de surconsolidation:  $OCR = \sigma'_p / \sigma'_{v0} = 2$  ou  $3$
- fort indice de compression:  $C_c = 1,3$  à  $5,8$  pour des pressions variant de 70 kPa (qui est un ordre de grandeur de la valeur de  $\sigma'_p$ ) à 100 kPa
- fort rapport de compression:  $\frac{C_c}{1 + e_0} = 0,3$  à  $1,6$

Ces valeurs ont été déterminées dans la région de Matagami (Lemieux, 1975), mais sont probablement pertinentes pour une bonne partie des dépôts lacustres étant donné les marges fournies; notons toutefois que l'indice de recompression est souvent supérieur à l'écart donné ci-

dessus dans la région de New Liskeard, et que l'indice de compression s'y situe autour de la limite inférieure de l'écart.

Par ailleurs, la consolidation d'une argile varvée s'accompagne d'un phénomène particulier, la faible ou non dissipation de pression interstitielle; cet aspect du comportement sera examiné en 4.4.2.3 et 4.5.2.

#### 4.4 Propriétés des argiles varvées de deux sites particuliers

##### 4.4.1 Généralités

Deux sites ont fait l'objet d'études géotechniques approfondies depuis une dizaine d'années: l'un dans le nord du nord-ouest québécois, Mata-gami, l'autre dans le sud en Ontario mais tout près de la frontière québécoise, New Liskeard (fig. 2).

Le premier site est analysé dans les travaux de Ballivy et al. (1970 et 1971), Dascal et al. (1972 et 1973), Law (1974), Laverdière (1975) et dans les rapports produits à l'Université de Sherbrooke par Lefebvre et al. (1977 à 1981) et à la SEBJ (1978). Le deuxième site est présenté par Lo et Stermac (1965), Raymond et al., (1965 et 1973) et Lacasse et al. (1973 et 1977).

Les caractéristiques de ces argiles s'inscrivent dans le cadre général proposé au paragraphe précédent 4.3. Comme elles ont été discutées par ces différents auteurs en termes de comportements du matériau varvé, sous l'action de l'application d'une charge de remblai, nous croyons utile d'extraire quelques éléments de ces études, afin de mieux cerner le comportement des argiles varvées que nous tenterons de décrire plus généralement en 4.5, à partir de ces deux cas particuliers.

#### 4.4.2 Matagami

##### 4.4.2.1 Caractéristiques du dépôt

Les caractéristiques des argiles de Matagami (site d'Olga) sont résumées à la figure 3 de la page suivante et à l'annexe B (Laverdière, 1975; SEBJ, 1978; Jean, 1982).

L'épaisseur de la couche foncée (10 à 15 mm) est plus grande que celle de la couche pâle (5 à 10 mm); les varves montrent de fréquentes déformations et une inclinaison de 5 à 10°; l'épaisseur des varves augmente sensiblement avec la profondeur et passe de 1 cm à plus de 2,5 cm. Près de la base du dépôt, les couches sablo-silteuses claires prédominent; elles sont séparées par de minces lits d'argile.

De manière générale, les argiles varvées de Matagami sont très argileuses (60 à 90% de particules inférieures à 2  $\mu$ ), et fortement plastique ( $I_p = 30$  à 40%). Leur teneur en eau varie entre 70 et 90%; elle peut être supérieure vers la surface et diminuer avec la profondeur. La limite liquide reste un peu inférieure à la teneur en eau et se situe entre 60 et 70%; la limite plastique vaut 30% environ; ces valeurs décroissent aussi avec la profondeur, surtout après 7 m. L'indice de liquidité avoisine l'unité. Les indices de vide valent 1,3 à 1,5 dans la croûte et 2,3 à 2,9 en-dessous.

La résistance au cisaillement varie de 20 à 75 kPa dans la croûte, avec une sensibilité de 10 à 40. Il semble en fait depuis Lefebvre et Morissette (1981) que la résistance mobilisable dans la croûte serait considérablement plus faible que celle évaluée au scissomètre, et serait en réalité à peu près égale à la résistance de l'argile intacte située immédiatement sous la couche altérée. Sous la croûte, elle est proche de la résistance de la couche foncée et vaut 20 à 30 kPa, tant que la pression effective des terres est inférieure à 100 kPa. Les valeurs de  $\phi'$  varient de 34° à 38° et  $C'$  de 4 à 10 kPa pour l'argile

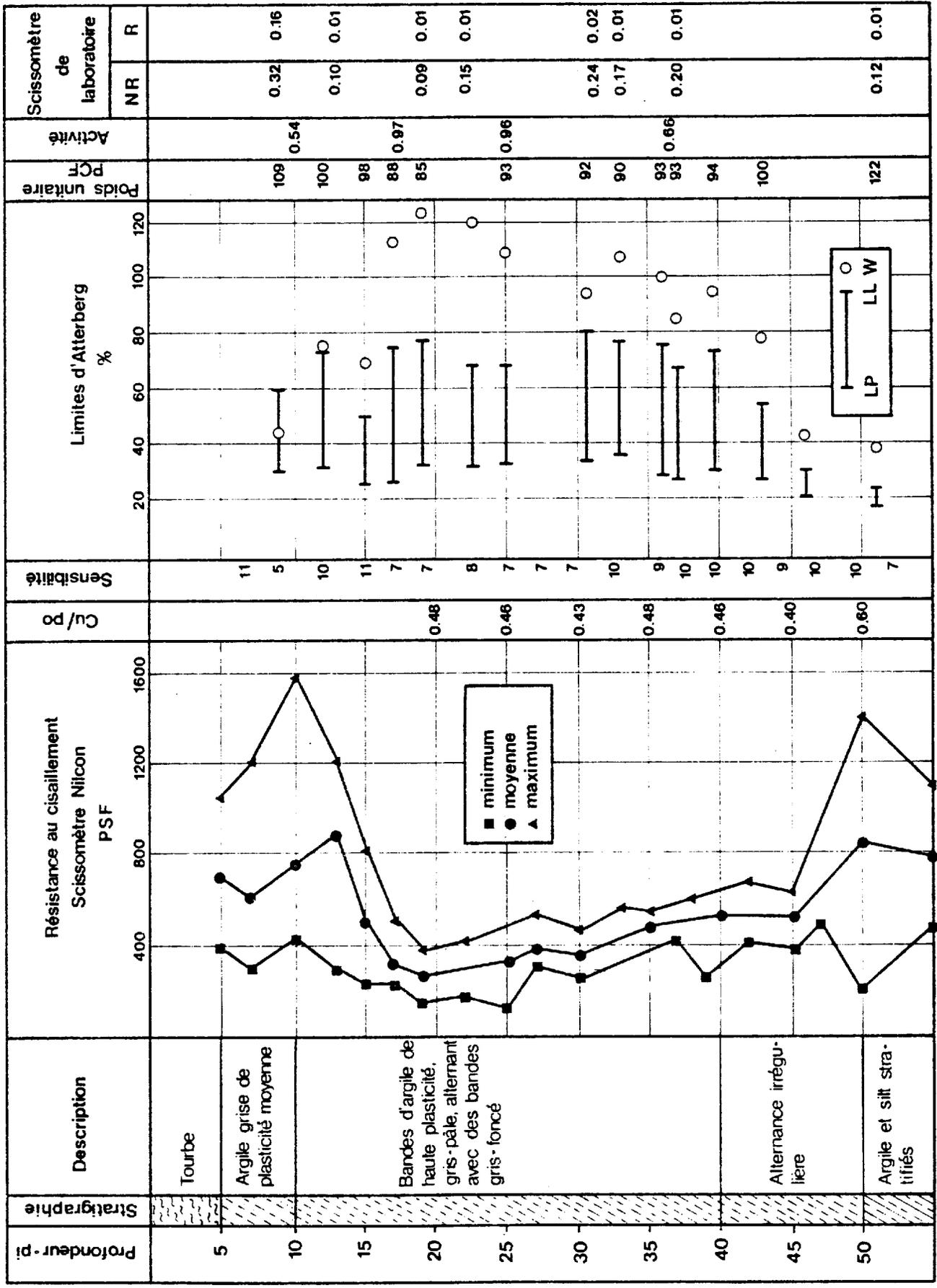


Figure 3 : Stratigraphie et caractéristiques géotechniques, Matagami d'après Laverdière - 1975.

structurée, de 27° à 38° (et  $C' = 0$ ) pour l'argile déstructurée. Plus en profondeur, l'argile varvée normalement consolidée a un angle de frottement de 25° environ. La sensibilité du dépôt vaut 7 à 9.

L'argile d'Olga est fortement consolidée dans la croûte de surface ( $OCR = \sigma'_p / \sigma'_{v0} = 5$  à 15) et légèrement surconsolidée dans la zone inférieure où le rapport OCR est voisin de 2. Le coefficient de consolidation ( $c_v$ ) aux pressions supérieures à  $\sigma'_p$  varie de 0,2 à  $6 \cdot 10^{-4}$  cm<sup>2</sup>/s, la moyenne étant de  $0,8 \cdot 10^{-4}$  cm<sup>2</sup>/s (SEBJ, 1978);  $c_v$  a de fortes valeurs aux faibles pressions et diminue beaucoup quand la pression appliquée excède la pression de préconsolidation. Aux pressions équivalentes à la surcharge du remblai (97 kPa), le coefficient de perméabilité est de  $0,6 \cdot 10^{-7}$  cm/s (SEBJ, 1978), alors qu'il était de  $2,4 \cdot 10^{-9}$  cm/s avant construction (Jean, 1982); la pression  $\sigma'_p$  varie autour de 80 kPa. Le rapport de compression varie de 0,2 à 0,4 dans la croûte, et de 0,6 à 1,0 dans le dépôt; l'indice de recompression de l'argile est environ 0,013 et son indice de compression varie entre 2 et 3. Ces valeurs, ainsi que celles très élevées de l'indice des vides initial ( $e_0 \approx 2,5$ ) caractérisent la nature très compressible de l'argile du site d'Olga. Dascaï et al. (1973) ont établi des relations entre l'indice ou le rapport de compression et la teneur en eau, sous la forme suivante:

$$\begin{aligned} & C_c = 0,042 w - 1,314 \\ \text{I} \quad & \frac{C_c}{1+e_0} = 0,0096 w - 9,167 \end{aligned}$$

ou

$$\begin{aligned} & C_c = 1,43 e_0 - 1,11 \\ \text{II} \quad & \frac{C_c}{1+e_0} = 0,339 e_0 - 0,16 \end{aligned}$$

$$\text{pour } 0,15 < C_c < 3,5$$

$$0,9 < e_0 < 3,5$$

Ces équations ont été établies avec les paramètres suivants pour les groupes I et II respectivement:

- coefficient de régression  $r = 0,76$  et  $0,86$
- écart type  $S_y = 0,19$  et  $0,59$
- nombre d'échantillons  $N = 24$  et  $24$ .

Une relation existe aussi entre le rapport de surconsolidation et l'indice de plasticité  $I_p$  ou la teneur en eau  $w$ , mais elle est plus difficile à déterminer en raison des variations de  $\sigma'_p$  ou  $\sigma'_{vo}$ . Dascal (1973) suggère la relation  $OCR = 4,17 - 0,04 I_p$ .

Ces relations pourraient être comparées à celles établies pour les argiles marines par Leroueil et la Bihan (1981, B12).

#### 4.4.2.2 Consolidation

L'étude du comportement de la fondation argileuse varvée sous l'action d'une surcharge a donc fait l'objet dans la région de Matagami, d'une étude approfondie ces dernières années, par l'Université de Sherbrooke en particulier. Nous en donnerons ici les grandes lignes et les

principaux résultats, qui sont mis en relief dans les rapports préparés par la SEBJ (1978) ou par G. Lefebvre en 1977, et dans les thèses de maîtrise de Lemieux (1975) et Ostiguy (1978). Ils résultent de nombreuses études en laboratoire (essais triaxiaux), qui simulaient la mise en place d'un remblai, pour étudier la variation de résistance au cisaillement durant la consolidation.

Deux remblais sont construits en 1971 (Dascal et al., 1972 et 1973) pour étudier le comportement à long terme de l'argile sous-jacente, sous l'axe du remblai et à l'extérieur.

L'épaisseur du dépôt d'argile varvée est de 12 m en moyenne, recouvert d'environ un mètre de tourbe, enlevée avant construction des remblais. Le premier remblai est monté jusqu'à la rupture, à 4 m de hauteur au lieu de 8 m comme prévu. Le deuxième comprend des bermes de 12 m de largeur et une pente de 6 dans 1.

Deux ans et demi après la construction du remblai (Dascal et al., 1973), très peu de pressions interstitielles se sont dissipées et on observe 45 cm de tassement. Les calculs de tassements, effectués par des méthodes classiques basées sur le phénomène de dissipation des pressions interstitielles, ne paraissent valables que pour la détermination du tassement total; les vitesses de tassement, les contributions respectives des consolidations primaire et secondaire, sont quasiment impossibles à évaluer. Il semble nécessaire de tenir compte des caractéristiques de compressibilité et de préconsolidation des argiles varvées, pour faire de meilleures prédictions.

En 1978 (Lefebvre, Locat et al., 1979), 90% des pressions interstitielles se sont dissipées et un tassement maximum de 1,3 m a été observé. De nombreux profils de teneur en eau sont tracés, sous le remblai et à l'extérieur, dans les couches foncées et pâles, à plusieurs profondeurs; des moyennes pour les deux sortes de couches et des moyennes générales sont calculées.

Les couches argileuses se sont comprimées davantage que les couches silteuses, tout au moins dans l'axe du remblai, et des variations de teneur en eau ont été relevées. Dans les couches argileuses foncées, elle reste assez constante et voisine de 100% à l'extérieur du remblai, tandis qu'elle augmente puis diminue de 20% environ sous le remblai. Dans les couches silteuses claires, la teneur en eau reste voisine de 70% et 40%, à 4 et 7 m respectivement, que ce soit à l'extérieur ou sous le remblai; à partir de 7 m de profondeur, elle diminue encore plus, car l'épaisseur des silts et sables augmente. De ce fait la différence de teneur en eau avant construction, entre les couches foncées et pâles, est de 30% vers 4 m de profondeur, et 60% vers 7 m de profondeur; cette différence est moindre après construction, jusqu'à 20% environ.

En définitive, la consolidation sous charge n'a pas pour effet d'homogénéiser la teneur en eau entre couches foncées et pâles, puisque celle des couches claires reste sensiblement la même alors que celle des couches foncées diminue. Cette observation devient négligeable en profondeur au fur et à mesure que l'épaisseur des couches claires augmente.

Les essais oedométriques de 1978 (Lefebvre, Locat et al., 1979) montrent de toute façon que la pression de préconsolidation initiale de 1971 a été dépassée par la contrainte de charge et qu'en 1978, la nouvelle pression  $\sigma'_p$  est proche de la contrainte effective qui existe sous le remblai; ce dernier résultat indique de plus que ces essais ont été effectués à la fin de la consolidation primaire et que la compression secondaire n'était pas suffisante pour produire une quasipréconsolidation détectable, tout au moins sur la période d'observation de 1971 à 1978. Par ailleurs, on notera que les auteurs croient à la bonne représentativité de l'essai oedométrique pour les argiles varvées, du moment que l'échantillon comprend un nombre raisonnable de varves.

Lemieux (1975) montre que lorsque la pression de consolidation dépasse  $\sigma'_p$ , des tassements importants se produisent alors que la pression interstitielle  $u$  reste constante pendant une période de temps assez longue, correspondant à 45% de la consolidation primaire environ.

Le taux d'application de la surcharge semble particulièrement important sur les argiles varvées de Matagami. Dans les essais triaxiaux sur l'argile d'Oiga (SEBJ, 1978), la résistance diminue de 20% lorsque le taux horaire de déformation axiale passe du taux régulier de 0,8% au taux lent de 0,01%; par contre, elle augmente de 30% quand ce taux passe de 0,8 à 13%.

Il est fréquent d'observer des fissures dans le remblai après construction; il est difficile de connaître la cause exacte de ces désordres. Une étude menée par Capozio et al. (1980), sur une digue près de Matagami, semble montrer que les fissures sont dues à un mode de rupture horizontal et superficiel, et non circulaire et profond; toutes les analyses de stabilité effectuées, confirment en effet que tous les facteurs de sécurité sont supérieurs à 1,5 dans le cas de cercles profonds, que la résistance non drainée soit corrigée ou non. D'autres cas de littérature rapportent que les fissures seraient dues à l'écartellement, à une rupture horizontale le long d'une petite couche de sol mou et plastique ou d'une petite couche de sol ferme, qui pourrait être la croûte entre le remblai et le sol (Thompson et Emery, 1977; Graham, 1979).

#### 4.4.2.3 Résistance au cisaillement

Les essais in situ montrent que la résistance au cisaillement (SEBJ, 1978) diminue sensiblement de 1971 à 1976, entre 0 et 6 m de profondeur, de manière non constante entre 3 et 6 m. A plus de 6 m de profondeur, elle augmente généralement, en 1977 aussi. A cette même date (1977), la résistance mesurée est encore un peu inférieure à celle

obtenue avant la construction sur les 3 premiers mètres; par contre, elle a augmenté entre 3 et 6 m de profondeur. Elle est de toute façon plus élevée au centre qu'à l'extérieur du remblai. Les contraintes latérales effectives augmentent elles aussi, du pied vers le centre.

En général, dans la zone altérée, les résistances déterminées au laboratoire sont inférieures aux résistances obtenues au scissomètre. Par contre, il semble que l'inverse se produise dans la zone non altérée. Ces différences sont difficiles à expliquer (SEBJ, 1978) et permettent de mettre en doute la fiabilité du scissomètre; ce n'est que dans le cas où il mesure une augmentation de résistance qu'on pourrait considérer qu'il s'est réellement produit un gain de résistance. L'anisotropie de résistance au cisaillement non drainé a été déterminée par des essais de compression triaxial et de cisaillement simple: la résistance horizontale vaut de la moitié au 3/4 de la résistance verticale (SEBJ, 1978).

Nous avons vu qu'il existe une période de temps correspondant à environ 45% de la consolidation primaire, où la pression interstitielle demeure constante, alors que des tassements importants se produisent, lorsque la pression appliquée  $\sigma'$  excède la pression de préconsolidation  $\sigma'_p$ . Le passage de  $\sigma'_p$  correspond à l'"état limite" du matériau. Si une légère augmentation de la résistance au cisaillement est enregistrée en début de consolidation, elle n'augmente plus lorsque  $\sigma'$  dépasse  $\sigma'_p$ , ou même diminue de 10% par rapport à la résistance initiale: ce phénomène particulier a été attribué (Lefebvre, 1977) à l'écrasement de la structure de l'argile, caractérisé par un brusque changement de volume: l'indice des vides qui était élevé initialement, chute brutalement tout en se retrouvant à une valeur plus élevée que la normale; la compressibilité initiale augmente très vite dès que  $\sigma'_p$  est dépassé; un degré de consolidation de 100% peut alors être enregistré. La pression interstitielle  $u$  reste faible pendant ce processus mais ne s'annule pas; à la fin de cette consolidation, la pression  $u$  résiduelle s'accompagne d'un

fluage axial, sous l'action du déviateur de consolidation principale. Quand la structure est détruite et que la résistance se remet à croître, la pression  $u$  augmente alors jusqu'à la fin du cisaillement et se dissipe si on le lui permet.

En poursuivant l'application de  $\sigma'$ , on note qu'il faut un changement de volume durant la consolidation triaxiale supérieure à 15%, avant de provoquer une augmentation de résistance. En d'autres termes, il faut faire croître  $\sigma'$  jusqu'à une valeur dépassant 30% environ le  $\sigma'_p$  évalué dans un essai oedométrique conventionnel à consolidation isotropique, ou 50% dans un essai à consolidation anisotropique, pour que la résistance augmente appréciablement et graduellement, conformément aux théories classiques. La SEBJ (1978) ne relate toutefois pas autant ce palier de résistance.

Remarquons à ce niveau (Lefebvre, 1977) que l'anisotropie de résistance n'a pas été appréciée. On notera aussi que les valeurs de résistance données par des essais triaxiaux sont supérieures à celles qui sont mesurées par le scissomètre; si on veut aussi utiliser les valeurs triaxiales pour une analyse de stabilité, il faudrait tenir compte entre autres du taux de cisaillement, de l'anisotropie de résistance, de la rupture progressive.

Par ailleurs, les essais de fluage oedométrique (Lefebvre, 1977) ont révélé une tendance au fluage plus élevée pour les chargements voisins de  $\sigma'_p$  (en particulier à 70% de  $\sigma'_p$ ) qu'à des pressions plus élevées.

Il est intéressant d'autre part de constater que les échantillons triaxiaux cisailés en compression non drainée, ont montré un mode de rupture par un plan de cisaillement beaucoup plus marqué vers la surface (2,6 m) que plus en profondeur (4,6 m), pour une pression de consolidation initiale  $\sigma'$  inférieure à  $\sigma'_p$ . Si  $\sigma'$  s'approche de

$\sigma'_p$ , l'essai de cisaillement provoque l'écrasement de la base ou d'un coin de l'échantillon, ou sa fissuration.

En définitive, suite à ces remarques et aux observations énoncées au paragraphe précédent (4.4.2.2), il convient de se souvenir que les argiles varvées ne doivent pas forcément être étudiées de la même façon que les sols homogènes. Comme l'avait déjà signalé Townsend et Hughes (1964), une migration de l'eau interstitielle peut se produire sous une différence de pression entre les couches du sol, et peut entraîner des variations locales de résistance préjudiciables. De toute façon, il est clair que la nature très stratifiée d'une argile varvée, lui confère des propriétés de consolidation et de résistance au cisaillement un peu particulières; en l'occurrence, elles auraient tendance à être moindres par rapport à celles d'une argile plus homogène.

La résistance du sol varvé dépend du rapport des résistances individuelles et des épaisseurs de couches, de la structure des couches et de leur plasticité individuelle. Townsend et Hughes (1964) indiquent aussi que le taux de cisaillement étant responsable de l'équilibre des pressions de pores individuelles, il devient directement relié à la résistance au cisaillement. Ostiguy (1978) montre qu'il faudrait corriger la résistance pour tenir compte du taux de cisaillement, tout au moins avant construction ou avant l'écrasement de la structure. Cette résistance est en effet surestimée de 6 à 35% selon le site, avant destruction partielle ou totale de la structure. Sinon, l'effet du taux de cisaillement est réduit ou annulé, par exemple dans une couche silteuse claire à faible cohésion, en train de s'écraser.

Il est clair en tout cas que pour des pressions de consolidation élevées, voisines de l'état limite du matériau, comme celles qui sont induites sous un remblai par exemple, les vitesses de cisaillement augmentent en faisant diminuer la résistance au cisaillement, ce qui précipite l'apparition du phénomène d'écrasement.

En tout état de cause, il semble que les liens de cimentation formés dans les premiers stades de la sédimentation de ces dépôts, soient la cause de la courbe de consolidation et de la résistance au cisaillement un peu particulières de ces argiles varvées.

#### 4.4.2.4 Comportement cyclique vertical

##### 4.4.2.4.1 Généralités

Cette étude est celle menée à l'Université de Sherbrooke par Bossé (1979) et Lefebvre, Bossé et al. (1979), et présente l'avantage d'être un état des connaissances sur la question.

Le comportement dynamique des argiles n'avait pas fait l'objet d'étude approfondie jusqu'à cette date, contrairement à l'étude du comportement dynamique des sols granulaires. Le problème est revenu récemment à l'ordre du jour et trouve un impact particulier dans le domaine minier. Il est possible en effet qu'une vibration cause le remaniement ou la destruction d'une argile sensible et contribue par conséquent à diminuer sa résistance à la sollicitation cyclique; de plus, la nature varvée des argiles lacustres pourrait rendre le problème plus aigu.

Il s'agit ici d'étudier le comportement de l'argile du site Olga sous un chargement cyclique vertical et de déterminer la valeur du déviateur critique sous laquelle l'échantillon demeure stable quel que soit le nombre de cycles de chargement. De nombreux paramètres interviennent dans un essai de chargement cyclique; les plus importants sur lesquels l'Université de Sherbrooke a porté son attention, sont la pression de consolidation, la fréquence des cycles, le déviateur maximal et le nombre de cycles.

#### 4.4.2.4.2 Etat des connaissances en 1979

Le lecteur peut se reporter à la bibliographie B4 pour ce qui concerne les propriétés dynamiques des argiles en général.

Alors que la rupture survient par liquéfaction dans les sols granulaires soumis à une contrainte cyclique, aucune référence ne fait mention de ce phénomène dans le cas des argiles, sauf si des couches de sable sont intercalées (Holzer et Hoeg, 1973).

L'existence de la cohésion entre les particules joue un rôle prépondérant dans le comportement cyclique des argiles; contrairement aux sols granulaires, il est donc essentiel de prélever des échantillons parfaitement intacts, surtout pour les argiles structurées qui nous intéressent. De plus, il est difficile de définir des modèles généraux applicables à tous les types de sols cohérents, puisque les liens de cohésion entre particules argileuses varient d'un dépôt à l'autre.

Il s'avère en définitive que peu de travaux ont été réalisés sur de l'argile intacte, structurée et varvée. On peut toutefois faire ressortir les points suivants (Bossé, 1979):

- la résistance cyclique d'une argile saturée est plus faible que la résistance statique, sous le même déviateur;
- si l'argile est sensible, il suffit d'un petit nombre de cycles pour que cette résistance diminue; par contre elle ne sera sans doute pas beaucoup affectée, si l'argile n'est pas sensible et que la déformation relative reste modérée;
- la résistance statique mesurée après sollicitation cyclique est inférieure à la résistance initiale, dépendamment de la déformation accumulée; celle-ci peut atteindre 20% dans certains cas avant que des désordres se produisent;

- la rupture d'une argile à forte structure peut se produire pour une déformation inférieure à 5%, par création de plans de cisaillement (Mitchell et King, 1977; Lee, 1979);
- pour une argile surconsolidée (structure non détruite), il semble que la déformation cesse d'augmenter et que les effets soient négligeables si la contrainte cyclique maximale et inférieure à 50% de la résistance statique initiale (Mitchell et King, 1977);
- la résistance d'une argile normalement consolidée augmente entre deux chargements cycliques (contrairement à une argile surconsolidée) et ceci dès que la contrainte cyclique de consolidation dépasse la pression de préconsolidation.

Deux critères de rupture différents sont adoptés dans la littérature:

- le premier est déterminé par le pic de résistance du sol; cependant, la déformation obtenue avant d'atteindre le pic peut être suffisante pour causer la rupture (Sangrey et al., 1978);
- le deuxième critère est défini par la déformation admissible atteinte pour un nombre de cycles donné ou une contrainte cyclique donnée; cependant il n'est pas facile de prévoir la relation contrainte déformation pendant un chargement cyclique, et le critère est difficile à appliquer (Hardin et Drnevich, 1972).

#### 4.4.2.4.3 Résultats de l'étude de Bossé et Lefebvre (1979)

- 1) Il existe une valeur critique de la contrainte déviatorique quelle que soit la pression de préconsolidation; c'est une fonction complexe de la pression de consolidation et de la fréquence. Cette valeur est assez élevée et jamais inférieure à 70% de la résistance statique. Elle est plus forte dans le domaine normalement consolidé que dans le surconsolidé; au voisinage de  $\sigma'_p$ , le déviateur

critique équivaut à celui mesuré dans le surconsolidé. Si le déviateur est plus petit que la valeur critique, la déformation et la pression interstitielle se stabilisent après un nombre de cycle qui augmente avec la fréquence. Si, par contre, la contrainte de consolidation est supérieure à la valeur critique, la déformation augmente brusquement ou progressivement, et conduit d'autant plus tôt à la rupture que le déviateur est grand.

2) Le comportement de l'argile d'Olga sous chargement cyclique est fortement influencé par la pression sous laquelle le sol a été consolidé ( $\sigma'_c$ ), donc par l'état initial de la structure.

- Si la structure est intacte ( $\sigma'_c = \sigma'_{v0}$ ), la déformation avant rupture est inférieure à 1%. La pression interstitielle maximale atteinte au premier cycle varie peu ensuite, et se stabilise d'autant plus vite que la fréquence est élevée; elle peut diminuer légèrement juste avant la rupture. Si le déviateur est suffisamment élevé et que la rupture se produise, elle est brutale et se traduit par un plan de cisaillement incliné, et une augmentation brusque de la déformation; la pression interstitielle  $u$  peut atteindre la pression de consolidation  $\sigma'_c$ .

- Si la structure est détruite ( $\sigma'_c = 2,5 \sigma'_p$ ), la déformation peut augmenter jusqu'à 5% avant la rupture totale de l'échantillon. La pression interstitielle augmente sans atteindre  $\sigma'_c$  puis se stabilise. La rupture est progressive et commence par l'apparition de micro-fissures horizontales parallèles aux varves. Dans cet état normalement consolidé, le déviateur critique correspond à la résistance cyclique évaluée à un taux de déformation de 0,5% par heure.

- Si la structure est en voie de destructuration ( $\sigma'_c = 1,1 \sigma'_p$  85 kPa à Olga), la déformation dépasse les 6% avant rupture; si elle reste inférieure à 5%, il n'y a pas de rupture. La pression

varie de la même façon que pour  $\sigma'_c = 2,5 \sigma'_p$  et la rupture se produit aussi de la même façon, progressivement. Avant d'en arriver à cette destructuration, la résistance cyclique reste voisine de celle mesurée pour une sollicitation  $\sigma'_c = \sigma'_{v0}$ ; la résistance statique semble aussi de cet ordre de grandeur.

- 3) De façon générale, une augmentation de la fréquence entraîne une diminution de la déformation et de la pression interstitielle. Il semble cependant exister une fréquence critique quand on dépasse les 50 cycles ou quand la structure est brisée, proche de 0,01 Hz, pour laquelle déformation et pression interstitielle seraient maximales.
- 4) Le module de déformation croît avec le nombre de cycle, si le déviateur est inférieur à la valeur critique. En d'autres mots, l'argile résiste de mieux en mieux à la déformation avec une augmentation du nombre de cycles.
- 5) La résistance statique d'échantillons non brisés a été évaluée pour les essais lents après sollicitations cycliques, inférieures au déviateur critique; celles-ci ont pour effet d'augmenter la résistance statique, contrairement à ce qui a été dit au paragraphe précédent 4.4.2.4.2. L'effet est général mais plus prononcé dans le domaine normalement consolidé; l'augmentation a varié de 0 à 77% par rapport à la résistance initiale.

Cet effet est difficile à expliquer mais doit être relié au réarrangement des teneurs en eau à l'intérieur de la varve.

- 6) Il semble que l'enveloppe de la résistance cyclique effective est légèrement inférieure à l'enveloppe de résistance statique de l'argile structurée (à  $\sigma'_{v0}$ ). Les deux enveloppes coïncideraient cependant quand l'argile est à l'état normalement consolidé.

A partir des procédures de prédiction de la pression interstitielle énoncées dans le rapport (Lefebvre, Bossé et al. 1979), il devient alors possible de prédire le comportement sous chargement cyclique à la condition que l'on connaisse l'enveloppe de résistance statique. D'ailleurs, l'étude a montré que la pression interstitielle maximum générée dans l'échantillon lors du premier cycle de chargement, est un indice révélateur du comportement ultérieur, à savoir de la plus grande déformation; ceci est intéressant dans le domaine normalement consolidé, où les déformations peuvent être très grandes, pour des fréquences faibles (0,5% par heure). Pour des fréquences plus élevées (0,01 Hz et 0,5 Hz), la pression  $u$  évolue différemment selon la charge appliquée, et il est alors difficile de généraliser le comportement.

#### 4.4.2.4.4 Discussion et conclusion

La consolidation maximale provoque, comme pour la consolidation oedométrique (4.4.2.2), une diminution davantage marquée de la teneur en eau dans les couches foncées (20%) que dans les couches claires (7%), après le passage de  $\sigma'_p$  en particulier. La sollicitation cyclique entraîne une décroissance supplémentaire de la teneur en eau d'environ 13 à 15%, mais cette fois pour les deux couches. Il semble donc qu'il y ait redistribution des teneurs en eau sous l'effet de l'application des cycles, qui se traduit par une consolidation accrue des couches claires.

Notons que ces couches claires sont impliquées dans la rupture de l'échantillon et que leur consolidation accrue aux dépens des couches foncées, pourraient expliquer en partie un certain écrouissage.

En définitive, l'effort cyclique que peut supporter l'argile varvée d'Olga est plus élevé que ce qui est généralement admis dans la littérature pour une argile sensible à forte teneur en eau.

La résistance cyclique de cette argile est aussi plus élevée que celle d'un matériau granulaire, de 25% environ dans le cas d'un matériau dense, de 50% environ dans le cas d'un matériau lâche.

Cependant, il nous paraît important de signifier que les essais effectués à Sherbrooke ont été réalisés sur des échantillons verticaux et une sollicitation verticale. Or tout le monde s'accorde à dire que les sollicitations cycliques horizontales sont les plus préjudiciables à la bonne tenue d'un dépôt!

A notre connaissance, aucune étude n'existe sur l'effet des sollicitations cycliques horizontales sur une argile varvée et fort peu sur une argile non stratifiée. En attendant, on pourrait certes adopter un critère, basé sur la valeur d'un tassement considéré comme admissible, sous un nombre de cycles attendu (Seed et Chan, 1966). Dans le cas d'une argile sensible, le critère pourrait être fourni par le changement de pente de la courbe; la résistance dynamique peut alors devenir inférieure à la résistance statique pour un nombre assez faible de cycles. Dans le cas d'une argile moins sensible, 200 cycles peuvent ne pas affecter la résistance si la déformation reste faible, inférieure à 2% par exemple; d'après Seed et Chan (1966), une approximation raisonnable de la résistance pourrait être donnée par un essai consolidé non drainé.

#### 4.4.3 New Liskeard

##### 4.4.3.1 Caractéristiques générales

Le dépôt de New Liskeard a une épaisseur d'environ 43 m, dont 2,5 m de croûte. Les varves ont une épaisseur variant assez régulièrement de 1 à 4 cm avec la profondeur. Les propriétés physiques sont résumées ci-dessous (Lacase et Ladd, 1973):

|                      | couche<br>silteuse | couche<br>argileuse | couche<br>globale |
|----------------------|--------------------|---------------------|-------------------|
| teneur en eau        | 30 ± 5%            | 65 ± 10%            | 45 ± 6%           |
| limite liquide       | 30 ± 5%            | 70 ± 10%            | 48 ± 5%           |
| indice de plasticité | 10 ± 6%            | 47 ± 13%            | 25 ± 5%           |
| indice de liquidité  | 0,4 à 1,3          | 0,4 à 1,3           | 1,0               |
| densité              | ≈ 2,69             | ≈ 2,73              | ≈ 2,71            |

On peut noter par ailleurs une forte teneur en carbonate (13% dans les couches argileuses et 30% dans les couches silteuses), et une faible teneur en sel (1,2 g/l dans les couches foncées et 1,7 g/l dans les couches claires). Les minéraux dominants sont l'illite et la chlorite, et un peu de vermiculite et montmorillonite; le pourcentage d'argile varie de 50 à 75%. Les caractéristiques mécaniques se décrivent de la façon suivante:

- Résistance au cisaillement non drainé:  $C_u = 20$  à  $40$  kPa.
- Perméabilité verticale:  $k_v = 4 \times 10^{-8}$  cm/s (varve entière).  
 $k_v = 18 \cdot 10^{-8}$  cm/s (couche silteuse)  
 $k_h/k_v \approx 3$
- Rapport de compression:  $C_c/1 + e_0 \approx 0,05$  à  $0,3$
- Rapport de recompression:  $C_r/1 + e_0 \approx 0,01$  à  $0,04$
- Coefficient de consolidation:  $c_v = 0,18$  à  $6,3 \cdot 10^{-4}$  cm<sup>2</sup>/s
- Sensibilité:  $S_t = 5$  à  $15$ .
- Indice des vides initial:  $e_0 \approx 1,0$  à  $1,5$ .

De manière générale, l'étude du comportement de l'argile varvée de New Liskeard est moins poussée dans la littérature que pour Matagami; comme cette étude est par ailleurs plus ancienne et abordée de façon américaine (MIT), nous ne rentrerons pas dans tous les détails.

#### 4.4.3.2 Comportement de l'argile varvée sous charge

Les considérations qui suivent résultent principalement des travaux de Lacasse et Ladd (1973 et 1977) et Ladd et Foott (1977); on peut citer par ailleurs la référence Ogunbadejo (1970).

Nous nous contenterons de dresser le tableau des principales conclusions. Il s'agit de remblais d'autoroute d'environ 6 m de haut; le premier remblai se ruptura et a fait l'objet d'analyses de stabilité; des prédictions de déformations et de pressions interstitielles ont été faites pour le deuxième remblai. Deux ans après la construction, 25% des pressions interstitielles se sont dissipées, aucune augmentation de résistance n'est relevée, et un tassement de 15 cm se produit par année.

Les auteurs effectuent en général des analyses en contraintes totales; ils utilisent la résistance mesurée au scissomètre avec la correction de Bjerrum, ou bien la méthode Shansep développée au MIT, à partir d'un gros programme de laboratoire. L'analyse en contraintes effectives est le plus souvent écartée en raison du choix difficile des paramètres  $c'$  et  $\phi'$  ( $c' \approx 0$  à 5 kPa,  $\phi' \approx 18$  à 24°), mesurés au laboratoire et sans doute supérieurs à la réalité in situ; les pressions interstitielles prédites devaient quant à elles, être inférieures aux valeurs existant sur le terrain. L'anisotropie de résistance est mieux estimée par la méthode Shansep que la méthode scissométrique; Ladd (1975) montre comment la déterminer, en corrigeant par exemple les résistances de façon qu'une compatibilité existe avec les déformations (effets de rupture progressive); le programme utilisé (Feecon) tient compte de plus de l'état de contrainte initial et de la rigidité du remblai. Le facteur de correction de Bjerrum n'améliore pas forcément la répartition des

vraies résistances au cisaillement: l'emploi de ce facteur fait diminuer par exemple le facteur de sécurité de 10 à 15% pour des argiles dont l'indice de plasticité est compris entre 25 et 50%. Les coefficients de consolidation  $c_v$  mesurés in situ se sont avérés trois fois plus grands que ceux mesurés au laboratoire. Les essais de consolidation effectués par Ogunbadejo (1970) au laboratoire, montre que l'argile varvée de New Liskeard est rigide mais fragile: elle résiste bien sous faible contrainte, mais au voisinage de  $\sigma'_p$ , la résistance à la compression chute considérablement, la structure de la couche argileuse se détruit, les déformations sont grandes, mais la rupture semble progressive; ces observations corroborent celles de Lefebvre (4.4.3.2). La compression secondaire semble augmenter avec la sollicitation jusqu'à  $\sigma'_p$ , puis diminuer pour des pressions plus fortes.

Il semble cependant que les meilleures propriétés du sol sont obtenues par combinaison des résistances corrigées du scissomètre et de l'approche Shansep, et que les déplacements et les pressions interstitielles prédits par la méthode d'éléments finis Feecon, soient relativement satisfaisants. La variation de pression interstitielle est en général prise égale à la variation de contrainte de compression octaédrique sous le centre du remblai, auquel on lui rajoute la variation de la contrainte de cisaillement octaédrique, à 12 m du pied du remblai; cette influence de  $\Delta\tau_{oct}$  augmente avec la distance à l'axe du remblai, et sans doute aussi avec la profondeur. Il apparaît en tout cas que la plupart des tassements de consolidation ont lieu dans les premiers 5 m, que les pressions interstitielles se maintiennent élevées, et que le gain de résistance est en général assez faible.

Lacasse et al. (1977) pense d'autre part que la rupture peut être décrite par un arc circulaire même si le sol est stratifié.

Ladd et Foott (1977) rappellent que la résistance le long d'une surface de rupture est beaucoup plus faible si cette surface est parallèle aux varves et prétendent que la consolidation est plus forte que dans un dépôt homogène en raison d'un drainage latéral possible par les couches silteuses.

Ils précisent les points suivants, relativement à l'évaluation de la résistance des dépôts d'argile varvée du nord-est des Etats-Unis:

- La résistance non drainée le long d'une surface de rupture et l'anisotropie de la résistance au cisaillement des sols varvés en général, ne peuvent être déterminées par des essais conventionnels.
- Les essais triaxiaux UU sont particulièrement sensibles au remaniement des échantillons.
- L'essai scissométrique in situ surestime la valeur de la résistance qu'on peut alors corriger.
- La résistance  $C_u$  adoptée doit être vérifiée par la relation  $C_u/\sigma'$  vs OCR déterminée au MIT (Ladd et Foot, 1977, p.47).
- Les paramètres effectifs  $c'$  et  $\phi'$  sont déterminés en général par un essai de cisaillement direct;  $\phi' \approx 25^\circ$  est une valeur fréquemment rencontrée pour les argiles varvées et  $c' \approx 0$  ou 10 kPa selon que la rupture est parallèle ou perpendiculaire aux strates.

En définitive, même si la correspondance est meilleure entre prédiction et observation, les recherches doivent se poursuivre, en particulier pour ce qui est de l'anisotropie de résistance.

#### 4.4.3.3 Stabilité d'une pente d'argile varvée

L'instrumentation, les pressions d'eau, la stabilité d'une pente d'argile varvée le long de la rivière Wabi près de New Liskeard, ont été suivies ces dernières années par Kenney (1977 et 1979).

Les équipotentiels ont été mesurés par piézomètres sur des profils perpendiculaires à la pente, puis les lignes de courant ont été tracées. Les angles adoptés entre lignes équipotentiels et lignes de courant sont un peu supérieurs à  $90^\circ$  pour tenir compte du fait que la perméabilité horizontale est supérieure à la perméabilité verticale.

Sur 7 ans de mesure, le réseau d'écoulement n'a guère changé. Les précipitations, la température, l'humidité, affectent une mince couche du sol en surface. Les pressions interstitielles  $u$  diminuent pendant l'hiver, augmentent pendant la fonte, rebaissent légèrement pendant l'été et réaugmentent légèrement pendant l'automne. Les variations de  $u$  s'observent aussi davantage près de la rivière.

Les événements climatiques influencent la pression d'eau, matérialisée par le niveau de la nappe, sur les cinq premiers mètres environ. A partir de cette profondeur, la pression interstitielle devient à peu près stable; par exemple, on a mesuré 3 m de variation de pression interstitielle  $\Delta u$  à 3 m de profondeur et 1 m de  $\Delta u$  à 10 m de profondeur.

Rappelons que  $\Delta u$  à la profondeur  $z$ , est fonction de la variation de hauteur de la nappe et du coefficient de consolidation  $c_v$ , qui vaut environ  $0,02 \text{ cm}^2/\text{s}$  à cet endroit. Ce  $\Delta u$  entraîne une variation de la contrainte effective (contrainte totale = constante), donc un changement de volume qui peut se traduire par une consolidation ou un gonflement. Les zones de fissuration ou de drainage sont susceptibles de faire changer la tête d'eau de manière significative. Par contre, une argile non fissurée avec un  $c_v$  faible permet de supposer que les

pluies ont peu d'influence sur les pressions interstitielles, tout au moins à court terme.

Les paramètres de résistance choisis sont voisins de ceux de la couche argileuse, soit  $c' = 5$  kPa et  $\phi = 24^\circ$ . Les calculs de stabilité ont été effectués par la méthode de Bishop; les facteurs de sécurité trouvés dépendent davantage du niveau de la rivière que de la variation des pressions interstitielles; par ailleurs, ce niveau conditionne la localisation du fond du cercle de glissement qui peut se situer à 6-7 m sous le niveau de la rivière. La stabilité s'est révélée plus ou moins marginale et les recommandations suivantes ont été formulées:

- poursuivre l'étude de la résistance au cisaillement des sols varvés; mesurer les déformations de pente par inclinomètre;
- installer des drains horizontaux profonds et en étudier l'efficacité. La pose de drains de surface avec rejet en pied de pente reste la méthode la moins chère. Les tranchées drainantes courantes présentent une largeur de 50 cm, un espacement de 5 m et une profondeur maximum en crête du talus de 3 m (Desrosiers, 1981).

#### 4.5 Comportement général des argiles varvées

##### 4.5.1 Généralités

Il est prématuré de généraliser le comportement des argiles varvées d'un ou deux sites particuliers, à celui de toutes les argiles varvées du nord-ouest québécois. L'anisotropie naturelle de ces dépôts doit être étudiée davantage, et d'autres données géotechniques sur d'autres sites doivent être compilées.

Certains aspects peuvent toutefois être pris pour acquis ou mis à jour; nous tentons dans les prochaines lignes d'extraire ces éléments

des deux paragraphes précédents, 4.3 et 4.4, afin de mieux définir un comportement général des argiles varvées.

Ainsi par exemple, une stratigraphie régulière d'un dépôt varvé permet de l'analyser d'une manière homogène avec plus de chances de succès. On se souvient pourtant du milieu souvent changeant et turbulent dans lequel les varves se sont formées, et l'on doit donc s'attendre à des anomalies notables dans le dépôt. Une strate peut présenter un changement de faciès majeur, comme une grosse différence de compressibilité, ce qui peut être la cause d'une forte augmentation de la pression interstitielle. Celle-ci est en général plus forte dans une couche argileuse foncée que dans une couche silteuse pâle, mais une surconsolidation locale ferait observer l'inverse. La présence d'une couche de silt, ou de sable fin, lâche ou uniforme, susceptible de devenir la couche faible du dépôt, pourrait être le siège de fortes pressions et de cisaillements. On doit savoir d'autre part que si l'argile varvée ne semble pas sensible au remaniement quand elle est intacte, elle le devient grandement à partir d'un certain stade de destruction; en d'autres termes, c'est une argile rigide, mais fragile.

Nous présenterons successivement dans les paragraphes suivants, quelques éléments de comportement des argiles varvées, de tassement, de liquéfaction, d'érosion, de stabilité de pentes et de fondations.

#### 4.5.2 Tassement

Sous l'action d'une surcharge (ou d'un abaissement de nappe), il est clair que l'argile varvée tasse, plus fortement dans les couches argileuses foncées que dans les couches silteuses pâles. Si la pression de consolidation appliquée dépasse  $\sigma'_p$ , il est bon de savoir:

- qu'il existe au passage de  $\sigma'_p$ , une bonne période de temps où la pression interstitielle reste faible mais constante, alors que des

tassements importants se produisent, en correspondance avec l'écrasement progressif de la structure et une destruction des liens de cimentation;

- que cette pression appliquée semble devoir dépasser  $\sigma'_p$  d'au moins 30% avant que la résistance au cisaillement réaugmente; le tassement se poursuit mais de manière moindre (4.4.2.3).

Il semble par ailleurs (Lacasse et Ladd, 1977) que la grande majorité des tassements dans un dépôt d'argile varvée, se produise dans les cinq premiers mètres. Nous signalerons enfin qu'il est difficile dans ces dépôts, de déterminer des vitesses de tassement et de différencier les tassements primaires des secondaires (Dascal et al. 1973, et paragraphe 4.4.2.2)

Sous une sollicitation cyclique (vibration), le tassement est probablement beaucoup plus faible et reste mineur par rapport à celui qui est occasionné dans un sol granulaire. Il augmente bien sûr quelque peu dans le domaine normalement consolidé, et davantage quand la pression de consolidation atteint une certaine valeur critique assez élevée (4.4.2.4). Le tassement se produirait dans les deux couches, car la sollicitation cyclique aurait tendance à uniformiser les pressions interstitielles. Ces résultats proviennent d'une étude de l'effet des sollicitations cycliques verticales; rappelons que les sollicitations cycliques horizontales sont beaucoup plus néfastes mais que leurs effets sur les argiles varvées n'ont pas encore été étudiés à notre connaissance.

Admettons de manière générale, que la consolidation d'un dépôt d'argile varvée est retardée par rapport à celle d'un dépôt d'argile plus homogène, en raison de sa nature très stratifiée (Capozio, 1980); ceci expliquerait aussi en partie que sa résistance n'augmente pas autant qu'on pourrait le croire.

#### 4.5.3 Liquéfaction

Suite à ce qui vient d'être dit, la liquéfaction n'a pas non plus de chance de se produire sous l'action d'une contrainte cyclique verticale; mais l'inconnue reste entière quant à l'effet d'une contrainte cyclique horizontale. De plus, les chances d'une liquéfaction locale, préjudiciable pour la stabilité des couches susjacentes, augmentent énormément avec la présence d'une couche sableuse uniforme susceptible de se liquéfier facilement.

En tout état de cause, et en l'absence de données supplémentaires, l'argile varvée ne semble pas facilement liquéfiable tant qu'elle reste intacte ou tant que sa structure n'est pas entièrement détruite. Par contre, l'argile varvée remaniée peut devenir très liquéfiée, ainsi que le montre les événements survenus aux mines Belmoral (Lebuis, 1980) et Bettie (Eden, 1964). Des observations faites récemment sur le site de la mine Gallen et de l'ancienne mine Du Magami tendent à prouver la même chose; dans le premier cas, les circonstances géomorphologiques empêchèrent le matériel de s'écouler; dans le deuxième cas, la coulée d'argile provenait d'un remblai hétérogène (argile et cailloux déjà remaniés), constitué des dépôts superficiels de la mine à ciel ouvert.

Les caractéristiques de l'argile varvée corroborent ces indications. Les propriétés physiques de liquidité ne sont pas défavorables le plus souvent, puisque l'indice de liquidité est rarement supérieur à 1,5 et la limite liquide presque jamais inférieure à 45%. Les propriétés mécaniques nous laissent croire que l'argile varvée a une assez bonne tenue, tant que la pression de préconsolidation n'est pas dépassée; par ailleurs, la sensibilité reste toujours relativement faible: sa valeur ne dépasse pas 10 ou 20.

Enfin, l'observation visuelle, et un essai de frottement de deux parties argileuses l'une contre l'autre, ou des doigts sur un morceau

d'argile, montrent que l'argile varvée est notablement plus difficile à faire couler que certaines argiles marines.

Par contre, les conditions d'eau du dépôt, ainsi que les conditions d'eau extérieures au dépôt mais qui viennent modifier les caractéristiques et l'équilibre du dépôt varvé, sont des éléments très néfastes, qu'il convient d'essayer de détecter et d'analyser. Ce dernier point, l'apport d'eau extérieur, doit d'ailleurs être mis à l'ordre du jour des chercheurs pour en observer et quantifier les effets, puis en tenir compte.

Rappelons en dernier lieu que l'argile varvée est bien susceptible de se liquéfier si elle est remaniée et surtout si l'énergie nécessaire pour la remanier existe pendant une période de temps suffisante.

#### 4.5.4 Erosion

Chapuis et al. (1979) montre que la susceptibilité à l'érosion fait intervenir deux sortes de caractéristiques de l'argile. La résistance maximum que les sols argileux peuvent opposer à l'érosion, ou la contrainte du cisaillement générée par l'écoulement au contact du sol, définit le premier critère. Le deuxième fait intervenir la minéralogie et les propriétés physico-chimiques de l'argile et de l'agent responsable de l'érosion. Le problème est complexe et les méthodes d'évaluation quantitative de l'érosion sont différentes et aboutissent à des résultats différents (Chapuis, 1979). On peut cependant identifier des éléments favorisant ou défavorisant l'érosion.

Un rapport de dispersion élevé indique que les particules d'argiles sont très faiblement liées électrochimiquement et qu'elles peuvent donc être facilement détachées les unes des autres. Dans les argiles varvées, ce rapport est sans doute assez faible étant donné leurs liens de cimentation assez fort; Lefebvre (1977) rapporte que des essais de "susceptibilité à l'érosion interne" (pin hole test)

indiquent que les argiles d'Olga, classifiées comme non dispersives dans leur état non remanié, deviendraient fortement dispersives après complet remaniement.

La faible concentration en sels minéraux dans les argiles varvées, nous indique que les eaux de circulation n'ont pas beaucoup de sels à transporter, diminuant ainsi les possibilités d'érosion. Celle-ci dépend aussi des caractéristiques de perméabilité.

La température de l'eau relativement basse dans le nord-ouest, favorise peu les échanges physico-chimiques, et rend les argiles varvées moins érodables.

L'érosion se produit aussi au pied des talus par les rivières, et occasionne des glissements peu profonds, qui resteront relativement mineurs tant que ces rivières seront à leur stade de jeunesse. Les rives d'argiles varvées semblent cependant assez stables en général.

L'influence du lessivage sur les caractéristiques de consolidation et de résistance de l'argile du site d'Olga a été étudiée à l'Université McGill pour le compte de la SEBJ. Nous ne connaissons pas les résultats ni ne possédons d'autres informations sur le lessivage des argiles varvées.

#### 4.5.5 Stabilité des pentes

De manière générale, il semble que les pentes d'argiles varvées le long de cours d'eau restent relativement stables, si ce n'est bien sûr l'érosion qui vient perturber cette relative stabilité naturelle.

En attendant de bien maîtriser l'influence exacte de la stratification particulière des argiles varvées, le concepteur a recours aux méthodes classiques d'analyse de stabilité des pentes. En multipliant les analyses de cas et en utilisant toujours la même méthode d'analyse, il

sera toujours possible d'adapter pour les argiles varvées, une méthode d'analyse calibrée et performante. Ceci dit, nous devons garder à l'esprit que c'est souvent une anomalie locale non détectée ou un évènement particulier dont on a négligé l'importance, qui génère une stabilité précaire.

Chaque école tente donc de perfectionner sa propre méthode d'analyse. Il n'est pas question de présenter ici toutes ces méthodes. Le lecteur pourra cependant se reporter aux travaux récents réalisés à l'Université Laval ou à l'Université de Sherbrooke. Les lignes suivantes relatent quelques éléments spécifiques à quelques auteurs.

Eden (1964) rappelle que la règle de Terzaghi sur la hauteur critique ( $H_c = 4 c/\gamma$ ) peut donner une indication de stabilité. Laverdière (1975) souligne les difficultés d'interprétation à partir du scissomètre (Nilcon en particulier) et propose une méthode d'analyse par la résistance résiduelle qui tiendrait compte de la plasticité de l'argile, même si elle est inférieure à la réelle valeur mobilisée le long de la surface de rupture. Kenney (1976 et 1977) conseille de faire un calcul de stabilité en contraintes effectives comme si le dépôt était homogène et de tenir compte de l'influence un peu renforçante de la couche de silt. Lacasse et al. (1977) préfèrent utiliser une analyse en contraintes totales, et pensent que la rupture peut être décrite par un arc circulaire, même si le sol est stratifié; ils admettent que la recherche concernant l'anisotropie de résistance doit être poursuivie. Ladd et Foott (1977) passe en revue les méthodes d'analyses qu'ils ont appliquées aux argiles varvées nord américaines; ils présentent les analyses en cas non drainé, drainé et semi-drainé, et préconisent la méthode Shansep (méthode en contraintes totales). Lefebvre (1977) montre qu'on ne peut utiliser les valeurs de résistance données par les essais triaxiaux sans tenir compte du taux de cisaillement, de l'anisotropie de résistance, de la rupture progressive. Tavenas et al. (C.G.J., vol. 17 (1), 1980) suggère d'utiliser la résistance à l'état critique en fonction de la profondeur, mais

l'application aux argiles varvées n'est pas rapportée. Les laboratoires Ville-Marie (rapport géotechnique - Belmoral, 1980) font des essais CID et se servent d'un programme basé sur Bishop modifié. Lefebvre (C.G.J., vol. 18 (3), 1981) vante l'avantage d'une méthode basée sur la résistance à grande déformation, mais il reste à l'appliquer aux argiles varvées. Desrosiers (1981) prétend que l'angle de frottement assez élevé de l'argile varvée, a tendance à créer un cercle de rupture peu profond; il pratique aussi la méthode d'analyse de Bishop modifié.

De façon générale, tous les auteurs admettent que la méthode et les paramètres de résistance doivent être choisis en tenant compte du fait que la résistance horizontale de l'argile est plus faible que la résistance verticale. L'étude la plus complète sur la stabilité d'une pente d'argile varvée est rapportée au paragraphe 4.4.3.3.

Un ordre de grandeur raisonnable de paramètres effectifs serait d'après nous, et après analyse de cas,  $c' = 5-7$  kPa et  $\phi' = 24-25^\circ$ . Les données sont cependant insuffisantes pour garantir cette moyenne.

Tout comme les argiles homogènes, les dépôts d'argiles varvées n'échappent pas à l'influence des paramètres climatiques (pluie, neige, vent, température, etc.), à l'action des eaux souterraines (fluctuation de nappes, pression artésienne, etc.) et des conditions de drainage, d'infiltration, de fissuration. La résistance de l'argile varvée est aussi soumise à l'effet du temps et sa résistance à la rupture ne peut non plus être déterminée de façon précise dans l'état actuel de nos connaissances. Nous pouvons aussi déceler des indices de rupture imminente par les déformations de fluage qui précèdent la rupture, comme dans beaucoup d'autres sortes de dépôts argileux. Nous devons aussi accumuler les informations in situ (nord-ouest québécois ou région du nord-ouest), de climat, nappes, pressions interstitielles, etc... afin de mieux analyser et prédire les glissements dans les pentes d'argiles varvées; on imagine que la compilation de

glissements déjà survenus dans les argiles varvées et de glissements à venir lors d'excavations par exemple, devrait permettre de prédire la durée de vie des talus, comme Leonards (1979) le fait dans les argiles de Londres, en traçant l'inclinaison des pentes rupturées versus la durée de vie, pour différentes hauteurs de talus.

Nous rappellerons en dernier lieu que la rupture d'une pente, d'argile varvée en particulier, est un concours de circonstances défavorables.

#### 4.5.6 Stabilité de fondations

Le sujet est là aussi illimité, surtout quand on considère le dépôt d'argile varvée comme homogène. Quelques éléments de stabilité de remblais sur sols mous figurent dans Bouchard et al. (1982, B7). Dans l'attente de données supplémentaires spécifiques aux argiles varvées (Capozio et al., 1980) on peut appliquer ces considérations générales à l'étude d'un remblai de résidus miniers sur argiles varvées.

Si l'on veut tenir compte de la nature particulière de la fondation d'argile varvée, on doit bien sûr penser à l'anisotropie de résistance, mais on doit suivre aussi le vécu de la construction très précisément (le poids du remblai en particulier). A notre connaissance, nous ne possédons qu'un seul cas de remblai sur argile varvée analysé dans le détail: celui d'Olga près de Matagami et nous conseillons le lecteur de se reporter aux paragraphes 4.4.2.2 et 4.4.2.3 ou à la littérature le concernant depuis 10 ans (Dascal et al., Lefebvre et al., SEBJ, etc.).

De façon générale, nous croyons raisonnable de généraliser à l'ensemble des argiles varvées, les trois points suivants:

- l'application d'une surcharge aurait tendance à différencier davantage les teneurs en eau entre couches foncées et pâles; les couches argileuses se compriment plus que les couches silteuses.

- Dès que la pression appliquée par le remblai excède la pression de préconsolidation, des tassements importants peuvent se produire pendant une assez longue période de temps, alors que la pression interstitielle reste faible et constante, et avant que la résistance au cisaillement réaugmente à long terme.
- L'éventuelle plus forte perméabilité horizontale ne facilite pas forcément la dissipation des pressions interstitielles, surtout si les couches sont minces.

Il faut se rappeler de plus que la régularité d'un dépôt d'argile varvée est loin d'être toujours assurée, et chaque cas devrait nécessiter une étude particulière.

Nous avons vu qu'il est difficile de tenir compte de l'anisotropie de résistance, surtout que celle-ci n'est pas évaluée avec certitude. Certains programmes automatiques par éléments finis le permettent cependant; certains auteurs en proposent une estimation empirique, de manière simple comme Kenney (1976-1977), ou en utilisant un facteur de correction en fonction de l'indice de plasticité, comme Dasgal et al. (1976); ce dernier établit en même temps une corrélation empirique due à l'effet du temps et à la rupture progressive. La SEBJ (1978) détermine l'anisotropie de résistance par des essais de laboratoire.

En dernier lieu, nous signalerons l'importance de l'influence du gel et dégel: un remblai construit sur un sol gelé, peut subir des désordres notables au moment du dégel.

## 5. PROBLEMES MINIERS

### 5.1 Identification

Les problèmes miniers sont multiples; nous nous intéressons dans ce chapitre à ceux qui sont causés par la présence des dépôts meubles. Identifier les problèmes, les prévenir et les éviter, est une tâche faisable; mais puisque ce travail coûte cher, les exploitants miniers cherchent à trouver l'optimum qui permettra de garantir la sécurité sans trop diminuer le coût de production; cet optimum est par contre plus difficile à évaluer.

Le premier problème qui vient à l'esprit est celui de la stabilité des pentes dans une mine à ciel ouvert, associé à un éventuel éboulement des dépôts superficiels dans le fond de la mine. Si ces dépôts sont granulaires, la solution viendra surtout d'un contrôle efficace de l'eau souterraine, l'angle de la pente avoisinant l'angle de repos du matériau. Si le sol est cohésif, la stabilité de la pente dépendra de sa perméabilité et de sa résistance au cisaillement.

La deuxième étude est celle de la stabilité des résidus miniers. Elle concerne donc aussi bien la structure du remblai de retenu que la fondation. La structure du remblai sort un peu du cadre de cette étude, mais les deux aspects sont interreliés et seront donc traités.

Nous aborderons ensuite le problème d'affaissement lié au sous-minage. Même si cette question doit d'abord être résolue en terme de mécanique des roches, il est clair que le sol intervient dans le phénomène; nous chercherons à savoir quel est son rôle, selon ses propriétés et les circonstances, et quelles seraient les causes et les précautions à prendre.

Dans une quatrième partie, nous analyserons un aspect important de l'activité minière: le dynamitage et les vibrations. L'impact de ces activités a fait l'objet de nombreuses études quant à l'effet sur les bâtiments, mais il

en existe très peu à notre connaissance, quant à l'effet des vibrations sur le sol. Il sera en particulier question de leur influence sur la stabilité des pentes de mines à ciel ouvert, sur la stabilité des résidus miniers, ou tout simplement sur la susceptibilité de certains sols.

En dernier lieu nous passerons en revue les problèmes d'environnement et de pollution qui découlent d'une exploitation minière; dans la mesure où ces problèmes affectent tout particulièrement les sols, nous tenterons de les identifier et de proposer quelques solutions.

Nous croyons que les cinq plus gros problèmes miniers vis-à-vis des sols ont été cités; ce sont ceux qui sont traités dans la suite de ce travail, en s'intéressant particulièrement pour chacun d'entre eux, à l'influence de l'eau, des écoulements d'eau.

Nous pouvons en énumérer quelques autres, par exemple la construction de routes, les conditions climatiques (hiver sévère) et de drainage (beaucoup de tourbières) confèrent quelques difficultés à la réalisation des routes minières. Nous pouvons évoquer aussi quelques problèmes de fondation des bâtiments situés au-dessus ou proches des mines, en liaison avec la fluctuation des eaux souterraines, la pollution, les vibrations, les déformations éventuelles du sol.

## 5.2 Stabilité des pentes de mines à ciel ouvert

### 5.2.1 Causes de l'instabilité

Nous avons déjà mentionné qu'une instabilité résulte d'un concours de circonstances défavorables. Toutes n'entrent pas en ligne de compte et certaines sont plus préjudiciables que d'autres, selon le cas. Sans leur affecter un degré d'importance, nous les énumérons dans les lignes qui suivent. Certains facteurs agissent à long terme, d'autres à court terme. On distingue les facteurs internes, c'est-à-dire ceux qui découlent des propriétés mécaniques du sol, et les facteurs

externes, comme la géométrie des pentes, les surcharges au sommet de pente, l'excavation au pied de pente, les vibrations; les variations de nappe et les écoulements d'eau peuvent être classés dans l'une ou l'autre de ces catégories. On peut aussi séparer les causes lointaines, des causes immédiates. Les premières établissent les conditions d'instabilité, alors que les secondes sont celles qui précipitent le glissement (cf. rapport Asbestos; service de Géotechnique du MRN, 1975).

#### A) Causes lointaines

La variation continue de la hauteur et de l'angle de la pente, au fur et à mesure de l'exploitation de la mine, entraîne la perpétuelle remise en cause de l'évaluation de la stabilité. Comme celle-ci est estimée par l'exploitant sous forme de compromis entre une pente trop douce et trop chère, et une pente trop raide susceptible de s'effondrer, elle est sans arrêt incertaine, et les chances d'une évaluation plus marginale peuvent exister à un moment donné.

Les conditions géologiques changeantes jouent à cet égard un rôle essentiel. Ce sont aussi la variation de l'épaisseur des dépôts meubles et de l'inclinaison, et la nature de la surface de contact sol-roc, dont on doit vérifier si elle ne s'accroît pas vers le puits dans le mauvais sens. Les changements de caractéristiques des matériaux impliqués au fur et à mesure de l'avancement des travaux, peuvent fausser l'estimation de la stabilité, surtout si l'exploration géotechnique n'a pas détecté cette variation de facies.

D'autre part, les conditions d'exploitation sont aussi susceptibles d'affecter la stabilité, par exemple en excavant trop le pied de pente, ou en surchargeant le sommet.

En définitive, la stabilité du mort-terrain doit être réévaluée après chaque opération minière, en tenant compte des nouvelles données, à

savoir en particulier: la stratigraphie du sol, les caractéristiques des différentes couches, l'histoire des mouvements antérieurs, le profil du roc, le profil et la hauteur de la pente, les conditions d'eau.

#### B) Causes immédiates

Ces causes accélèrent le processus et font osciller légèrement le facteur de sécurité. Elles peuvent être externes (angle trop abrupt ou dynamitage trop néfaste), et sont le plus souvent reliées aux fluctuations rapides de la nappe phréatique, et à l'augmentation rapide de pressions interstitielles.

Cette hausse rapide des pressions d'eau dans le sol peut provenir du gel des parois de l'escarpement, de fortes pluies, ou d'une montée de la nappe due au mauvais fonctionnement des systèmes de rabattement. Le gel des parois permet l'accumulation d'eau en arrière de celles-ci, en particulier quand les eaux de ruissellement, de pluies ou de ruisseaux, sont mal canalisées, ou quand les systèmes de drainage dans la pente et au sommet, sont inexistantes ou ne remplissent plus leur rôle.

La création et l'existence de fissures, failles, ou ancien plan de glissement, ou surface préférentielle, sont bien sûr des causes supplémentaires d'instabilité, qu'il est souvent difficile d'évaluer, en admettant qu'elles soient découvertes. On peut ainsi évoquer la désagrégation de la surface du sol par décompression des terrains déchargés et par action des agents atmosphériques. Les schémas de drainage et d'écoulement d'eau souterraine et en surface, évoluent aussi constamment au cours de l'exploitation. La période correspondant à la plus forte pression interstitielle doit être déterminée le plus précisément possible.

L'effet du dynamitage et des vibrations est difficile à évaluer et fait l'objet du paragraphe 5.5; on peut d'ores et déjà soupçonner que le dynamitage pourrait être la cause de création de fissures de traction, en crête de talus principalement (Richards et al., 1981).

### 5.2.2 Analyse de la stabilité

Une étude de la stabilité est complexe car elle dépend d'énormément de facteurs, qu'on ne peut espérer tenir compte que partiellement et au fur et à mesure qu'ils sont détectés en cours de travaux. Il s'agit aussi de choisir les bonnes méthodes pour échantillonner, tester les propriétés des matériaux et savoir adopter les bons essais, les bonnes machines, les meilleurs niveaux de contrainte, taux de déformation, conditions de drainage. Une certaine méthode d'analyse pourra petit à petit s'avérer plus performante, devenir davantage calibrée pour une région donnée ou pour une sorte de matériaux tels que ceux du nord-ouest.

L'ingénieur doit souvent analyser la pente selon différentes combinaisons des divers paramètres: les résistances de pic, intermédiaire ou résiduelle; le drainage assuré, partiel ou nul; la nappe en surface ou à différentes profondeurs, un écoulement régulier ou non, au pied de la pente par exemple; un calcul à court terme ou à long terme. Tous ces calculs aboutissent souvent à un angle de pente qui coûte trop cher.

Il n'en reste pas moins que le principe de l'analyse de stabilité repose toujours sur les points de base suivants:

- les propriétés de résistance du sol sont régies par le principe de Coulomb  $\tau = c + \sigma \tan \phi$ . Le terme  $c$  de cohésion est fonction de la surface de rupture et n'intervient pas pour un sable; le terme  $\phi$  de friction est fonction de la pression et varie selon le temps, l'eau, les fissures, etc. Il est certain que les propriétés de résistance

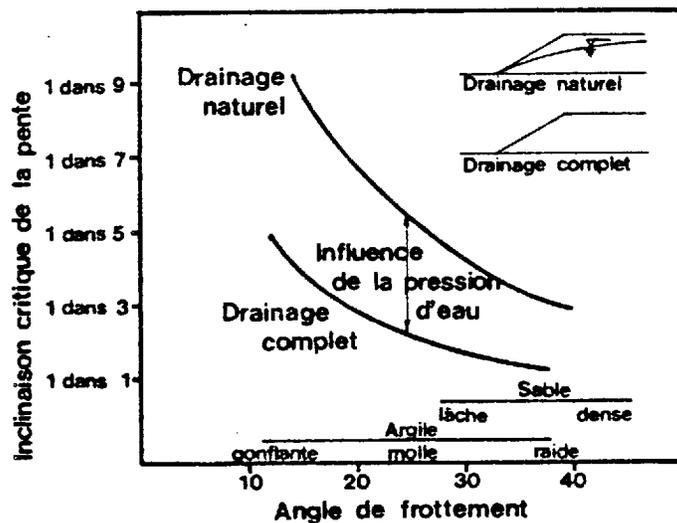
du sol sont plus importantes pour la stabilité, surtout dans la section inférieure de la surface de rupture.

- La surface de rupture doit être imaginée; elle est souvent plus ou moins plane dans les sables et plus ou moins circulaire dans les argiles, mais dépend beaucoup des conditions locales.

- La stabilité s'exprime par un facteur de sécurité égal au rapport de la résistance sur la sollicitation.

Toutes les méthodes d'analyse sont basées sur des programmes de calcul automatique. Leurs différences résident dans la forme de la surface de rupture, le nombre d'équation d'équilibre et la nature des hypothèses. Les méthodes de Bishop ou de Janbu simplifiées sont en général assez bien reconnues et employées.

Si l'étude détaillée d'une analyse de stabilité est complexe, il existe quand même quelques outils rapides de design permettant de dégrossir le problème. Kenney (Brawner and Milligan, 1972) propose de déterminer l'angle de la pente à l'aide de la figure suivante:



Si la géométrie de la pente est simple et si le dépôt n'est pas stratifié, les abaques de Janbu permettent de traiter le cas général avec fissures, surcharges, nappe, et avec des valeurs de  $c'$  et  $\phi'$ .

Une attention particulière doit être apportée aux conditions d'eau. L'eau est le paramètre le plus important, le plus sujet à variations, le plus difficile à cerner et souvent trop négligé. Les conditions d'eau dépendent de la complexité de la stratigraphie, des opérations de déminage et de pompage-drainage. L'eau peut s'infiltrer dans certaines couches, atteindre des dépressions de la surface rocheuse, créer des chemins d'écoulement local, des niveaux de sous-pression ou de sous-drainage, des nappes perchées ou captives. La pression interstitielle est une fonction complexe du temps et de la profondeur, selon le climat et le sol. En milieu stratifié, elle varie très vite dans les couches perméables; les fissures permettent aussi une diffusion rapide dans le massif de la variation de la pression interstitielle.

Notons enfin que l'analyse de stabilité doit être davantage précise dans les sols granulaires lâches ou les argiles molles que dans les sols granulaires denses et les argiles raides; le décrochement ou le glissement arrive plus vite dans le premier cas que dans le second.

Nous rappellerons enfin que l'interface sol-roc joue un grand rôle sur la stabilité du mort-terrain: on doit donc chercher à connaître parfaitement la topographie du socle rocheux, par géophysique en particulier, afin d'en repérer les ravinements, les pendages.

Notons en dernier lieu que des recherches sont entreprises depuis 1974 par Moran et Cherry (B10), pour analyser numériquement et prédire les changements de niveau d'eau, d'écoulement et de drainage, suite à une opération minière. Les auteurs cherchent à évaluer toutes les

transformations de l'aquifère autour de la mine, au fur et à mesure de l'avancement de l'exploitation, en tenant compte le mieux possible de la stratigraphie et des caractéristiques des matériaux.

### 5.2.3 Recommandations et corrections de l'instabilité

La surface du sol doit bénéficier d'un examen visuel, au sol et du haut des airs, afin d'identifier les zones de recharge et de décharge et le drainage superficiel. Au cours des sondages, les couches granulaires soumises à des sous-pressions et mal drainées, doivent être détectées, au moyen d'un piézopénétrromètre par exemple. De nombreux piézomètres devraient être installés un peu partout dans la pente et au sommet de pente; ils doivent être efficaces (les piézomètres forcés sont les plus étanches) et lus régulièrement.

La réduction des pressions interstitielles dans la pente est obtenue en rabattant la nappe phréatique. Deux moyens principaux sont envisageables pour créer un rabattement, la ligne de puits (ou de forages) ou les drains horizontaux.

Le premier est l'installation d'un rideau de puits, suffisamment loin du bord du trou ( $\approx 200$  m) pour que l'avancement de l'exploitation n'atteigne pas trop vite la zone d'influence de la ligne de puits; les puits doivent être espacés convenablement ( $\approx 50$  m) pour que le rabattement soit efficace; le drainage est obtenu à l'aide de pompes. L'emplacement des puits est choisi en fonction des conditions stratigraphiques et hydrogéologiques du sol; il faut tenir compte de la topographie du socle rocheux car elle se reflète sur le réseau d'écoulement. L'efficacité du système doit être constamment surveillée à l'aide des résultats piézométriques. Il existe d'autres systèmes plus ou moins équivalents, comme celui des pointes filtrantes.

Le forage de drains horizontaux dans la pente est aussi un moyen efficace de rabattre la nappe et diminuer les pressions interstitielles. Ils doivent être correctement espacés, verticalement et horizontalement; l'eau du sol est ainsi capté par les drains légèrement inclinés vers la mine, puis elle est canalisée et récupérée.

La stabilité est bien sûr augmentée irrémédiablement si l'on décharge le sommet de pente, si on l'adoucit, ou si l'on construit un bouton au pied de la pente; chaque design doit s'adapter au site. En cas de stabilité marginale, on recommandera de ne pas effectuer d'opération minière au pied de la pente en question, surtout pendant les périodes d'hiver et de printemps, où la montée du niveau piézométrique entraîne la décroissance supplémentaire préjudiciable du facteur de sécurité.

Il est fréquent de projeter une pente en escalier ou avec des bermes. La hauteur et la position des différents paliers dépendent de la stratigraphie et de l'interface sol-roc; nous devons nous rappeler en effet que les surfaces de stratification sont des surfaces préférentielles de glissement.

Quand la solution du bouton au pied de pente est adoptée, il est bon de s'assurer qu'il existe une bonne résistance au cisaillement entre le bouton et le roc sous-jacent, en particulier par un bon drainage et un nettoyage de la surface de contact. Deux schémas de boutons (Golder et Ass., 1975) sont présentés aux figures 4 et 5; remarquons que la méthode A permet un meilleur contrôle de la densité du bouton et de sa géométrie, ainsi que de la qualité des matériaux déversés. Un tel bouton implanté à la base de la pente, forme un contrepoids.

D'autres interventions peuvent être efficaces pour améliorer la stabilité, sur la pente elle-même par exemple.

Une pente gelée devrait être graffignée pour que l'eau ne s'accumule pas sous la couverture gelée.

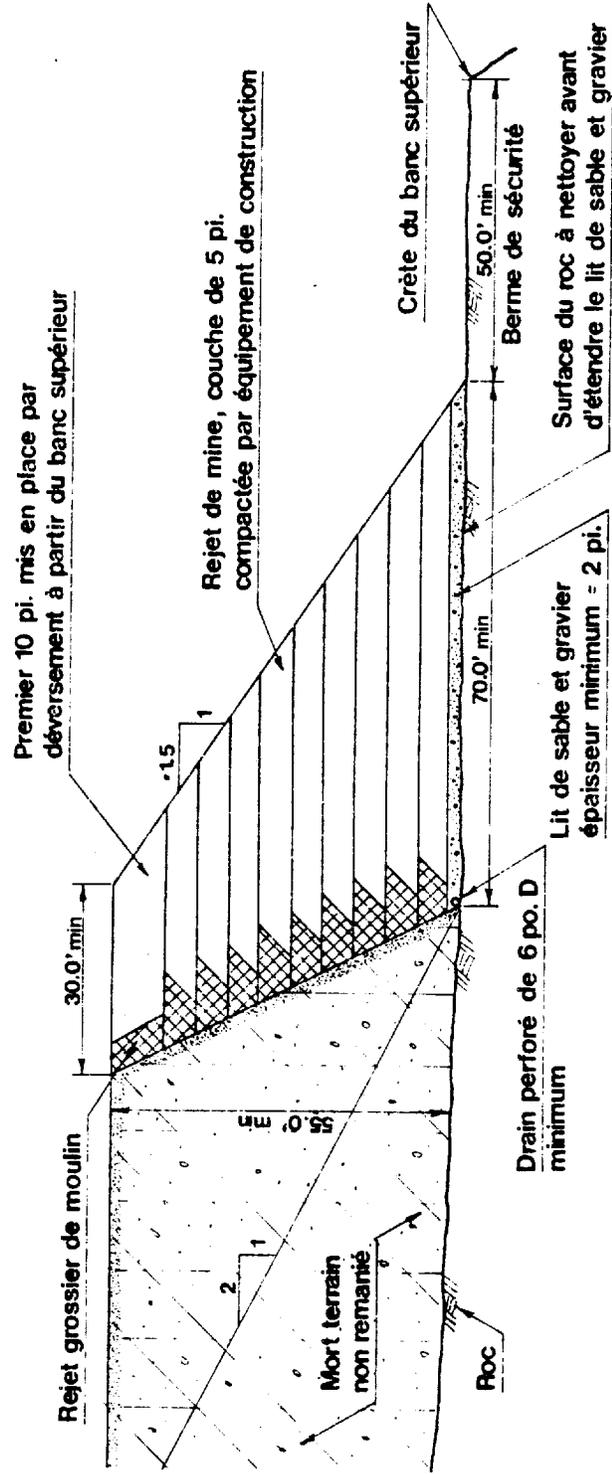


Figure 4: Méthode A

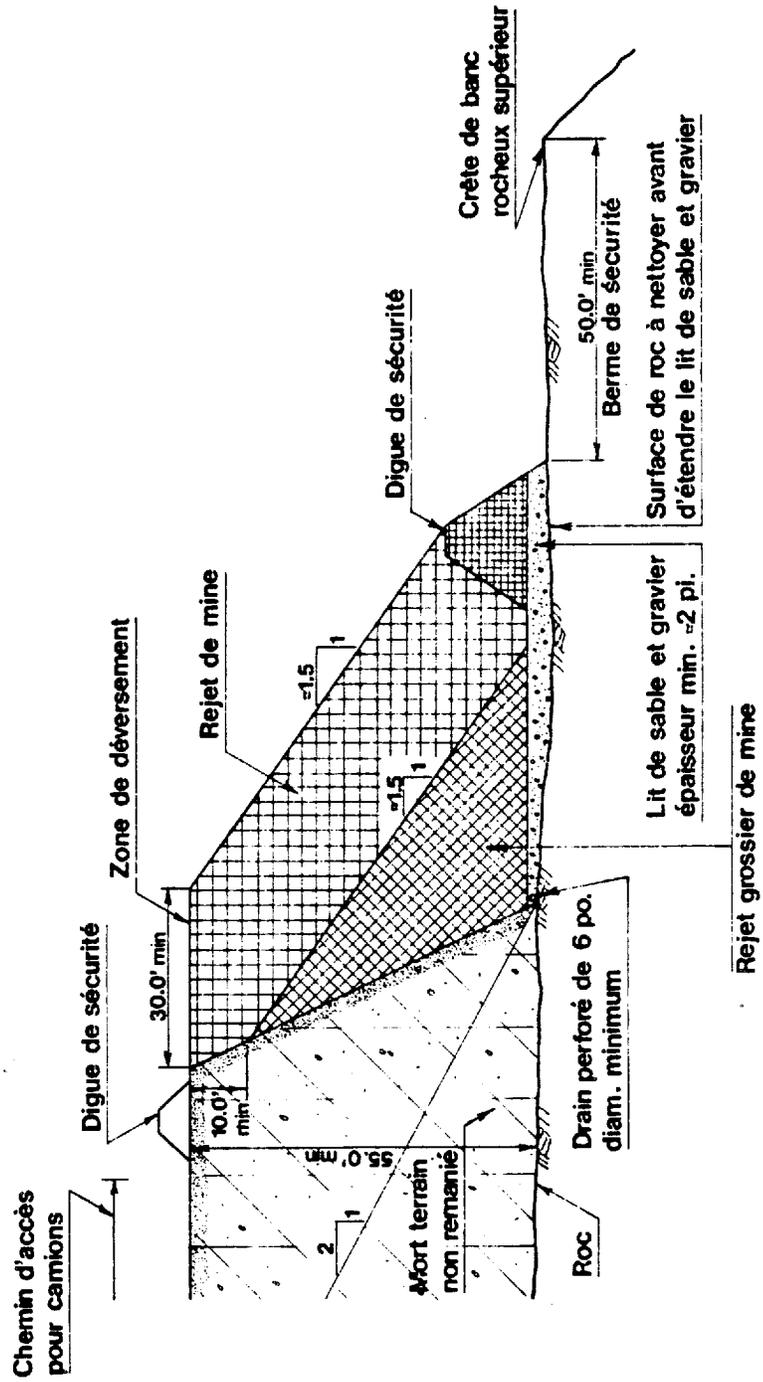


Figure 5: Méthode B

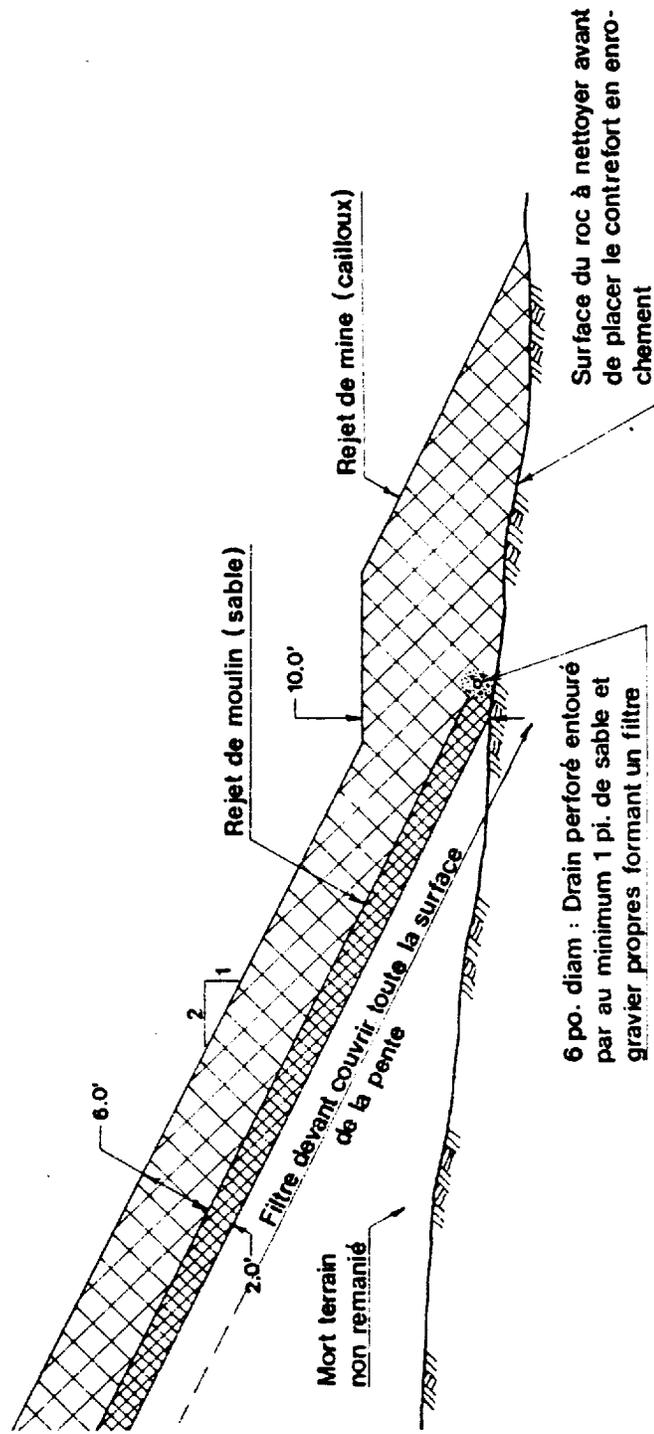


Figure 6 : Détails de la construction d'un couverture filtre.

On doit chercher à éviter une première rupture, même locale, afin de ne pas créer un autre équilibre instable. On peut déposer pour cela sur la pente, une couverture de matériau granulaire, rocheux ou de rebuts miniers, tel que montré à la figure 6 (Golder, 1975); un géotextile peut d'abord être étendu sur la pente, puis une couche de matériaux fins, sable ou résidus miniers, sur 30 à 60 cm d'épaisseur; on recouvre le tout de matériaux grossiers, cailloux puis roches ou débris miniers, sur environ 2 m d'épaisseur; un drain est installé dans la couche de fines au pied de pente, tel qu'illustré sur la figure 6. Ce travail constitue un poids supplémentaire au pied de la pente, permet un bon drainage et évite à la pente de geler, et aux particules fines d'être emportées.

Parfois, la construction de tranchées drainantes dans la pente est suffisante, à condition que leur profondeur et espacement soient adéquates. Elles sont perpendiculaires au trou de mine, remblayées de sables et graviers, et peuvent avoir les dimensions suivantes: 50 cm de largeur, 5 m d'espacement, 3 m de profondeur maximum en crête du talus.

L'installation d'un bon filtre au pied de la pente est essentiel, puisque c'est un lieu de sous-pressions où débouchent bien souvent des écoulements préférentiels; ça sert de plus de contrepoids.

La pente d'une mine peut aussi être stabilisée artificiellement, par cables précontraints, tirants ou ancrages, par cimentation ou projection de résines ou autres produits chimiques, par traitement électrochimique des argiles ou densification des sables; dans certains cas les techniques de congélation ou d'électro-osmose peuvent être avantageusement employées. Cette dernière méthode contribue à augmenter la résistance du sol, si la perméabilité des matériaux est trop faible pour que le drainage soit efficace, et à diminuer la pression interstitielle (Filliat, 1981, B12). Le lecteur se reportera à des références spécialisées sur ces diverses méthodes.

Par ailleurs, l'élimination des infiltrations superficielles par un réseau de rigoles, l'obturation des fissures superficielles, la pose d'une feuille de polyane (ou d'un revêtement étanche) sur la pente, représentent des actions qui parfois ne sont pas à négliger.

Nous mettrons l'accent en dernier lieu sur quelques phénomènes importants.

Le drainage de matériaux argileux provoque leur consolidation progressive: une certaine méfiance doit être portée aux désordres qui peuvent en résulter, ne serait-ce que sur les constructions avoisinantes. A ce sujet, on définit souvent une zone tampon autour de la mine (rapport MRN, Asbestos, 1975), ou zone sécuritaire où toute activité est suspendue. Elle est variable et dépend de l'aspect dynamique de l'exploitation, mais aussi de conditions géologiques (nature et épaisseur des dépôts meubles), topographiques (du socle rocheux) et mécaniques (des matériaux).

Les anciennes surfaces de glissement constituent un danger potentiel à tout moment. La résistance du sol est résiduelle à ce niveau et toute réactivation du mouvement (par exemple par excavation en pied, ou surcharge en tête de talus, ou variation des pressions interstitielles) peut provoquer la rupture totale instantanément; on peut noter en effet qu'il n'y a pas d'anti-écrouissage, donc pas de phénomène auto-accélééré dans un cas de réactivation. Le problème est en général de détecter ces surfaces préexistantes si elles sont antérieures à l'ouverture de la mine; par contre, celles qui se sont produites en cours d'activité doivent être enregistrées et traitées. Il arrive fréquemment dans ce cas, que le régime hydraulique soit perturbé par cet ancien glissement, ou qu'un éboulis argileux vienne bloquer le drainage de couches plus perméables.

Dans une pente argileuse, la rupture est toujours précédée d'un phénomène de fluage, visible principalement vers le bas de la pente. Si l'on observe attentivement ces déformations, on s'aperçoit que leur vitesse augmente; on peut démontrer en fait (Tavenas et al., 1977 à 1981, B5) que le processus s'auto-accélère jusqu'à la rupture; ceci veut dire qu'une observation précise et instrumentée des déformations et des vitesses de déformation peut conduire à la prédiction d'un glissement. Cette quantification du fluage se fait surtout au pied de la pente, soumis à une forte concentration de contraintes. On exprime l'évolution du fluage par une courbe log (vitesse de déformation) versus log (temps). Si la pente  $m$  de cette courbe est inférieure à 1, le fluage s'accélère rapidement vers la rupture; si  $m = 1$ , le fluage est linéaire en log  $t$ ; si  $m > 1$ , le fluage s'amortit et les déformations finissent par s'arrêter. Par ailleurs, le fluage est d'autant plus fort que la contrainte effective (auquel le sol est soumis) se rapproche de la pression de préconsolidation; dans le même temps, celle-ci diminue, ainsi que la résistance de la structure argileuse. Tous ces phénomènes seront largement amoindris si les pressions interstitielles se dissipent facilement, c'est-à-dire si les procédés de drainage sont efficaces. Notons enfin que le fluage peut être variable dans le temps: la vitesse de déformation est forte en période de nappe haute, et faible en période de nappe basse.

En définitive, une pente à stabilité marginale subit des déformations importantes, saisonnières et visibles, qu'il convient donc d'observer attentivement. On peut citer à cet égard l'exemple du glissement dans la mine Asbestos en 1975: une accélération importante des déplacements a été relevée la journée précédant le glissement, les déplacements eux-mêmes étant d'environ 3 cm par jour.

#### 5.2.4 Instrumentation

Il s'avère extrêmement nécessaire d'évaluer quantitativement et qualitativement les déplacements des parois de la mine et des replats adjacents. Un réseau d'observation efficace doit être mis en place; différents systèmes peuvent être utilisés: arpentage, inclinomètre, piézomètre, nivellement, géodimètre, système d'alarme, photographie, pour ne citer que les plus courants.

Un système d'arpentage de précision est constitué d'un appareil de mesure de distances, à l'aide d'un rayon laser et de cibles placées aux bons endroits. Les composantes verticales et horizontales de la distance ne sont pas déterminées; les graphiques distances versus temps, permettent d'évaluer rapidement la vitesse des déplacements. Ce système n'empêche cependant pas les procédés classiques d'arpentage, à l'aide des théodolites par exemple, d'être toujours autant justifiés.

L'inclinomètre est constitué de tubes rigides enfoncés à de grandes profondeurs dans le sol. Tout mouvement latéral déforme le tube, et l'ampleur de la déformation est évaluée au moyen d'une sonde descendue régulièrement dans le tube. La sonde mesure avec une grande précision l'inclinaison des parois du tube aux points de lectures, qui sont localisés à tous les mètres à partir du bas.

La sonde est reliée à un poste de lecture et les résultats sont observés sur un voyant. Les données obtenues sont mises en graphique et on obtient la forme du tube. En comparant avec les lectures antérieures on peut voir tout déplacement du sol, et aussi localiser les plans de rupture. L'emploi de cet appareil est délicat et l'obtention des résultats n'est pas immédiate, à cause de la complexité de la mise en graphique. C'est cependant un moyen excellent pour l'observation à long terme.

Les piézomètres permettent de connaître les fluctuations de la nappe phréatique, et de mesurer les pressions interstitielles de l'eau contenue dans le sol. Ce sont des tubes enfoncés dans le sol aux niveaux où l'on désire observer la nappe. Un élément capteur est placé au bas du tube et est isolé des couches supérieures. On mesure la hauteur de la nappe directement dans le tube, à l'aide d'un fil dont on connaît la longueur, et qui décèle la présence de l'eau. Ce système est d'emploi simple et rapide.

Un réseau de nivellement est constitué de repères dont on mesure le niveau quotidiennement, par une méthode d'arpentage conventionnelle; tout déplacement vertical est rapidement décelé; ces repères sont situés près de l'escarpement. On peut aussi compléter ce réseau par des nivelles à bulle très sensibles à tout mouvement, et lisibles immédiatement.

Le géodimètre mesure des grandes distances de 2 km avec une précision de 4 à 6 mm. Certains géodimètres ou théodolites, à optique micrométrique ou électronique, mesurent des distances de 3 km à  $\pm 0,2$  mm de précision, et des angles à  $\pm 3$  secondes. Les systèmes d'alarme servent par exemple en périphérie des secteurs évacués (zone tampon); un système d'alarme est relié à une sirène qui ne peut fonctionner que si les deux repères qui le composent, se déplacent simultanément. Notons qu'il existe aussi des systèmes de détection sensorielle de bruit.

Les appareils photographiques et de caméra peuvent aussi être utilisés avantageusement pour suivre le comportement d'une pente (Shields, 1981). Ils permettent de visualiser les changements et mouvements de la pente, et de surveiller à distance un gros secteur en même temps, sans l'intervention d'aucun opérateur.

En dernier lieu nous citerons l'importance des renseignements fournis par les systèmes permettant de mesurer les quantités d'eau qui sortent des drains.

Les systèmes d'observation nécessitent la présence continue sur les lieux, d'un employé ressource qualifié, chargé de les surveiller et les entretenir, et de les lire. Il doit récolter, analyser et synthétiser les résultats de tous les systèmes d'observation, en contact constant avec les ingénieurs conseils, et participer à toutes les réunions d'information. Une autre personne ou un comité de surveillance, non relié à l'exploitation afin d'éviter le conflit d'intérêt, devrait pouvoir décider d'interrompre l'exploitation en cas critique. Des critères permettant de préciser les situations critiques devraient être établis; ils peuvent être basés par exemple sur les taux d'accélération des déplacements, quitte à ce qu'ils se précisent avec l'expérience, même si quelques fausses alertes sont données. Enfin, le système de transmission des données et des informations, ainsi que la collaboration entre les différents organismes concernés, doivent être efficaces.

### 5.3 Stabilité des résidus miniers

#### 5.3.1 Identification des problèmes

L'entreposage et le traitement des déchets de la mine font partie intégrante des coûts de production. Un site particulier doit être sélectionné à la suite d'une reconnaissance géotechnique, à l'aide de cartes géologiques, photos aériennes, forages, essais de pompage, géophysique et à la suite d'une étude d'impact environnemental. Les résidus miniers, c'est-à-dire les matériaux et eaux usées inutilisables après extraction du minerai, doivent alors être érigés comme une structure de génie civil; une étude de mécanique des sols devrait donc précéder la construction d'une telle structure, qui doit être suivie,

pendant et après la construction, autant pour ce qui est du sol de fondation, que pour le remblai lui-même. Selon la nature des résidus qui vont être déposés, selon la nature de la fondation et le genre de construction envisagée, il est essentiel de choisir un lieu de stockage suffisamment éloigné des trous de la mine et des bâtiments.

La disposition des déchets miniers comprend la construction d'un remblai proprement dit avec les matériaux de la mine; il est chargé de retenir la boue minière; cette boue consolide sous son propre poids, les particules solides se séparent de l'eau qui reste en surface.

Ce stockage de stériles, réalisé au fur et à mesure de l'exploitation de la mine, occasionnent souvent les déboires suivants:

- rupture des pentes de remblai, rupture de la fondation;
- tassements du sol de fondation et tassements différentiels des matériaux de remblai, des sols fins, des boues minières et donc apparition de fissures de tension;
- forte érosion du niveau du pied du barrage et sous le barrage, par insuffisance du drainage;
- radioactivité de certains résidus;
- accroissement de la température des résidus huileux.

Les déchets miniers se composent en fait de résidus grossiers, sable, cailloux, roches et de résidus fins, silts, argiles, farine de roche, limons, vases, boue. Les premiers proviennent essentiellement d'une séparation mécanique et les autres d'une séparation chimique, au moment de l'extraction du minerai.

Les dépôts meubles de surface (la croûte), les cailloux et roches, sont le plus souvent entassés à part, séparément, de façon à pouvoir éventuellement les utiliser. Ces entreposages ne posent en général pas trop de problèmes, bien que les matériaux finissent par s'altérer

dans le temps; les shales peuvent se transformer en argile, les roches peuvent se fendre (par le gel) et se désintégrer par lessivage; la stabilité diminue, des pressions d'eau peuvent se créer, entraînant des ruptures et éboulements plus ou moins boueux surtout après une bonne pluie (Golder, 1979, B12).

Les matériaux fins proviennent du broyage de la roche minéralifère et sont mélangés avec de l'eau; ils deviennent vaseux et boueux; 80% des particules passent le tamis 200; leur perméabilité est de  $10^{-3}$  à  $10^{-6}$  cm/s. Ils sont rejetés dans un réservoir, retenu par une digue construite avec la partie grossière des résidus, du sable en général. En se déversant, les plus grosses particules de la boue se déposent proche de la digue, tandis que les plus fines et l'eau vont se déposer ou stagner plus loin vers le centre du réservoir.

La hauteur de ces constructions et stockages, augmente en même temps que la poursuite des opérations minières; les problèmes tels que ceux énumérés précédemment, commencent alors à survenir, dépendamment de la méthode employée pour ériger la digue de retenue, et de la nature des résidus miniers.

### 5.3.2 Méthodes de constuctions, stabilité

#### A) Méthode de construction

Trois méthodes classiques de construction de digue de retenue ont été pratiquées dans le passé; elles sont illustrées à la page suivante (fig. 7) et discutées par plusieurs auteurs: Casagrande et McIver (Brawner et Milligan, 1971), Brawner et Campbell (1973), Highter et Tobin (1980).

La méthode "upstream", la plus ancienne, présente deux gros inconvénients: elle ne permet pas un compactage efficace de chaque petite digue construite successivement, à moitié l'une sur l'autre; il est



difficile de prévoir une couche drainante entre le barrage et la fondation. Ces dispositions conduisent à des risques d'érosion et d'écoulement sur la pente extérieure; les surfaces de rupture sont de plus en plus probables au fur et à mesure que le remblai monte, car elles englobent davantage de zones à sols fins et de boues. Une surveillance instrumentale (piézomètres et pénétrromètres) doit être constamment maintenue dans ce cas. En définitive, cette méthode doit être oubliée (Golder, 1979).

Les deux autres méthodes répondent à la nécessité absolue de compacter les matériaux, permettent d'éloigner relativement la boue dans le réservoir et prévoient une extension de la couche de drainage; un système de drains doit de plus être prévu pour récupérer les eaux plus ou moins contaminées qui proviennent du réservoir et ont traversé le remblai. Les méthodes de construction classiques de barrage en terre (en stériles dans le cas présent) avec noyau vertical et systèmes de filtre de transition, sont bien sûr plus sécuritaires, mais ne permettent pas d'en augmenter la hauteur au fur et à mesure de l'exploitation.

Toutefois, des zones et filtres de transition peuvent être mis en place en même temps que la couche imperméable, sur la face intérieure en contact avec les résidus fins du réservoir, dans le cas de la méthode "downstream".

Il est recommandé dans la méthode "centerline" d'excaver et déplacer davantage les boues vers le centre du réservoir, avant d'empiler une autre couche par dessus l'autre; un procédé par lavage puis pompage, peut être employé à cette fin. Il s'agit en fait de repousser le plus possible la zone de séparation entre les particules fines de la retenue et les particules plus grosses de la digue.

## B) Stabilité

Il est possible d'établir des abaques de design pour barrages de stériles comme Blight (1969) l'a déjà fait en Afrique du Sud et Mularz (1977) en Pologne, et comme ça pourrait l'être pour le nord-ouest québécois. L'inclinaison sécuritaire de la pente est donnée en fonction de la hauteur de la digue, pour différents taux de construction, différents cas de fondation (perméable ou imperméable).

Cette inclinaison doit de plus tenir compte de la stabilité souvent marginale de cette pente extérieure soumise à une forte érosion lors de fortes pluies.

Une méthode d'analyse de stabilité doit donc être développée et calibrée pour les remblais de stériles du nord-ouest québécois; les caractéristiques des relations contrainte-déformation-volume doivent être étudiées par essais triaxiaux, et des surfaces de rupture concernant le remblai, l'interface et la fondation, doivent être prédites.

Les barrages de déchets miniers sont en général beaucoup moins stables que les barrages conventionnels, en raison de la différence de qualité des matériaux de construction et de la fondation. Les premiers sont le plus souvent composés de sols fins (silt et sable fin) susceptibles de liquéfaction, si insuffisamment compactés; leur teneur en eau est plus forte et leur résistance au cisaillement plus faible. Si le sol de fondation est un sol granulaire lâche, il existe un danger supplémentaire de liquéfaction ; si le sol de fondation est cohésif, la stabilité dépend de sa résistance au cisaillement et du taux de construction.

En définitive, de nombreuses déformations peuvent être observées pendant et après la construction; elles font l'objet du paragraphe suivant.

### 5.3.3 Liquéfaction, tassement, fisuration, érosion, fluage

#### A) Liquéfaction

Les matériaux entreposés sont sujet à liquéfaction en raison de l'uniformité locale de leur granulométrie, de la forte susceptibilité des sables fins à grains anguleux, et de leur compaction souvent insuffisante et différentielle (d'autant plus que les fines sont difficiles à compacter). Après avoir été déversés dans la retenue, les dépôts s'organisent selon la granulométrie; leur perméabilité varie selon la distance au point de déchargement. Les sédiments les plus grossiers consolident au fur et à mesure que les dépôts susjaccents s'empilent; les plus fins forment souvent une croûte de surface plus ou moins imperméable, ce qui retarde le taux de consolidation, et ce qui fait augmenter les pressions interstitielles. Avant que cette consolidation soit complétée, ces sédiments sont davantage sensibles à la liquéfaction.

On peut avoir une idée qualitative du potentiel de liquéfaction d'un stérile en faisant des essais au pressiomètre auto-foreur (Hughes et al., 1980, B3).

#### B) Tassements

Des tassements élastiques à effets négligeables se produisent si la fondation est argileuse raide ou granulaire dense. Si le sol de fondation est granulaire lâche, on observera des tassements rapides au fur et à mesure de la construction. Dans le cas d'une fondation argileuse plus ou moins compressible, des piézomètres et tassomètres doivent être installés afin de suivre l'évolution de tassements lents qui peuvent être néfastes à long terme.

Par ailleurs, les dépôts de stériles sont sujets à tassements différentiels importants (par différences de compaction) qui entraînent la

formation de fissures ou autres désordres préjudiciables, étant donné que la structure n'est pas prévue pour palier à ces phénomènes; en effet, la construction par étape d'une digue de retenue minière, ne prévoit pas en général la réalisation d'une zone centrale graduellement imperméable comme dans un barrage conventionnel.

#### C) Fissuration, érosion

Les fissures ainsi créées permettent à l'eau de s'engouffrer; un phénomène d'érosion régressive peut s'amorcer. Si aucune couche de transition, de zone imperméable, ou de drains ne contribuent à atténuer le problème, l'érosion se propage et mine le remblai, des écoulements préférentiels et non contrôlés s'installent. Les fissures se développent en particulier dans les coins de remblais, et augmentent localement la possibilité de rupture par érosion ou par liquéfaction.

Plusieurs études indiquent que la rupture d'une digue de retenue de résidus miniers commence bien souvent par une érosion régressive à partir du pied.

#### D) Fluage

Les remblais de stériles miniers sont aussi soumis à des déformations de fluage. Elles n'ont pas fait l'objet pour l'instant d'études très précises, et il est difficile d'affirmer qu'elles sont le signe d'une rupture prochaine, rupture d'autant plus proche que la vitesse de fluage est plus élevée.

Il n'en reste pas moins que toutes les déformations énumérées précédemment, contribuent à augmenter les chances de rupture; on présente un cas de rupture au paragraphe suivant.

#### 5.3.4 Rupture de remblais de stériles

La poursuite des opérations minières tend à faire empiler de plus en plus de résidus miniers. De grandes hauteurs sont ainsi atteintes, aussi bien pour les remblais de stériles grossiers que pour les résidus fins avec leur digue de retenue. Hoare et Hill (1970) estime que 70% des entreprises minières ont des déboires avec l'entreposage de leurs déchets.

L'analyse de cas de rupture de remblais de rejets miniers permet à Highter et Tobin (1980) de penser qu'elle se produit très rapidement et que le remaniement du pied du remblai par érosion régressive, associé à une augmentation de la pression interstitielle et une diminution de la résistance, dégenère souvent en coulée de sol granulaire saturé. L'extension de la coulée dépend de la variation de la résistance au cisaillement pendant le mouvement.

Richards et al. (1981, B12), précisent que la diminution de résistance de matériau sensible et saturé à la base du remblai, pourrait s'accompagner de craquements puis mouvements des bords de remblai sur une surface de rupture plane. Ces ruptures seraient dues principalement aux différents tassements et compactages; les auteurs les prédisent par une analyse de stabilité en contraintes totales par éléments finis. Ces dislocations sont en tout cas le siège d'écoulements d'eau préférentiels.

Capozio et al. (1980) confirme l'hypothèse d'une surface de rupture plane: toutes les analyses de stabilité à rupture circulaire aboutissent à des coefficients de sécurité supérieurs à 1,5, alors que celles qui adoptent un type de rupture plane, conduisent à des coefficients plus proches de l'unité. Ils attribuent cet état de chose au fait que la faible résistance du matériau sur la surface circulaire, profonde, devient inopérante devant le poids imposant du remblai sur cette surface profonde. Les auteurs complètent ces indications, en pensant que

la rupture fait suite à la distribution non profonde d'un système de dislocations à travers le remblai. Ces perturbations pourraient provenir de diverses tensions horizontales (dynamitage par exemple), de tassements différentiels, d'une rupture horizontale locale à l'interface sol-remblai, ou dans une couche plus faible d'un sol de fondation stratifié (Thompson et al., 1977, Graham, 1979,B1).

Bishop (1973) définit un indice de fragilité  $I_f$  du sol, qui donnerait une idée du comportement du matériau en train de couler:

$$I_f \text{ (drainé)} = \frac{\tau_p - \tau_r}{\tau_p} \times 100\%$$

$$I_f \text{ (non drainé)} = \frac{C_{up} - C_{ur}}{C_{up}} \times 100\%$$

où  $C_u$  est la cohésion apparente pour le cas  $\phi = 0$  et  $\tau$  est la résistance au cisaillement sur la surface de rupture, l'indice  $p$  correspondant au pic de résistance, l'indice  $r$  à la résistance résiduelle. Pour un  $I_f$  faible, le glissement ne prend pas d'extension, tandis qu'il dégénère en coulée si  $I_f$  est fort. La coulée se produit en conditions non drainées, le point de départ du mouvement se situant sous la nappe et les taux rapides de construction et des déformations induisant de fortes pressions interstitielles (Mittal et Hardy, 1977, B11).

Highter et Tobin (1980) cherchent à définir la compaction minimum pour que  $I_f$  soit suffisamment faible et la coulée évitée. Ils réalisent 52 essais triaxiaux CIU sur différentes sortes de résidus miniers (zinc, fer, etc.); ce sont en général du sable non plastique uniforme, sauf le minerai de fer où 20% des particules passent le tamis 200. Ils tracent alors le rapport de compaction initial:

$$\frac{\gamma_d \text{ (échantillon)}}{\gamma_d \text{ max (Proctor modifié)}} \%$$

versus l'indice de fragilité ( $I_f$  %) pour différentes pressions de consolidation, et aboutissent aux conclusions suivantes:

- Les rejets miniers à particules anguleuses peuvent aussi se mettre à couler dès que la pression interstitielle est assez forte et la résistance au cisaillement assez faible. Au laboratoire, des déformations de 14% ont été obtenues en une fraction de seconde.
- La compaction initiale est le paramètre le plus important qui gouverne le comportement contrainte-déformation dans les essais.

$$\text{Si } \frac{\gamma_d}{\gamma_d \text{ max}} < 70 - 75\%, \tau_{\mu} \text{ (résiduelle)} < \frac{\tau_{\mu} \text{ (pic)}}{2}$$

$$\text{Si } \frac{\gamma_d}{\gamma_d \text{ max}} = 75 - 80\%, \tau_{\mu} \text{ (résiduelle)} \approx \tau_{\mu} \text{ (pic)}$$

En d'autres termes, l'indice des vides initial est le paramètre important qui gouverne l'indice de fragilité non drainé du matériau.

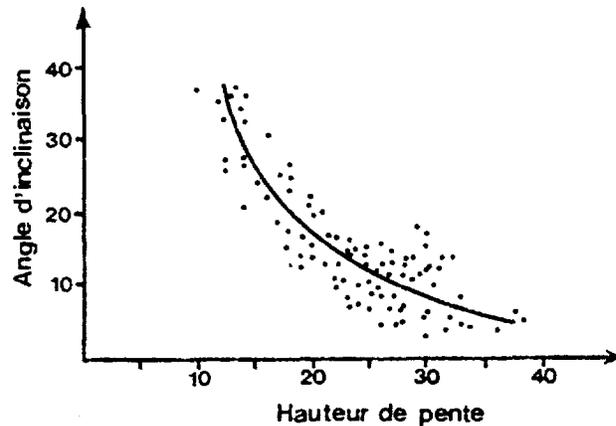
- Pour des pressions de consolidation comprises entre 50 et 200 kPa, une coulée a très peu de chance de se produire sous accroissement régulier d'une charge, si le rapport de compaction initial est au moins de 80% de sa valeur maximum. Si ce rapport avoisine 75-80%, l'indice de fragilité chute brutalement; s'il est inférieur à 75%, l'indice de fragilité est supérieur à 50%; un rapport plus faible encore, n'a quasiment plus d'influence sur l'indice. Ces résultats semblent valables quel que soit le type de résidu.

Deux restrictions à la validité de ces essais doivent être rapportées: les échantillons ont subi une consolidation isotrope; une consolidation anisotrope aurait sans doute fait croître la résistance de pic et l'indice de fragilité, en conditions non drainées. D'autre part, l'influence de l'échantillonnage n'a pas été étudiée.

Mularz et Rybicki (1977) ont observé en Pologne la rupture d'un dépôt de stériles de 30 m de hauteur sur une fondation d'argile stratifiée. Ils montrent que les déformations de pied et le fluage de la fondation, sont dus à la nature du sol de fondation (selon sa résistance, le taux de déformation et le taux de dissipation des pressions interstitielles) et à la manière d'entasser les rejets miniers (selon le taux de chargement en particulier). Ils constatent des déplacements massifs du sol de fondation sous forme de structures plissées autour du remblai, sur des distances atteignant 500 m (220 m en moyenne) et des hauteurs de 15-20 m! Les pieds du remblai se sont déformés aussi à des taux moyens de 6-7 m par jour, dépendamment de chaque nouveau profil de la pente. Suite à la rupture du pied, des glissements et toutes sortes de fissuration et dislocation ont affecté le remblai à plusieurs endroits.

Les auteurs précisent par ailleurs que les premières déformations apparaissent dès que le remblai a 10 m de hauteur, qu'elles sont plus importantes au moment du déversement des matériaux (exactement 5-6 heures après déchargement) et qu'elles se stabilisent 5-6 mois après l'interruption d'un déchargement. Les déplacements se font par accoups; la vitesse de déformation, ainsi que la diminution de l'inclinaison de la pente ( $37^\circ$  à  $15^\circ$ ), sont plus grandes pour les faibles hauteurs du remblai (10 à 22 m); l'angle d'inclinaison diminue plus lentement ( $15^\circ$  à  $6^\circ$ ) pour les fortes hauteurs d'amoncellement de résidus miniers (après 22 m de hauteur); l'explication pourrait venir en partie du fait que le fluage sous-jacent et les plis résultants, ainsi que les anciennes déformations du pied, ralentissent les nouvelles déformations qui ont tendance à se produire à la suite des déversements successifs. Ceci n'empêche pas que le profil de la pente varie peu si le déchargement est lent.

Une relation entre l'inclinaison et la hauteur de remblai de stériles a pu être tracée et figure ci-dessous. Cette figure réalisée en Pologne devrait être envisagée aussi pour le nord-ouest québécois.



Rappelons que ces résultats sont valables pour un mode de rupture de pied qui est d'ailleurs le cas le plus fréquent.

### 5.3.5 Contrôle de l'eau des retenues minières

Plusieurs auteurs ont étudié cette question: Osler et Galpin (Brawner et Milligan, 1972), Swaisgood (1972, B10), Pettibone (1971), Isaacs (1981).

La boue minière rejetée dans la retenue, se sépare en eau qui reste en surface et en limons qui se déposent; ceux-ci sont en général saturés, mous et lâches. L'eau subit un genre de cycle: alimentation par opérations minières ou conditions atmosphériques, évaporation, écoulement souterrain ou à travers le remblai de retenu. Cet écoulement dépend en fait de la perméabilité comparative des rebuts miniers proprement dits et de la digue qui les retient. L'analyse de l'écoulement consiste à estimer la quantité d'eau qui sort du remblai de retenue, déterminer le point de sortie et la vitesse d'écoulement. On peut

noter d'ores et déjà que la perméabilité des matériaux de rejets et de la digue est difficile à obtenir, et il en sera donc de même pour la décharge hydraulique au travers du remblai; la perméabilité du sol de fondation doit aussi être déterminée.

Le système de déversement doit être placé de façon que l'eau minière soit rejetée le plus loin possible de la digue de retenue, les particules solides se déposant d'abord et formant une sorte de plage inclinée. Si les résidus miniers à particules fines (les limons) sont trop imperméables, il arrive fréquemment que l'eau vienne en contact avec le remblai et une étude de la distribution de l'eau dans ce remblai doit d'autant plus être envisagée.

La surface d'écoulement peut alors être plus courte et plus dangereuse pour la stabilité de la digue, surtout si elle atteint la surface extérieure, ou si un chenal d'écoulement préférentiel se crée à l'intérieur. Cette situation de contact entre la digue et l'eau doit être prévue avant construction, afin de donner une structure adéquate au remblai, avec différentes sortes de matériaux. On devra installer en effet une bonne couche drainante à la base (sur la moitié extérieure du barrage) pour rabattre la nappe, et prévoir une voile imperméable avec une couche filtrante sur la face intérieure (selon la sorte de matériau du barrage lui-même). On définit une gradation granulométrique de la base drainante du remblai, basée sur la densité relative, par le critère suivant (Osler, 1972):

$$\frac{D_{15} \text{ (filtre)}}{D_{85} \text{ (remblai)}} \leq 5 \leq \frac{D_{15} \text{ (filtre)}}{D_{15} \text{ (remblai)}}$$

$$\frac{D_{50} \text{ (filtre)}}{D_{50} \text{ (remblai)}} \leq 25$$

Un fossé de drainage doit être construit sur tout le tour de la digue de retenue, en vue de collecter toute l'eau de percolation

en provenance de la retenue; son dimensionnement est fonction de la perméabilité des matériaux de remblai, du débit de drains prévus dans la construction, du débordement éventuel de l'eau minière par dessus la digue.

Pour que le contrôle de l'eau soit efficace, on doit établir les relations entre le potentiel d'emmagasinage de la retenue, la quantité et la qualité de solide et de liquide de la boue minière, la vitesse de décharge des résidus, et la vitesse de construction de la digue. Le concepteur doit en définitive estimer tous les facteurs suivants: les gains et pertes d'eau, l'influence des infiltrations et des fuites, le réseau d'écoulement dans le remblai (sa perméabilité ainsi que celle de la fondation), la variation du niveau d'eau dans la retenue, et donc les périodes des fortes exploitations, les précipitations et fonte des neiges, les possibilités de réutilisation d'eau dans la mine, la nécessité de traiter l'eau pour la dépolluer, et les changements dans le réseau hydrogéologique naturel.

Toutes ces dispositions conduisent à plus d'efficacité et d'économie, si elles sont prises avant construction et opération de l'ouvrage. Le contrôle de l'eau continue de s'appliquer par la suite sur la plupart des points précités; il permet de surveiller constamment la stabilité de l'ouvrage, de déterminer l'ampleur et le coût des installations de dépollution de l'eau minière retournée au réseau naturel, et des travaux de dérivation qui évitent de contaminer ces eaux naturelles extérieures.

Un exutoire doit cependant être prévu en cas de surcharge hydraulique importante. Cette récupération de l'eau minière peut se faire par un conduit passant sous le barrage, ou par une pompe ou un siphon installé à la surface du lac. La première solution comporte les désavantages suivants: surcharge hydraulique et de sédiments sur le tuyau, longueur et bouchage éventuel du tuyau, fuites et infiltrations (risque d'érosion autour du tuyau), mouvements et ruptures des

installations suite aux déplacements des résidus miniers (lors du déversement en particulier), difficulté d'intervention en cas de besoin de réparation. La barge de pompage présente l'inconvénient de devoir être déplacée assez souvent sur la surface du lac. Le siphon quant à lui, installé sur la partie haute de la face intérieur du remblai et passant par dessus lui, doit subir le tassement du remblai et l'influence du gel; il doit par ailleurs être relocalisé au fur et à mesure de l'empilement des rejets miniers.

#### 5.3.6 Conclusion

Nous pensons devoir rappeler en guise de conclusion que l'entreposage des stériles miniers doit être considéré comme une structure de génie civil; elle doit faire l'objet d'une étude géotechnique préalable puis suivie, sur le sol de fondation, sur la stabilité des remblais prévus, sur le contrôle de l'eau minière; nous devons savoir aussi que les résidus miniers sont en général des matériaux assez sensibles à la liquéfaction, et qui ont des résistances qui diminuent facilement sous l'action de charges cycliques. Signalons qu'une étude toute récente publiée par Jehapalan, J.K. et al. 1983 (bibliographie B7) analyse les coulées de résidus miniers, en donne des caractéristiques et l'extension possible.

Les phénomènes de fissuration et d'érosion, ainsi que le niveau d'eau, doivent être surveillés régulièrement. La surface des remblais peut être protégée contre les vents forts, les froides températures et l'érosion; les moyens de protection les plus appropriés sont d'étendre une couche de sable graveleux puis de résidus plus grossiers, ou d'injecter du ciment dans la pente à plusieurs hauteurs, ou recouvrir totalement la pente de ciment, ou encore de passer plusieurs fois un rouleau vibreur sur la pente (Brawner, 1972). On peut aussi procéder à une stabilisation par traitement chimique (floculation, cimentation), par congélation, par électro-osmose. Cette dernière méthode consiste à augmenter la résistance par migration d'eau, des anodes (+)

fixées dans la digue, vers les cathodes (-) plantées le plus loin possible de la digue; des dérivés métalliques se déposent autour de l'anode par cimentation. Les électrodes (+) se fichent horizontalement dans la pente et sont espacées d'environ 14 m horizontalement et 7 m dans le sens de la hauteur; le voltage et les effets peuvent être déterminés selon le cas, par essais simples en laboratoire.

Les systèmes de drainage doivent faire l'objet d'une attention soutenue. Les matériaux de la digue doivent être compactés à une densité relative minimum de 50 ou 60%, sans qu'elle soit trop élevée non plus pour pouvoir encaisser les tassements différentiels. Notons qu'un barrage à pente forte et compactée, est plus économique qu'un barrage à pente faible et non compactée. Un minimum d'instrumentation doit être mis en place, pour suivre la progression des tassements et de la dissipation des pressions interstitielles, et pour mesurer la déformation de la digue. On peut aussi penser bien sûr à réduire l'instabilité en aplanissant les pentes, en réduisant les hauteurs, et en construisant des bermes additionnelles.

En dernier lieu, nous conseillons au lecteur de se référer aux études géotechniques de remblais de stériles miniers sur dépôt d'argile varvée, réalisées par les laboratoires Ville-Marie (Capozio et al., 1980) dans les régions de Rouyn et de Matagami. Ces études tiennent compte de l'état actuel des connaissances tel que présenté dans ce rapport; même si la méthodologie adoptée pourrait être discutée, elles constituent un bon exemple d'application possible. D'autre part, nous devons signaler l'existence d'un rapport guide, édité par le ministère fédéral "Energy, Mines and Resources" en 1972, sur le plan, la construction et l'entretien des terrils; le lecteur peut y puiser de nombreuses précisions complémentaires. La deuxième édition est incorporée dans les rapports "Pit Slope Manual" du CANMET, rapport no 77-1, 1977.

## 5.4 Affaissement lié au sous-minage

### 5.4.1 Généralités, causes

Les affaissements et effondrements entraînent la réduction des réserves potentielles de minerai, baissent la production, modifient grandement le régime hydraulique, et diminuent dramatiquement la sécurité.

L'affaissement est toute déformation ou éboulement du toit de la mine ou de la surface du sol, ainsi que toute déformation de compression induite par la courbure des couches ou les arches de compression (Dunrud, 1976). Les affaissements ont principalement lieu dans les mines de charbon ou de sel, par altération des piliers de support, ou par approche trop grande du toit d'une galerie ou de la surface du socle rocheux; ces événements se produisent bien sûr aussi dans les autres sortes de mines. Un affaissement peut faire suite à la solubilité des sels minéraux; des cavités se forment souvent par dissolution (dans une zone carbonatée par exemple) des eaux souterraines acides. Enfin, un fort abaissement de la nappe phréatique, par pompage violent de l'eau de la nappe ou de l'eau de la mine souterraine, peut provoquer des tassements importants, voir des affaissements (Golder, 1979, B12).

### 5.4.2 Processus de formation, effets

Le mode de formation de l'affaissement dépend de la géométrie de la mine et de la vitesse d'exploitation, de la lithologie et structure des couches, de l'épaisseur des morts-terrains, des pendages des lits de minerais, et des affleurements. L'affaissement peut être progressif et lent, et la dépression résultante continue. Il peut par contre être brutal, plus ou moins prévisible, et la dépression en surface est discontinue. Cet affaissement observé en surface, est moindre que celui du toit de la cavité en profondeur, en raison du foisonnement des couches sus-jacentes à la cavité; mais la surface peut s'affaisser

longtemps après, car la progression de la déformation vers le haut peut être lente.

L'exploitation souterraine perturbe l'état des contraintes et des déformations du massif. Les charges du mort-terrain sont ainsi continuellement redistribuées autour de la mine, selon la lithologie et les accidents structuraux. Dépendamment de l'évolution de l'exploitation, des arches de compression migrent vers le haut puis vers le bas; différentes strates, et en particulier celles qui sont entrecoupées par les travaux miniers, supportent souvent des compressions puis des décompressions. On imagine par exemple que les couches à faible résistance naturelle subissent un effort de compression plus important que d'autres, au droit des piliers miniers, et surtout pour les piliers étroits. Selon la courbure des couches, et au voisinage des pieds des arches de compression, existent parfois des fortes concentrations de contraintes. Les strates situées directement dessous et dessus la cavité minière, subissent par contre des décompressions qui se répercutent de façon hétérogène vers la surface.

Suite à la rupture d'un pilier ou d'un toit de galerie, ou suite à la formation d'une cavité à l'intérieur même du massif, l'affaissement se produit d'abord localement, selon la hauteur, l'extension latérale de la cavité et son état de contrainte qui l'entoure. Il existe alors un foisonnement, dû aux forces capillaires surtout, du toit de la cavité qui cède, selon la profondeur de la cavité originale, son volume et sa géométrie, et selon les propriétés des matériaux sus-jacents. De poche en poche, le foisonnement peut amortir le phénomène dans sa progression vers la surface, et un équilibre peut s'établir avant que le vide n'atteigne la topographie du socle rocheux ou de la surface du sol. Certains bancs rocheux sont capables de travailler en dalle au-dessus du vide; par contre, les argiles plastiques, molles ou sensibles, ou les sols granulaires lâches, favorisent le développement du processus.

Les affaissements miniers sont à l'origine de perturbations importantes du réseau hydrographique et des aquifères souterrains: inversion des écoulements, formation de zones marécageuses, inondations, tarissement de sources, etc. Des écoulements préférentiels contribuent sans doute à augmenter la liquéfaction de sols meubles entraînés dans le processus d'affaissement, d'autant plus si ces sols étaient déjà susceptibles de liquéfaction; cet apport d'eau facilite l'écoulement du produit affaissé. Par ailleurs, on peut observer d'importants tassements différentiels en surface, voire même des phénomènes de boulangerie dans les zones affaissées.

Il s'ensuit que ces affaissements peuvent être meurtriers, peuvent interrompre l'exploitation et augmenter le coût de production.

#### 5.4.3 Remèdes, conclusion

Les trous et cavités, les anciennes galeries abandonnées, doivent être recherchés, répertoriés et bouchés, par remplissage avec les résidus miniers et injection de béton. Les processus d'affaissement doivent être détectés et surveillés de près, ainsi que les modifications du réseau d'écoulement souterrain; la nappe doit être constamment rabat-tue et contrôlée. L'épaisseur de la déformation en surface doit être mesurée, ainsi que sa vitesse, son étendue et l'évolution des rebords de l'affaissement.

En définitive, l'étude, le contrôle, la prédiction des affaissements miniers sont d'abord un problème de mécanique des roches et de structurologie; l'épaisseur du mort-terrain est cependant une donnée essentielle et il convient que la géologie et la mécanique des bancs de minerai, soient analysées en même temps que celle des terrains meubles. Il s'avère par ailleurs que ces analyses peuvent être numériques, quantitatives et qualitatives; de nombreux ouvrages et références traitent de ces questions; un exemple en est donné dans la bibliographie sur les affaissements (Braüner et al., 1969). Ces

études doivent être réalisées avant et pendant la vie de la mine, et devraient être régies par une réglementation la plus précise et appropriée possible.

## 5.5 Vibrations, dynamitage, séismes

### 5.5.1 Définition du problème

Les vibrations sont causées par la machinerie, par les tirs de mine et par les séismes éventuellement. Principalement quand elles sont soutenues pendant un grand nombre de cycles, les vibrations sont susceptibles d'affecter à peu près toutes les caractéristiques du milieu, les constructions, les êtres humains, les roches et les sols. Nous nous intéressons dans ce travail aux désordres qu'elles occasionnent sur les sols.

L'effet des vibrations induit par les camions et les foreuses n'a guère été étudié; nous croyons que c'est parce que l'effet est faible, bien que la répétition inlassable de cette sollicitation mériterait peut-être qu'on s'y intéresse.

Le dynamitage met en jeu des énergies considérables, dont une assez faible part est utilisée dans le processus de fragmentation de la roche, et une assez grosse part est transmise dans le sol sous forme d'ondes sismiques qui perturbent les zones proches.

Le nord-ouest québécois n'est pas un lieu de forte activité sismique mais il est susceptible d'être affecté par les séismes survenant dans la vallée du St-Laurent. Environ mille tremblements de terre ont été enregistrés dans cette région depuis le début du siècle; certains ont atteint la magnitude 7 sur l'échelle de Richter (Milne et Davenport, 1969) et sont ressentis dans une zone très étendue autour de l'épicentre (Basham et al., 1979). Pour un tel tremblement, l'accélération du

sol dans le nord-ouest pourrait être d'environ 1% de l'attraction terrestre (1% de  $9,8 \text{ m/s}^2$ ).

La comparaison de ces différentes sollicitations indique que le dynamitage est sans doute la plus préjudiciable.

Pour tenter de connaître l'impact des vibrations sur un sol, on doit d'abord étudier la propagation des ébranlements, ou déterminer le niveau des vibrations transmises, en fonction de la distance et de l'énergie mise en oeuvre par l'explosion. Il faut aussi définir des critères de nuisance fixant les seuils d'apparition des désordres dans divers types de sols. On pourra ensuite prédire les effets d'un tir donné sur un sol donné.

Le problème n'est cependant pas si facilement résolu. Il existe des relations empiriques, et Chapot (1981) en propose une, qui permet de trouver un ordre de grandeur des vibrations provoquées à une distance donnée par une explosion; il définit en particulier la vitesse maximum de la vibration, qui est le paramètre adopté par tout le monde comme critère de nuisance. Toutefois, cette caractéristique s'adapte surtout pour les désordres provoqués sur les habitations, et ne doit pas être le seul critère utilisé pour les désordres du sous-sol; de plus, il faut se rappeler que si les phénomènes de fatigue des structures soumises à des tirs répétés sont encore mal connus, ceux du sous-sol soumis aussi à cette répétition, le sont encore moins. Notons pourtant que Seed, Mori et Chan (1977) proposent une méthode pour tenir compte des vibrations subies antérieurement par le milieu.

#### 5.5.2 Caractéristiques des vibrations

En raison de la réponse élastique du sol, la perturbation due à la vibration est constituée d'une série d'oscillations autour d'une position d'équilibre, ces oscillations s'amortissent petit à petit. La perturbation se propage sous forme de fronts d'ondes de trois types

différents: les ondes longitudinales (tractions et compressions successives), les ondes transversales (cisaillement) et les ondes de surface (mouvement elliptique); ces ondes se propagent à des vitesses différentes, selon le milieu traversé, la première étant la plus rapide. Les ondes spatiales (longitudinales et transversales) sont les plus actives sur des distances faibles, de l'ordre de 100 m par rapport au tir. Les ondes superficielles agissent au contraire à des distances plus importantes; elles présentent des fréquences plus basses et des amplitudes plus élevées. Pour étudier une vibration, on écrit l'équation du mouvement d'un point donné, en fonction du temps; on détermine l'accélération, la vitesse ou le déplacement du point, ainsi que la fréquence du mouvement. Celui-ci est toujours plus ou moins sinusoïdal, et les grandeurs que l'on vient de nommer sont liées par des relations bien connues (Chapot, 1981).

La recherche des effets sur les sols, l'adoption de critères de nuisance, la prédiction de ces effets, supposent donc d'abord que l'on connaisse la façon dont les ébranlements se propagent dans le sol, et l'influence des divers facteurs caractérisant le tir. Parmi ces facteurs, on peut citer la distance entre l'explosion et le point de mesure, la nature et la quantité de l'explosif, le dispositif d'amorçage et la qualité du bourrage, la nature de la roche et du sol. L'étude de ces divers facteurs et de la loi de propagation, sera précédée par l'énumération des paramètres utilisés pour caractériser une vibration.

Les paramètres qui permettent de quantifier les effets destructeurs exercés par une vibration sont la magnitude, l'intensité, l'accélération maximale, la durée de l'anomalie et sa fréquence. Le premier est relié à l'amplitude et à l'énergie. Le deuxième s'évalue par comparaison des effets observés, incorpore les effets des particularités géologiques et géotechniques locales, et laisse une grande part à l'appréciation de l'observateur. L'accélération maximale  $a_{max}$ , atteinte par un point du sol au cours de la vibration, caractérise le

mouvement du sol. L'effet de la durée de l'anomalie est surtout manifeste pendant la phase d'accélération. Enfin, ce sont sans doute les basses fréquences qui sont les plus préjudiciables. Dans l'ordre des basses aux hautes fréquences, on peut classer celles des tremblements de terre, puis celle des explosions nucléaires et enfin celles des tirs de mine à faible distance (Chapot, 1981).

Tous ces paramètres sont plus ou moins reliés entre eux. D'autre part, on affecte la contrainte de facteurs d'atténuation selon la durée d'application de la pression initiale, la célérité du signal, le rayon de la cavité initiale, le paramètre d'amortissement du milieu; la courbe d'amortissement, en coordonnées bilogarithmiques, devient pratiquement rectiligne, à partir d'une distance supérieure à 3 fois le rayon de la cavité initiale (Chapot, 1981). Un grand nombre de lois d'atténuation existe dans la littérature: Donovan (1973), Trifunac et Brady (1975), Seed et Murarka et al. (1976), Blume (1977), McGuire (1978), Chapot (1981). Celle qui a été établie pour le site en question, et qui prend en compte les caractéristiques locales des vibrations produites, sera la meilleure.

### 5.5.3 Influence de divers facteurs

#### A) L'explosion

La nature de l'explosif intervient relativement peu dans le phénomène comparativement à l'influence du site ou à la sorte de matériau.

La quantité de l'explosif joue par contre un rôle essentiel; les calculs théoriques montrent que la charge intervient dans les formules de propagation, par la pression régnant à l'origine et par le diamètre de la cavité initiale.

Le dispositif de mise à feu de tous les trous chargés peut se faire isolément ou successivement, chaque mise à feu étant séparée de la

suivante par un intervalle plus ou moins long (0,025 ou 0,5). Etant donné la dispersion des mesures en général, la façon dont la quantité des explosifs est répartie ne joue pas beaucoup; cette répartition aurait quand même davantage d'impact dans le cas des mines à ciel ouvert (Richards et al., 1981) que dans le cas des mines souterraines. Une série de charges décalées apparaît sur les enregistrements, mais il semble que les ébranlements successifs ont la même probabilité de se retrancher que de s'ajouter.

Les expérimentateurs utilisent en général des charges de quelques kilos à quelques dizaines de kilos. Certains exploitants miniers utilisent de plus fortes charges, dont les effets sont probablement plus proches de ceux des séismes naturels. On notera aussi que la force du tir a sans doute une influence plus aigue dans le cas de mines à ciel ouvert.

Tout le monde s'accorde à dire que la durée et la répétition de l'anomalie joue un rôle très néfaste quant aux effets produits (Housner (1965), Bolt (1973), Trifunac et Brady (1975), Boxho (1977), Chapot (1981)). Il est reconnu que la durée croît avec la magnitude, qu'elle est plus ou moins liée à la distance du point d'observation à la course, qu'elle est plus forte dans un sol meuble que dans une roche.

#### B) La distance

La perturbation apportée par le front d'onde, d'allure plus ou moins sphérique ou cylindrique, diminue au fur et à mesure de l'éloignement de la source, pour deux raisons: le volume concerné par la perturbation augmente constamment; le sol n'est pas parfaitement élastique.

L'effet de la distance est le plus facile à étudier: il suffit de disposer plusieurs capteurs à différentes distances de la source. La courbe représentative est en général une droite en coordonnées bilogarithmiques.

### C) Les conditions du site

Les conditions de gisement (altération, fissuration, pendage, épaisseur des bancs et des couches, etc.) sont aussi importantes que la nature géologique de la roche ou du sol.

Il est certain par exemple que les lignes de faille constituent des points faibles, par lesquels l'énergie accumulée donne naissance à un ébranlement qui se propage beaucoup mieux qu'ailleurs. La topographie du socle rocheux intervient aussi sur la transmission des ondes; un changement de pente de la surface rocheuse amplifie généralement les vibrations, sauf quand le relief est trop accidenté. On a observé des amplifications de l'ordre de 30 à 50% dans le cas d'un relief assez faible et pour des fréquences assez hautes (2 à 3 Hz). L'amplitude est plus faible dans le cas d'un relief accidenté, mais elle porte sur une plus large bande de fréquences (Dezfullian et Seed, 1970).

L'impact d'une vibration semble plus notable sur un sol que sur une roche (ou une construction); on observe par exemple que la fréquence est en général plus faible dans les sols, et les déplacements mesurés sont souvent plus importants dans les sols que dans les roches (ou les constructions). Pourtant, la vibration se propage en général mieux dans la roche que dans le sol; mais les couches meubles peuvent se comporter comme un oscillateur multiple particulier, qui transmet alors l'excitation imprimée à la base par le rocher. L'expérience semble montrer que  $a_{\max}(\text{sol}) < a_{\max}(\text{roche})$  quand la fréquence est inférieure à 2 Hz, mais que la situation s'inverse quand la fréquence est supérieure à 2 Hz (Filliat, 1981, B12). Il semble aussi que la traversée de sédiments lâches affaiblit davantage les ondes que la traversée des sédiments raides; en fait, c'est l'accélération qui apparaît plus forte dans les sols raides, tant que la fréquence est inférieure à 1 Hz; puis l'inverse se produit. Le manque d'études et d'expérience ne nous permet pas cependant d'affirmer

définitivement ces observations, d'autant plus que la qualité du sol n'intervient pas très souvent parmi les expériences faites et les critères donnés.

De plus, il existe une réelle difficulté à mesurer les mouvements du sol, dans la mesure où le capteur est plus ou moins bien couplé avec le matériau: il faudrait que le capteur ait la même densité que le sol dont il occupe le volume. S'ajoute à cela le problème du choix du point de mesure. Par une méthode de déconvolution, il est possible à partir d'un point de mesure en surface, de connaître le spectre de réponse en d'autres points, en passant par le calcul du mouvement à la surface du rocher (Schnabel et al., 1972, Filliat, 1981).

Le cas des pentes (ou des falaises rocheuses d'ailleurs) devrait faire l'objet d'études plus spécifiques, où la prise en compte de l'accélération et du déplacement serait toute indiquée; ceci permettrait une meilleure compréhension des phénomènes, que par le seul examen de la vitesse maximum. L'impact des vibrations sur une pente de mine à ciel ouvert, diffère de celui qui est mesuré à l'intérieur d'un massif, en ce sens que c'est une zone à réponse plus élastique; par ailleurs, on y observerait davantage d'ondes de surface alors qu'elles sont plutôt sphériques (ondes de volume) dans les mines souterraines. En tout état de cause, les tirs de mine à ciel ouvert donnent des vibrations moins importantes que les tirs de mine souterraine; ceux-ci sont des tirs confinés, alors que les premiers sont en général bien répartis et bien rangés.

Les ondes de vibration qui se propagent dans le sous-sol sont affectées par l'anisotropie et l'hétérogénéité du milieu. Il existe de multiples réflexions, réfractions et diffractions; ces ondes sont donc plus ou moins amorties ou amplifiées, selon l'état de saturation du milieu et ses propriétés géotechniques. Rappelons enfin que la durée d'une anomalie est plus grande dans un sol meuble que dans un sol rocheux, pour une magnitude donnée (Trifunac et Brady, 1975).

#### 5.5.4 Lois de propagation

Les calculs théoriques sont complexes et nécessitent des hypothèses simplificatrices concernant la nature du milieu et la forme du front d'onde. Il existe des programmes de calcul élaborés, basés sur la modélisation du milieu, sous forme d'éléments finis par exemple; ces programmes ne tiennent pas compte un général de l'irréversibilité de certaines déformations, de la rotation de certaines contraintes ou de la compatibilité des déformations calculées, et des états limites.

On définit tout de même une loi de propagation assez générale (Chapot, 1981), admise par de nombreux auteurs, sous la forme:

$$V = k \left( \frac{D}{Q^c} \right)^{-b}$$

où V = la vitesse

D = la distance

Q = la charge

b = la pente de la droite expérimentale qui relie la vitesse et la distance

c = 1/3 ou 1/2 selon les auteurs

k = une constante caractéristique du site.

Cette loi exprime la propagation et l'amortissement des ondes sismiques dans le sol, et dépend beaucoup des conditions de l'explosion (pression maximum, durée d'application, rayon de la cavité initiale).

Il est possible de rechercher quelques constantes dans cette loi, et de prévoir sinon la valeur de la vitesse, au moins une valeur limite. Notons que Snodgras et Siskind (1974) pensent que la distance devrait être réduite par la racine carrée de la charge, pour faire de meilleures prédictions.

La meilleure loi reste celle qui est déterminée spécialement pour le site étudié. A titre d'indication ou d'exemple, on donnera la valeur des constantes déterminée par le laboratoire des Ponts et Chaussées de Lyon en France (Chapot, 1981):  $b = 1,8$ ,  $c = 1/2$ ,  $k = 120$  pour une carrière ( mine à ciel ouvert),  $k = 250$  pour des travaux de terrassement souterrain (mine souterraine).

#### 5.5.5 Effets sur les sols

Nous avons présenté aux chapitres précédents quels pourraient être les effets du dynamitage sur les sols granulaires et sur les argiles varvées. De manière générale, nous pouvons dire que les sols granulaires lâches et saturés sont les plus susceptibles, que les argiles compressibles résistent beaucoup mieux aux vibrations, et que les sols granulaires très denses et les argiles raides sont très résistants. Ceci dit, il est clair que nous ne possédons pas beaucoup de données et d'études sur cette question. Nous tentons de faire ressortir les points importants dans les lignes qui suivent, quant aux effets sur les sables puis les argiles d'une part, dans les mines à ciel ouvert, dans les mines souterraines et les terrils miniers d'autre part.

Certains sables lâches à granulométrie uniforme, sont susceptibles de se liquéfier sous sollicitation vibratoire répétée. On admet qu'une telle force dynamique entraîne la réduction de l'angle de frottement  $\phi'$ , tout au moins pour des valeurs modérées de la contrainte normale, selon la forme:

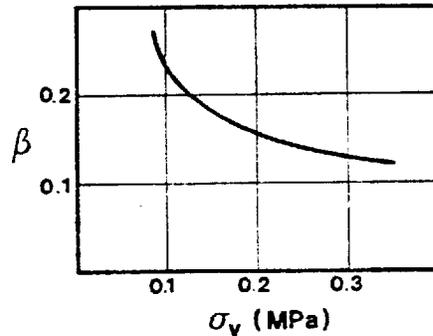
$$\operatorname{tg} \phi_d = \operatorname{tg} \phi' e^{-\beta a_{\max}/g}$$

où  $\phi_d$  = nouvel angle de frottement interne, après vibration

$a_{\max}$  = accélération maximum qui caractérise la vibration

$g$  = accélération de la pesanteur

$\beta$  = coefficient fonction de la contrainte verticale  $\sigma_v$ , donné par Youd (1970, B3) pour les milieux secs:



Dans le cas d'un milieu partiellement saturé, il existerait une teneur en eau optimale ( $w_{opt} \approx 13\%$ ) pour laquelle la réduction de  $\phi'$  est minimum; si  $w < 10\%$  ou  $w > 18\%$ , on retrouve sensiblement les valeurs données pour les sables secs. Dans le cas du milieu saturé non drainé, on se place dans les conditions de liquéfaction.

Suite à l'étude de Bossé (1979, B4), il est raisonnable de penser que les vibrations ont relativement peu d'influence sur les argiles, même si l'impact des composantes horizontales d'une sollicitation cyclique reste inconnu; on doit pourtant se méfier du cas particulier des argiles varvées, qui pourraient être sensibles à une telle sollicitation horizontale, comme tout autre sol stratifié d'ailleurs; nous avons déjà dit que ce cas méritait une étude approfondie, qui devra inclure l'étude de l'influence de nappes aquifères.

Même si les vibrations sont moins fortes dans les mines à ciel ouvert, il n'en reste pas moins que les dépôts meubles de la pente d'une telle mine, sont plus vulnérables que ceux qui sont situés au-dessus d'une mine souterraine. Si l'on démontre cependant que les dépôts meubles de surface d'une mine souterraine, sont sensibles aux vibrations, ou susceptibles de se liquéfier, l'ingénieur minier devra en tenir compte pour le design des piliers souterrains, ou pour le mode d'exploration.

Des précautions seront bien sûr prises aussi dans le cas des mines à ciel ouvert, si les matériaux de la pente sont liquéfiables, si l'inclinaison des couches s'abaisse vers la mine, etc. On imagine aussi que chaque oscillation supplémentaire augmente le fluage de la pente ou fait subir un petit déplacement supplémentaire à la pente à chaque fois, surtout au-dessus d'un certain niveau de contrainte, ou quand la stabilité de la pente est déjà marginale.

Les remblais de résidus miniers sont probablement encore plus sensibles aux vibrations. Whitman (Brawner et Milligan, 1971, B7) prétend qu'il existe une assez bonne probabilité de rupture si l'accélération atteint 0,06.g, et 50% de chance de rupture si elle atteint 0,1.g. Dans les sols stratifiés, l'auteur parle d'une accélération maximum de 0,2.g ou 0,3.g, mais qu'elle peut être réduite à 0,1.g si la sollicitation persiste. D'autres auteurs donnent aussi une valeur limite générale de 0,2.g à 0,3.g pour des matériaux de barrage. Ces valeurs ne sont certes pas très souvent atteintes lors de dynamitage, et il reste une certaine marge de sécurité avant que des conditions de liquéfaction ou de "mobilité cyclique" soient remplies; mais il suffit d'un seul cas exceptionnel, un couplage avec une contrainte sismique par exemple, pour provoquer l'instabilité.

Les références qui suivent permettent de trouver des informations supplémentaires: le rapport CANMET 77-1 ("Pit Slope Manual" 1977, B7) donne des règles de design qui minimiseront le risque de liquéfaction. Seed (1979) montre que la méthode d'analyse de stabilité "en contraintes totales" s'applique mal aux sols saturés sans cohésion plus ou moins lâches, comme les résidus miniers; il suggère plutôt la méthode qui tient compte des dissipations de pressions interstitielles et de la réduction de résistance (par éléments finis). Klohn et al. (1978, B7) donne une version plus simple de cette méthode. Basham et al. (1979) présente une méthode d'estimation de risque sismique. Richards et al. (1981) observent que le relâchement des contraintes et le dynamitage provoquent des fissures de traction dans les zones de

crête de talus des remblais miniers. Conlin (1981) propose d'utiliser les résidus miniers comme base de fondation pour des structures, en les déposant en couches horizontales.

De toute façon, il est certain que si le sol est naturellement liquéfiable, si la stabilité est d'avance marginale, ou s'il existe d'anciennes surfaces de rupture dans le dépôt, toute forme de vibration sera néfaste.

#### 5.5.6 Critère de dommage

Le "seuil" d'apparition des dégâts est assez vague, et dépend des procédés d'observation, surtout en ce qui concerne les désordres que peut subir un sol. Même les expériences effectuées sur les constructions en Suède, au Canada, aux USA, en Tchécoslovaquie, en France ou en Suisse (Chapot, 1981), n'ont jamais mis en évidence une vitesse de vibration séparant nettement des zones avec et sans dégâts.

Le critère de dommage qui devrait être mis au point pour les sols du nord-ouest québécois, sera basé entre autres sur la vitesse de l'onde longitudinale: plus elle est grande, plus le sol résiste aux vibrations. La fréquence pourra aussi intervenir: plus elle est haute, meilleure sera la résistance du sol.

On admet généralement pour les constructions une vitesse limite de 5 cm/s. Cette valeur n'est cependant pas nuancée. Oriard (Brawner et Milligan, 1972) considère que cette valeur est la limite inférieure pour laquelle on ne constate pas encore de dommage, et précise que certaines constructions peuvent résister à des vitesses 5 ou 10 fois plus grandes. Il pense que la plage de valeurs est encore plus grande pour les sols et les roches, étant donné tous les facteurs qui entrent en ligne de compte, et conseille d'étudier chaque cas, de faire des essais pour resserrer les marges, et de connaître l'histoire des sautages. Yong S. Chae (1978) confirme que le critère de 5 cm/s est

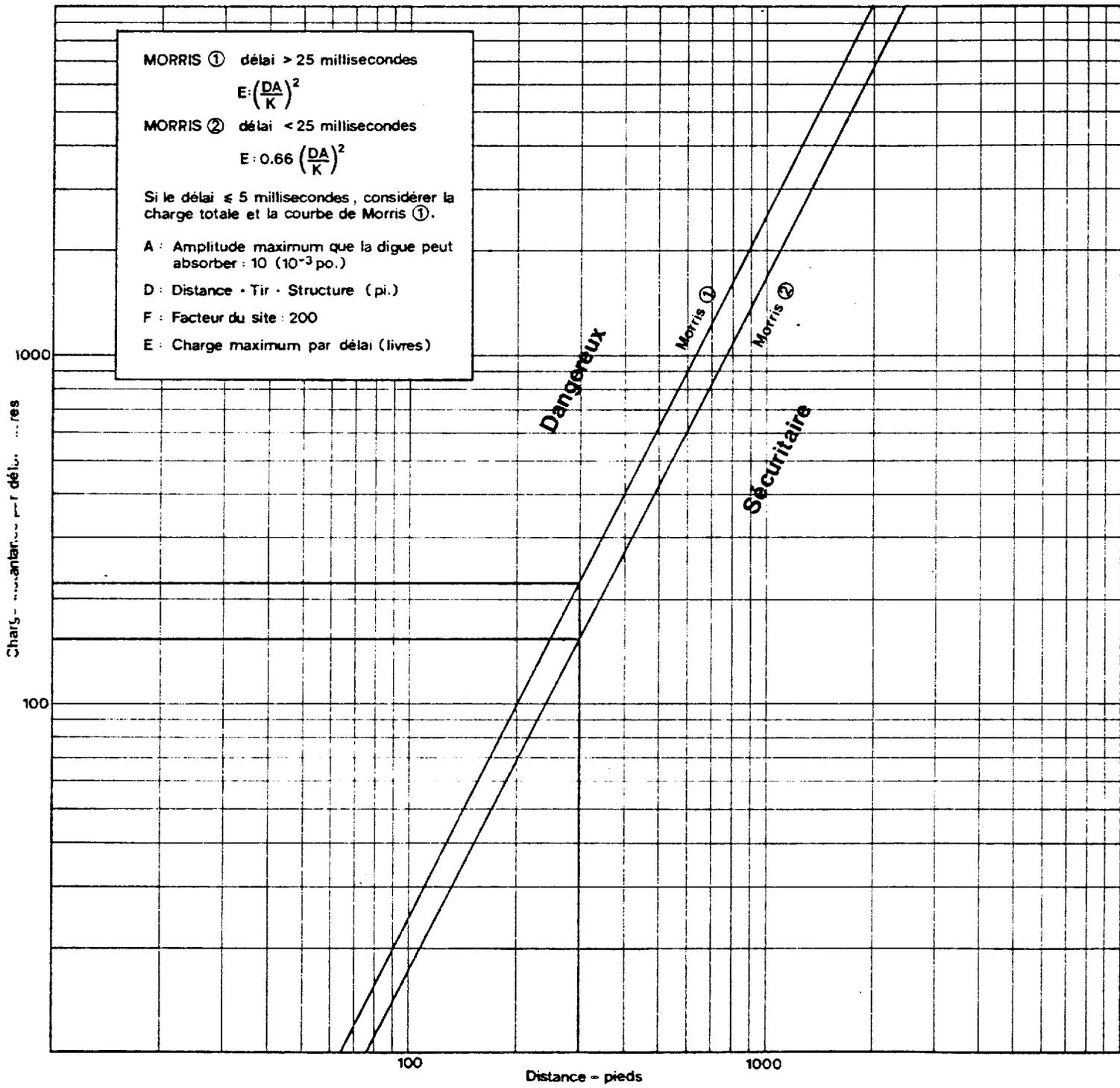


Figure 8: Influence du dynamitage d'après les Laboratoires Ville-Marie Inc.

beaucoup trop rigide, dans un sens ou dans l'autre; il donne une marge de 1,3 à 10 cm/s pour les structures, et pense que l'être humain supporte une vitesse largement moindre. Boxho (1977) suggère de choisir une vitesse maximum verticale de 1,5 à 2 cm/s qui tiendrait compte de la qualité du sol de fondation. Chapot (1981) nuance aussi la valeur de 5 cm/s et confirme qu'il faut procéder à une étude spécifique pour chaque cas. La prise en compte du déplacement et de l'accélération lui semble en particulier nécessaire pour établir un critère de nuisance pour les pentes.

L'expérience montre qu'un critère qui utiliserait la déformabilité du sol serait formulé de la façon suivante: une déformation relative ou unitaire de  $10^{-4}$ , constitue une limite de comportement élastique du sol, en dessous de laquelle on peut considérer que l'amplitude d'une vibration n'a pas d'influence (Filliat, 1981).

Les Laboratoires Ville-Marie (1981) fournissent un critère basé sur une valeur limite de charge d'explosif en fonction de la distance à la source; cette courbe établie par Morris, figure à la page suivante; par exemple, les effets d'une détonation à une distance (profondeur) de 100 m de la digue seront négligeables à condition que le poids de la charge soit inférieur à 978 N (220 lbs) pour des délais supérieurs à 25 millisecondes. Notons par ailleurs que l'accélération maximum enregistrée dans la région dans les 80 dernières années, sous l'effet d'un séisme, a été de 0,02.g. Ville-Marie utilise une valeur de 0,06.g dans les analyses, pour tenir compte de l'existence de matériaux silteux saturés sous l'argile varvée.

#### 5.5.7 Mesures de vibrations

L'interprétation de mesures prises directement sur le site dès le début de l'exploitation minière est donc le meilleur moyen d'essayer d'analyser et de prédire les effets dus au dynamitage. Les instruments utilisés doivent correspondre aux conditions du site, de distance, de magnitude, de mécanisme au foyer, etc.,. Un nombre suffisant

de mesures pour des distances et des charges assez variées doit être pris, avec les trois composantes orthogonales du mouvement. Il est nécessaire en plus, que la période propre de l'instrument soit inférieure à celle de l'onde la plus courte que l'on se propose d'enregistrer. Ces mesures devraient permettre de prévoir raisonnablement les caractéristiques du mouvement du sol, d'adopter une limite en vitesse, d'établir des valeurs de la charge admissible en fonction de la distance entre explosions et terrains sensibles; de telles figures ont par exemple été établies par Snodgrass et Siskind (1974): elles donnent les relations entre vitesse ou accélération maximum et distance entre le point de mesure et la source.

Pour éviter la dispersion des points de mesure, les tirs d'essais doivent être réalisés dans des conditions aussi proches que possible des véritables sautages; on évite par exemple de tirer plusieurs fois dans le même forage avec des charges différentes, pour l'établissement de la loi de propagation. Une fourchette assez grande de charges prévisibles est en général établie dès le début de l'exploitation, ce qui n'empêche pas d'effectuer des contrôles en cours de minage et de corriger les prévisions.

Les instruments de mesure sont des accélérogrammes, qui peuvent être des appareils automatiques à affichage numérique du maximum, ou qui font des mesures épisodiques à des moments choisis. Ces mesures de vibration sont nécessaires en particulier dans les zones qui seraient susceptibles de se liquéfier ou de glisser, ou quand l'extrapolation à partir de résultats d'essais devient trop hasardeuse.

On peut aussi étudier les vibrations en mesurant le spectre de fréquence de la vibration, ce qui diminue les incertitudes concernant la prise en compte des déplacements (et des accélérations dans les séismes naturels) aux basses fréquences. Cette méthode implique un appareillage sophistiqué de traitement du signal, et se développera sans doute avec la diffusion croissante des enregistreurs magnétiques et calculateurs numériques.

Les enregistreurs les plus fréquemment employés sont des galvanomètres, souvent accompagnés d'amplificateur, et bien sûr de géophones pour les mesures de vitesse d'oscillation. Les capteurs de fréquence ne doivent pas éliminer les basses fréquences inférieures à 3 Hz par exemple, puisque ce sont souvent les plus intéressantes. Comme cités plus haut, il existe certains modèles perfectionnés qui impriment sur un ruban de papier la date, l'heure, et les valeurs maximales pendant un intervalle de temps donné, ou en continu lorsque le signal dépasse une valeur seuil préalablement fixée.

Le spectre de réponse ne suffit pas à caractériser l'agressivité des sollicitations cycliques, fréquentes au cours d'une exploitation minière: une information complète doit comporter une indication de durée de l'évènement.

#### 5.5.8 Conclusion

Le souci de réaliser un bon rendement du sautage, va de pair avec celui de diminuer les vibrations transmises: en effet, le tir qui provoque le moins de vibration est celui qui transforme la plus grande part de l'énergie apportée par l'explosif, en travail mécanique pour abattre et briser la roche.

Même si l'on s'efforce de maintenir les vibrations en dessous d'un certain seuil (déformation relative inférieure à  $10^{-4}$  par exemple) pour rester dans le domaine élastique, il peut arriver que cette valeur soit dépassée. Les mesures effectuées par instrumentation sont dispersées et ne suffisent pas à prédire exactement l'influence des vibrations et de leur répétitivité sur le milieu environnant.

Pour résoudre le problème, l'ingénieur n'a en général à sa disposition que des méthodes simples ou compliquées. Les premières consistent à

définir des coefficients sismiques ou vibratoires uniformes à l'intérieur d'un milieu supposé indéformable, et à les comparer aux états limites du domaine statique. A l'opposé, on trouve des programmes de calcul élaborés qui adoptent des hypothèses trop simplistes. Les méthodes compliquées vont plutôt dans le sens de la sécurité, et les méthodes simples dans le sens contraire; la vérité est sans doute entre les deux; la tendance est d'utiliser les premières dans le cas de risque exceptionnel, les deuxièmes dans le cas simple.

## 5.6 Environnement et pollution

### 5.6.1 Généralités

Les problèmes d'environnement et de pollution sont complexes car ils touchent à des disciplines très variées: technique, biologie, chimie, santé, écologie, sociologie, pédologie, foresterie, agriculture, conservation (de la faune et de la flore) etc.,. L'expérience montre qu'il existe beaucoup plus d'avantages à tenir compte de ces activités reliées à l'environnement, dès les premiers stades de la planification minière.

Dans le passé, l'ingénieur géotechnicien regardait surtout les problèmes de stabilité physique et devait dimensionner les ouvrages pour qu'un drainage correct s'effectue, et que la stabilité soit assurée; peu d'attention était portée à l'aspect toxicité de l'écosystème. C'est en particulier le problème de la radio-activité pour les mines d'uranium qui a commencé à faire changer cette approche (Shields et al., 1980).

L'ingénieur doit maintenant considérer la quantité et la qualité des rebus, leur potentiel de lessivage, les risques de liquéfaction, l'efficacité des digues de retenue des eaux minières, leur contrôle et leur recyclage, la différence entre les sources radio-actives naturelles et fabriquées par l'homme, la pollution de l'air, la restauration

des terrains après exploitation , etc.,. Les deux problèmes les plus importants sont peut-être l'acidification des eaux et la contamination par les métaux dissous (des sédiments, du poisson, etc.); le ministère de l'Environnement autorise des valeurs de pH de 5,5 à 9,5 pour l'eau qui est rejetée dans le réseau hydrographique naturel, et définit des concentrations maximales des contaminants dans l'effluent final (Directive 019, 1982).

Nous ne voulons pas faire le tour complet de la question dans ce paragraphe, mais essayer de montrer les différentes facettes principales de la pollution, présenter les différents règlements miniers qui touchent à ces problèmes d'environnement et signaler que beaucoup de questions restent sans réponse (Shield et al., 1980).

#### 5.6.2 Différentes formes et contrôle de la pollution

Le minerai et la roche exploitée au fond de la mine sont susceptibles de contenir des substances toxiques qui sont aussi remontées en surface. Quand la toxicité des matériaux minés est connue, quand les coefficients d'infiltration et les conditions de contamination sont connus, des méthodes de stockage et des traitements des déchets miniers peuvent être prévues pour le meilleur design possible des remblais miniers. On recommande aussi des procédés de fertilisation et de réutilisation des matières liquides et des eaux de drainage, on prédit les facteurs d'érodabilité pour les différents ouvrages, comme les bassins de décantation, les exutoires, les terrasses, les fossés de drainage, etc.; on peut même prévoir une enveloppe étanche ou imperméable (argile ou plastique) pour contenir des déchets ou des eaux minières spécialement polluants; de toute façon, les réactifs, hydrocarbures, et autres produits chimiques, doivent être confinés.

On doit porter une attention particulière aux problèmes de la qualité de l'eau contaminée par les résidus miniers; elle est principalement devenue acide, et elle doit être neutralisée avant d'être rejetée dans

le réseau naturel. Les matériaux qui contiennent des minéraux sulfides, entre-autres, et qui sont exposés à l'air, à l'eau ou autre agent d'altération, forment des acides. Par exemple, tout rebut de pyrite produit de vaste quantité d'acide sulfurique qui peut anéantir de grandes zones vierges autour des dépôts de stériles (en semi-coulée) comme on en rencontre souvent dans le nord-ouest québécois. Même si les dépôts meubles renferment une certaine quantité de minéraux neutralisants (calcite, dolomite, ...), elle est insuffisante pour contrebalancer une eau acide à pH inférieur à 6.

Identifier les quantités exactes d'alcalins et d'acides dans les roches et les sols n'est pas tâche facile, et il convient de se reporter à des références spécialisées (Wiram, 1980; Miller, 1979; Sobek, 1978; Smith, 1982; etc.).

Etablir la toxicité des matériaux eux-mêmes et trouver ensuite un traitement adéquat, n'est pas chose évidente non plus (Miller, 1979; Byrne, 1980; Sandoval, 1977; Hood, 19 ; Tettenburn, 1980; etc.).

Les recherches se poursuivent pour définir les valeurs limites admissibles, et les combinaisons chimiques élémentaires qui conduisent à créer des conditions de toxicité des matériaux. Il s'agit de déterminer des % de certains minéraux métallifères, leurs conditions de réactions chimiques, leurs caractéristiques de lessivage et de migration sous différentes conditions, les relations géochimiques d'échange entre l'eau et le mort-terrain (comme l'identification de la solution d'équilibre), les échanges d'ions, le taux de minéralisation.

Ces études physiques et chimiques commencent par un bon échantillonnage bien représentatif, et comprennent en particulier des essais granulométriques ou sédimentologiques, des essais minéralogiques, des essais de densité, de résistance, d'analyse de l'eau, et des mesures de saturation, d'adsorption, d'érosion, de dispersion ("Pinhole test"), etc. (Gee, 1976; Gilley, 1976; Sherard, 1976).

Les études d'environnement se font maintenant avant exploitation de la mine, et se poursuivent tout au long de la vie de la mine car les propriétés physico-chimiques évoluent, et les exploitants miniers doivent adapter ou modifier, ou inventer de nouvelles dispositions contre la pollution. Ils interviennent par exemple dans les domaines suivants:

- nouvelle technologie du broyage du minerai;
- choix de meilleurs sites d'entreposage, qui doivent présenter les caractéristiques suivantes (Cherry, 1979-80): stabilité géomorphologique et structurale, fondation hydrogéologique simple (pas de fractures dans le roc, ni de fissures dans le sol), pas d'écoulement de surface conduisant à une source, basses vitesses de radio-nucléides (par des vitesses d'écoulement d'eau souterraine favorables et des "retards chimiques"), nappe d'eau basse;
- traitement des remblais existants, par stabilisation chimique à long terme; deux moyens principaux existent (Shields, 1981): le retard chimique et la solidification; le premier consiste par exemple à produire des sulfates, à partir de l'oxydation de la pyrite, ou la dissolution de la calcite, ou la précipitation du gypse et siderite, ou la co-précipitation du radon et des métaux lourds, et en contrôlant le pH des réactions d'adsorption-désorption. La solidification est un traitement par cimentation qui utilise la teneur en silicate du résidu minier; ce procédé affaiblit la diffusion (par diminution de la perméabilité), minimise le lessivage et l'érosion;
- création d'usine de traitement des eaux minières et amélioration des systèmes de recirculation de l'eau;
- traitement et restauration des zones déjà atteintes par la pollution. Une première opération consiste à répandre de la chaux sur les sols pour neutraliser l'acidité de surface; les analyses en

laboratoire déterminent les quantités de chaux nécessaires selon les terrains. Dans un deuxième temps, on travaille les sols, on incorpore des engrais chimiques, on ensemeince différentes variétés de légumineuses.

Tous ces programmes d'intervention n'éliminent sans doute pas tous les problèmes d'environnement, en particulier le caractère acide des ruissellements, mais ils contribuent à diminuer le volume des effluents acides, réduire l'érosion des sols, embellir les paysages. Les exploitants miniers entre-autres, doivent continuer à observer constamment les conséquences écologiques de leur exploitation, les contrôler et les traiter, et poursuivre les recherches.

#### 5.6.2 Les règlements

Le Québec est sans doute la province la moins réglementée au Canada, moins que les Etats-Unis et l'Europe, pour ce qui a trait aux nuisances publiques ou privées. Le gouvernement québécois a voté une loi assez puissante en 1972 (Loi de la qualité de l'Environnement) qui s'attaque à toute forme de pollution, même le bruit. Même si elle est appuyée directement par les dispositions législatives de la Loi des Mines de 1965, elle ne concerne pas uniquement l'exploitation minière et ne comprend pas de normes ou quantités suffisamment précises. Par contre, le ministère de l'Environnement du Québec vient de publier en août 1982, des directives à soumettre aux compagnies minières (Directive 019) concernant toute la vie de la mine depuis le début de la planification de l'exploitation, jusqu'à la remise en état des sols après la fermeture de la mine; elle propose en particulier des normes sur les effluents liquides, l'entreposage des résidus miniers, le recyclage ou le traitement des déchets et eaux minières, la pollution de l'air, etc.,.

Le gouvernement fédéral dispose de quelques lois qui ne sont pas très puissantes ni très spécifiques: "Ore Treatment Tailings Disposal Act" (1965), "The Waste Material Disposal Act" (1973), "Environmental Protection Act" (1973), "Mining and Environmental Law" (1973).

Les américains ont une réglementation assez sévère quant à la pollution par les mines. Le règlement de 1977 ("The Surface Mining Control and Reclamation Act") prévoit une étude des caractéristiques physiques et chimiques des sols, et des ressources hydrologiques, ainsi qu'une détermination de "facteurs limites", au delà desquels l'environnement est susceptible de se dégrader et l'exploitation d'être retardée.

Les mines européennes sont sujettes à une réglementation très stricte comparativement aux mines nord-américaines. Ceci provient du fait que l'exploitation minière n'est pas récente en Europe, et que ces pays ne peuvent laisser les territoires se polluer étant donné la forte densité de population.

#### 5.6.4 Conclusion

Une coopération assidue entre les différents partenaires concernés par les problèmes d'environnement, exploitants miniers, gouvernements, organismes de recherche, etc..., doit contribuer au succès à long terme de l'opération minière, tant d'un point de vue environnement que rentabilité de l'exploitation, en assurant constamment l'emploi des meilleures technologies dans ces domaines. Cette coopération doit s'effectuer à tous les stades de la vie de la mine, avant, pendant et après l'exploitation, afin de minimiser, réduire et supprimer les risques de pollution dans l'air, l'eau et le sol.

Le problème est particulièrement critique au Québec; nous espérons que la directive 019 portera ses fruits et que tous les gens qui oeuvrent dans le domaine minier deviendront de plus en plus sensibles à la qualité de l'environnement.

## 6. DISCUSSIONS

### 6.1 Généralités

Comparativement à d'autres régions plus habitées, les dépôts meubles du nord-ouest québécois ont fait l'objet d'un nombre relativement peu élevé d'études et de recherches sur leur comportement, surtout pour les argiles varvées. Pourtant, depuis les grands travaux entrepris depuis 10 ans dans la région de Matagami, depuis que les exploitants miniers doivent s'intéresser davantage à ces dépôts superficiels, la connaissance de leurs propriétés et de leurs comportements devient essentielle, en particulier pour comprendre et traiter les problèmes que ces sols posent à l'exploitation minière.

La géotechnique minière québécoise est en grande partie importée, ou elle est basée sur la géotechnique classique. En attendant qu'elle se développe et qu'elle s'affine, le plus d'information possible doit être récupérée et compilée. C'est pourquoi de nombreux instruments et dispositifs doivent être mis en place pour observer et surveiller sans arrêt, puis pour interpréter.

Le concepteur peut utiliser de nombreux moyens d'exploration (forages, essais, géophysique, géomorphologie, hydrologie, etc...) et de surveillance (paragraphe 5.2.4) pour accumuler les données. Il peut aussi s'aider de l'ordinateur, s'il en connaît ses limites: il est difficile en effet d'inclure toutes les données du sol qui sont souvent imprécises et très variables dans le temps, et de tenir compte des événements fortuits (forte pluie, brusque changement d'écoulement ou de drainage, etc.). Des programmes existent cependant pour analyser toutes les données et annoncer une planification complète de toute l'exploitation minière, du début à la fin (Hoppe, 1976). Il n'en reste pas moins qu'il sera bien souvent moins coûteux de consulter les services d'ingénieurs, plutôt que d'avoir à endosser et corriger les conséquences d'un glissement ou d'un affaissement.

## 6.2 Travaux et recherches futurs

La compilation des données géotechniques des sols du nord-ouest québécois (annexe A) devrait être poursuivie afin par exemple d'extraire des caractéristiques particulières aux argiles varvées, et d'apprécier avec plus de précision le comportement de ces sols meubles. Une carte géotechnique du nord-ouest devra être établie, des tableaux pourront être dressés, des tendances ou des courbes sur les propriétés de ces dépôts devront être tracées, des analyses à rebours seront réalisées. D'autres campagnes de forages et d'essais in situ seront effectuées pour augmenter le volume des informations.

Une méthode d'analyse de stabilité devrait pouvoir être adaptée spécialement pour les dépôts du nord-ouest, ou pour certains de ces dépôts. Des abaques seront établies pour les pentes de mines à ciel ouvert et pour les remblais de résidus miniers; elles donneront par exemple un angle d'inclinaison sécuritaire en fonction de la hauteur de la pente, pour différents taux de déposition; de telles abaques existent déjà dans le monde, comme en Angleterre pour les pentes (Leonards, 1968, B12) ou en Afrique du Sud pour les remblais miniers (Blight, 1969, B7); il faut pour cela multiplier les cas d'analyse de stabilité et calibrer la méthode choisie pour un dépôt stratifié du nord-ouest, un dépôt d'argile varvée par exemple.

L'étude et l'analyse des réseaux hydrographiques est l'élément essentiel pour la compréhension des phénomènes; elle doit être effectuée tout au long de la vie de la mine, mais aussi avant et après l'exploitation. Il convient donc de suivre l'évolution des technologies utilisables pour mener à bien cette tâche, dans le domaine de l'instrumentation, des techniques de détection des anomalies et de compréhension de la circulation des eaux, dans le domaine aussi de la transmission des informations.

Une étude systématique des vibrations doit être entreprise pour déterminer leur impact non plus sur les bâtiments ou sur les humains, mais sur les sols. Si l'influence des sollicitations cycliques est à peu près connue sur

les sables, elle ne l'est guère sur les argiles, en tout cas si la sollicitation est horizontale, et en particulier sur les argiles varvées. La vibration doit pouvoir être mesurée exactement, question intensité, vitesse, accélération, déplacement, fréquence; un critère de nuisance devrait être établi spécialement pour les sols, en ne tenant plus compte seulement de la vitesse maximum de la vibration, mais aussi de l'accélération et du déplacement dans le cas des pentes, de la vitesse de l'onde longitudinale et de la fréquence dans le cas général. D'autre part, les phénomènes de fatigue des sols soumis à des sollicitations (cycliques ou non) répétées (tirs de mine par exemple), n'ont pas encore été l'objet à notre connaissance de mesures précises.

Les mesures de l'intensité des vibrations devront en particulier être comparées aux forces de liquéfaction admissibles; celles-ci seront déterminées avec précision, par des essais de résistance cyclique (essais CIU ou de cisaillement simple); la zone de sol susceptible de se liquéfier devra bien sûr être établie. On pourra par exemple situer les sols du nord-ouest dans le graphique (paragraphe 3.3.5.4) donnant la résistance à la liquéfaction en fonction de la résistance SPT (Seed, 1976, B3).

Par ailleurs, on étudiera l'influence d'un apport d'eau extérieur sur un dépôt de sable ou d'argile varvée; on quantifiera le fluage (au pied surtout) des remblais de résidus miniers; on cherchera à prédire les coulées de résidus miniers, par une méthode énergétique par exemple (Flon, 1982, B12); on tiendra compte de l'épaisseur et des propriétés des dépôts superficiels pour l'établissement de règlements en vue d'éviter les affaissements miniers; on poursuivra les recherches et les mises en garde concernant la pollution et en particulier sur toutes les circonstances qui favorisent l'acidification de l'eau, la contamination des sols par cette eau et par les métaux.

Toutes ces recherches peuvent bien sûr être adaptée aux différents sols du nord-ouest québécois et aux événements survenant dans le nord-ouest. Ainsi par exemple, une étude systématique et une instrumentation complète devrait

être mises sur pied lors de l'ouverture de la prochaine exploitation minière, à l'aide d'une en coopération entre les divers organismes.

### 6.3 Avenir de la géotechnique minière québécoise

Si l'exploitation minière québécoise n'a pas trop tenu compte jusqu'à nos jours de la présence des dépôts meubles superficiels, c'est que les problèmes n'étaient pas si visibles ou ne se faisaient sans doute pas sentir. Les inconvénients de cette action ont grandi suffisamment pour être maintenant pointés du doigt, et les différents intervenants sont de plus en plus sensibilisés aux problèmes miniers associés à la présence de dépôts meubles.

Il devient donc nécessaire de multiplier les rapports d'ingénierie et d'établir des règlements couvrant tous les aspects de l'exploitation minière, l'exploration, la planification, la construction, l'opération, le contrôle, la restauration. Sachant d'ailleurs qu'une réglementation précise et complète existe dans d'autres pays, aux Etats-Unis ou en France par exemple, on invitera volontiers le Québec à s'en inspirer. D'autre part, on doit rappeler qu'une collaboration accrue et plus conséquente entre les différents organismes concernés par les mines, devrait permettre de mettre à jour, prévoir et traiter tous les obstacles à l'exploitation minière, et ceci pour la bonne rentabilité de la mine.

En dernier lieu, nous soulèverons l'idée de la sensibilisation nationale qui doit être faite pour qu'on s'aperçoive de la nécessité de créer au Québec, une formation universitaire en génie géotechnique minier. Charnière entre le génie minier et la géotechnique, cette formation s'inspirerait des écoles supérieures des Mines, américaines (Minnesota, Colorado), ou françaises (Paris, St-Etienne, Douai). La géotechnique minière est actuellement assurée au Québec par des ingénieurs formés sur le tas et surtout par des consultants extérieurs: il est donc temps que le Québec assure lui-même ses besoins dans ce domaine, en formant ses propres ingénieurs.

fin

## 7. CONCLUSION

Suite au besoin de l'industrie minière québécoise de mieux connaître le comportement des dépôts meubles, afin de mieux cerner et traiter les problèmes d'exploitation dus à la présence de ces dépôts, le ministère de l'Energie et des Ressources du Québec cherche à répondre à ce besoin, sous forme par exemple de ce rapport publié par le ministère.

On rappelle les principales caractéristiques physiques et mécaniques des sols granulaires, de compressibilité et de résistance au cisaillement. Il est noté que le comportement des sols granulaires est régi par l'état de compacité du matériau, et surtout par l'action statique et dynamique de l'eau, tant au niveau du grain que du dépôt. L'eau affaiblit les caractéristiques physico-chimiques et la tenue mécanique des matériaux, provoque un tassement par réarrangement des grains, ou entraîne la liquéfaction des sables; ces processus sont mis en évidence, et les méthodes d'évaluation du potentiel de liquéfaction sont rapportées. On présente aussi l'impact préjudiciable d'une sollicitation cyclique sur les sols granulaires.

L'origine lacustre des argiles varvées est précisée, afin de décrire adéquatement leurs caractéristiques, et de mieux comprendre leur comportement; on porte une grande attention sur la nature stratifiée de ce matériau et sur les conséquences de cette particularité, et on évoque l'impact des changements de facies. On peut faire ressortir les propriétés principales suivantes, caractéristiques des argiles varvées:

- Le pourcentage de minéraux argileux est élevé en général; la teneur en eau moyenne, voisine de la limite liquide, se situe autour de 60%; la limite plastique est environ 28%; l'indice de liquidité vaut 0,9.
- Les propriétés mécaniques permettent de qualifier cette argile de rigide mais fragile: en effet, elle résiste bien sous faible contrainte, même si la résistance de pic n'est pas très élevée; par contre, sa résistance

chute brutalement au passage de la pression de préconsolidation, la pression interstitielle reste faible mais constante pendant longtemps, la déformation est importante. Le gain de résistance obtenu en réhaussant le point de préconsolidation restera de toute façon relativement faible à court ou moyen terme.

- Il est bon de savoir que les pressions interstitielles ne se dissipent pas, sous charge, aussi facilement qu'on pourrait s'y attendre, que des résultats sur la répartition des teneurs en eau dans la varve sont acquis, et que l'on doit se méfier des montées en charge dans une couche silteuse particulièrement faible et susceptible de devenir un plan de glissement préférentiel.
- La sensibilité assez faible (10 à 20) des argiles varvées, leur indice  $I_L$  presque toujours inférieur à 1,2 et leur limite  $w_L$  presque toujours supérieure à 45, permettent de croire que ces argiles lacustres se liquéfient beaucoup moins facilement que certaines argiles marines. Leur résistance à la liquéfaction par frottement semble assez bonne; la liquéfaction est de toute façon improbable tant que l'argile n'est pas complètement remaniée. L'argile varvée est de plus considérée non dispersive dans son état intact.
- Les effets de l'anisotropie de perméabilité et de l'anisotropie de résistance de l'argile varvée doivent continuer d'être étudiés. Cependant, les méthodes actuellement disponibles pour analyser le comportement des argiles en général semblent valables pour les argiles varvées; l'adaptation de ces méthodes au cas des argiles varvées doit tout de même se poursuivre.
- L'influence d'une sollicitation cyclique verticale est relativement faible; par contre, l'impact d'une sollicitation cyclique horizontale n'a pas encore été étudié.

L'étude du comportement des dépôts superficiels est essentiel pour prévoir la stabilité des pentes d'une mine à ciel ouvert au fur et à mesure de

l'exploitation. Les facteurs qui conditionnent la stabilité sont passés en revue, ceux qui agissent à court ou à long terme, ceux qui découlent des propriétés mécaniques au sol, ou les facteurs externes reliés à la géométrie des lieux ou le déroulement de l'exploitation. Des recommandations concernant plusieurs de ces facteurs sont présentées; l'accent est porté sur une compréhension et un contrôle efficace de l'eau souterraine. On cite quelques critères qui permettent de détecter une stabilité marginale; on note la nécessité de l'installation d'une bonne instrumentation.

La stabilité des résidus miniers se rapporte aussi bien à la structure du remblai de stériles et de retenue des eaux minières, qu'à la fondation sous-jacente. On envisage le choix du site pour l'entreposage, on présente les différentes sortes de déchets, et les différentes méthodes de construction. Les problèmes susceptibles de survenir en raison de l'emploi de telle ou telle méthode, ou en raison de la qualité des résidus, sont rapportés. Il s'agit en particulier de la stabilité (des pentes et de la fondation), et des moyens disponibles pour l'évaluer; on parle aussi de liquéfaction, tassement, fissuration, érosion, fluage, drainage, ainsi que du contrôle de l'eau des retenues minières.

Même si l'affaissement lié au sous-minage doit d'abord être prévu en terme de mécanique des roches, il est clair que le sol intervient dans la suite du processus. On a donc cherché à connaître le rôle des dépôts meubles, selon leur propriété et les circonstances; on évoque les causes du phénomène, le processus de formation et de propagation, les effets et certaines précautions à prendre.

Toute exploitation minière entraîne la création de vibrations, dans la mine et autour de la mine. La plus importante est celle qui est produite par le dynamitage. On étudie l'impact que ces sollicitations induisent aux dépôts superficiels, en présentant le processus et les lois de propagation, l'influence des divers facteurs intervenants, les critères de dommage et les mesures que l'on peut prendre. On relie ces données à la stabilité des

pentés de mine à ciel ouvert, à la stabilité des résidus miniers, à la susceptibilité de certains sols vis-à-vis de ces vibrations.

Les problèmes d'environnement et de pollution qui découlent de l'activité minière sont passés en revue, pour ce qui concerne le sol. On aborde les différentes formes et contrôle de la pollution, on cite différents règlements miniers, et on évoque la nécessité d'intensifier les précautions à prendre.

En dernier lieu, nous rassemblons les éléments permettant de dresser une liste des recherches et travaux futurs à entreprendre, pour améliorer les connaissances dans le domaine des problèmes d'exploitations minières associées à la présence des dépôts meubles, dans le nord-ouest québécois. Nous élaborons enfin une importante bibliographie, qui cite une bonne part des sources de cette étude, et contribue à créer une base de travail dans le domaine.

BIBLIOGRAPHIE

B-1 - BIBLIOGRAPHIE RELATIVE AUX ARGILES VARVÉES

Note: Les auteurs précédés d'un astérisque (\*) sont ceux cités dans le texte.

- \* ANTEVS, E., 1925  
Retreat of the last ice-sheet in Eastern Canada. C.S.C., Mem. 146,  
138 p., 9 pl.
- \* ANTEVS, E., 1925  
Conditions of formation of varved glacial clays. Geol. Soc. Am.  
Bull., vol. XXXVI, pp. 171-172, or (1930), Journal Geol., p. 382.
- ANTEVS, E., 1951  
Glacial clays in Steep Rock Lake, Ont., Canada. Bull. Geol. Soc.  
Amer., vol. 62, pp. 1223-1262.
- \* ASHLEY, G.M., 1972  
Rhythmic sedimentation in glacial lake Hitchcock, Massach., Connect.;  
in glacio-fluvial and glacio-lacustrine sedimentation. Society of  
Econ. Paleon. and Min., sp. publ. no. 33.
- \* BALLIVY, G., 1970  
Contributions à l'étude des caractéristiques géologiques et géotech-  
niques des dépôts d'argile du N.O. du Québec (Matagami - Fort Rupert).  
Thèse de maîtrise, Ecole Polytechnique de Montréal.
- \* BALLIVY, G., POULIOT, G., LOISELLE, A., 1971  
Quelques caractéristiques géologiques et minéralogiques des dépôts  
d'argile du nord-ouest du Québec. Can. J. Earth Sci., 8, pp. 1525-  
1541.
- \* BANERJEE, J., 1973  
A: Sedimentology of Pleistocene glacial varves in Ontario, Canada.  
B: Nature of the grain-size distribution of some Pleistocene glacial  
varves of Ontario. Comm. Geol. Canada, bull. 226, 60 pages.
- BARACOS, A., GRAHAM, J., DOMASCHUK, L., 1979  
Yielding and rupture in lacustrine clays. 32e Conférence canadienne  
de Géotechnique, Québec, 1979.
- BAZETT, D.J. and BRODIE, A.F., 1961  
A study of Metabetchuan varved clay. Ont. Hydro Res. News, 13(4),  
pp. 1-6.

BEAUDOIN, P., 1977

Etude en laboratoire de la variation de la résistance au cisaillement non drainé pendant la consolidation de deux argiles sensibles du Québec. Thèse de maîtrise, Univ. de Sherbrooke, Québec.

BEAUMIER, M., 1981

Prospection pédogéochimique en milieu d'argiles glacio-lacustres. 49e congrès de l'ACFAS, Univ. de Sherbrooke, Québec, mai 1981.

The influence of rate of penetration on static cone resistance values in Connecticut River Valley varved clay. Proc. Enr. Symp. on Pen. Testing, Stockholm, vol. 2(2), pp. 33-34.

BERGERON, R., 1974

Glissement de Notre-Dame-du-Nord, 1974. Dossier no 387, ministère de l'Energie et des Ressources.

BERGERON, R., DES ROSIERS, J.-P., 1981

Etude du problème d'affaissement de Noranda, 1981. Rapport interne MER, service de la Géotechnique.

BOSSE, J.P., 1979

- \* Résistance cyclique d'une argile varvée. Thèse de maîtrise, Univ. de Sherbrooke, Québec.

BRZEZINSKI, L.S., 1967

The performance of a timber crib founded on soft very sensitive lacustrine clay. 20th Can. Soil Mech. Conf., Québec, 28 p.

BURWASH, E.M.J., 1938

- \* The deposition and alteration of varved clays. Roy. Can. Inst. Trans. vol. 22, pp. 3-6.

CANADIEN NATIONAL

Différents études géotechniques.

CAPOZIO, N.U., OUI MET, J.M., DUPUIS, M., 1980

- \* Geotechnical problems related to the building of a tailing dam on sensitive varved clay. 33rd Can. Geot. Conf.

CAPOZIO, N.U., OUI MET, J.M., DUPUIS, M.M., 1982

Geotechnical problems related to the building of a tailing dam on sensitive varved clay. Can. Geot. J., vol. 19(4), p. 472.

- \* CARLSEN, B., 1972  
Direct simple shear tests on a varved soil. M.A.Sc. Thesis, Univ. of Toronto, Toronto, Ont., 109 p.  
  
Tests results from a serie of direct simple shear tests on New Liskeard varved soil. Rapport interne, Univ. de Toronto, Ont.
- CHAN, H.T., 1972a  
Field and laboratory studies of the permeability ratio of varved soil. Ph.D. thesis, Univ. of Toronto, Ont., 272 p.
- CHAN, H.T., 1972b  
Device for cutting varved soil samples. Can. Geot. J., vol. 9(4), pp. 498-501.
- \* CHAN, H.T., KENNEY, T.C., 1973  
Laboratory investigation of permeability ratio of New Liskeard varved soil. Can. Geot. J., vol. 10(3), pp. 453-472.
- \* CHAPUIS, R., MESSIER, B., 1979  
Erodabilité des argiles; canal Soscumica-Evans; projet N.B.R. Rapport 491-1-A, Laboratoires Monterval Inc., Montréal, Québec.
- \* CHAUVIN, L., 1977  
Géologie des dépôts meubles de la région de Joutel-Matagami. MER, DPV-539, 106 p.
- \* CHURCH, C., GILBERT, R., 1975  
Proglacial fluvial and lacustrine environments, glaciofluvial and glaciolacustrine sedimentation. A.V. Jopling et B.C. McDonald édit., D.E.P.M., SP-23, pp. 22-100.
- COLEMAN, A.P., 1927  
Glacial and interglacial periods in Eastern Canada. Journ. of Geol., vol. 35, no. 5, pp. 385-403.
- COMMISSION DE LA SANTÉ ET DE LA SÉCURITÉ AU TRAVAIL  
Différentes études géotechniques.
- COMPAGNIE NATIONALE DE FORAGE ET DE SONDRAGE  
Différentes études géotechniques.

- CONNEL, D.H., 1972  
Performance of an embankment constructed on varved clay. M.S. thesis,  
M.I.T., Dept. of Civil Eng., Cambridge, Mass.
- CONNEL, D.H., GARLANGER, J.E., LADD, C.C., 1973  
Performance of an embankment constructed on varved clay. M.I.T.  
Research Report no R73-26, Dept. of Civil Eng., 167p.
- CORPORATION FALCONBRIDGE COPPER  
Différentes études géotechniques.
- \* DASCAL, O., TOURNIER, J.P., TAVENAS, F., LA ROCHELLE, P., 1972  
Failure of a test embankment on sensitive clay. Proc. Spec. Conf.  
Performance Earth Supported Struct. Am. Soc. Civ. Eng., vol. 1, pp.  
124-159.
- \* DASCAL, O., LAROCQUE, G.S., TOURNIER, J.P., 1973  
Caractéristiques de compressibilité des argiles du complexe Nottaway-  
Broadback-Rupert. Revue Can. de Geot., vol. 10(1), pp. 41-63.
- \* DASCAL, O., LAROCQUE, G.S., TOURNIER, J.P., 1973  
Digue d'essai pour l'étude des tassements d'une fondation d'argile  
molle et sensible. Can. Geot. Journ. vol. 10(3), pp. 363-371.
- \* DASCAL, O., TOURNIER, J.P., 1975  
Embankment on soft and sensitive clay foundation. Journ. Geot. Eng.  
Div., ASCE, vol. 101, GT-3, pp. 297-314.
- \* D'ASTOUS, A., 1982  
Compilation des propriétés géotechniques des argiles lacustres et  
marines du nord-ouest du Québec. Rapp. no PLT-EN-82-051, Service sols  
et fondation, Hydro-Québec, Montréal.
- DAVIS, E.M., CHRISTIAN, J.T., 1971  
Bearing capacity of anisotropic cohesive soil. J. of Soil Mech. and  
Found. Div. of Am. Soc. of Civ. Eng., vol. 97(SM-5), pp. 753-769.
- DEANE, R.E., 1960  
Geology of lacustrine clays. Comptes-rendus de la 14e Can. Soil Mech.  
Conf., section 11, pp. 174-184.
- \* DE GEER, G., 1910  
A geochronology of the last 12 000 years. Int. Geol. Conf. Session  
11, compte-rendu, Stockholm.

- \* DES ROSIERS, J.P., 1981  
Etude de la stabilité des talus dans la municipalité de Notre-Dame-du-Nord. MER, rapport interne.
- \* DIONNE, J.C., 1978  
Le glacier en Jamésie et en Hudsonie, Québec subarctique. Geogr. Phys. Quat., 32, pp. 3-70.
- \* EDEN, W.J., 1955  
A laboratory study of varved clay from Steep Rock Lake, Ontario. Amer. J. of Sci., vol. 253, pp. 659-674.
- EDEN, W.J., BOZOZUK, M., 1962  
Foundation failure of a silo on varved clay. Eng. Journ. pp. 54-57; discussion by Milligan V., Eng. J., vol. 45(11), pp. 116-118.
- \* EDEN, W.J., 1964  
Earthflows at the Bettie Mine, Quebec, Canada. Can. Geot. J., vol. 1(2), pp. 104-114.
- ERIKSSON, L.G., 1979  
Method for investigating permeable layers in clay. Swedish, Byggmastaren 58, no. 3, pp. 25-27.
- FLINT, R.F., 1971  
Glacial and Quaternary geology. N.Y., Wiley, 829 p.
- FOSCAL-MELLA, G., 1976  
Analyse minéralogique des argiles glaciaires. Thèse de maîtrise, Ecole Polytechnique, Montréal, Québec.
- FRASER, M.J., 1929  
An experimental study of varve deposition. Roy. Soc. Can. Trans., series 3, vol. 23, sec. 4.
- GEOCON, 1960  
Highway 11, New Liskeard, Report no 57025 to Dept. of Highways, Ontario.
- GOLDER ASSOCIATES  
Différentes études géotechniques.

- \* GRAHAM, J., 1979  
Embankment stability on anisotropic soft clays. Can. Geot. J., vol. 16, p. 295.
- \* GUSTAVSON, T.C., 1975  
Sedimentation and physical limnology in proglacial Malaspina Lake, Southern Alaska. In glaciofluvial and glaciolacustrine sedimentation, ed. A.V., Jopling and B.C. McDonald, Spec. Publ. no. 23, Soc. for Economic paleontologists and mineralogists.
- \* Hardy, L., 1976  
Contribution à l'étude géomorphologique de la portion québécoise des basses terres de la Baie James. Thèse de doctorat, dept. géographie, Université McGill, Montréal, Québec.
- \* HARDY, L., 1977  
La déglaciation et les épisodes lacustre et marin sur le versant québécois des basses terres de la Baie James. Geogr. Phys. Quat., 31, pp. 261-273.
- \* HARDY, L., 1981  
Stratigraphie et événements géologiques du Wisconsinien supérieur à l'est de la Baie James. Symp. on Hudson Bay, Guelph Univ., Avril 1981.
- HARDY, R.M., LEGGET, R.F., 1960  
Boulder in varved clay at Steep Rock Lake, Ont., Can. Bull. of Geol. Soc. Amer., vol. 71, pp. 93-94.
- HELLGREN, A., 1961  
Strength dispersion in fall-cone tests on varved clays. Swed. Geot. Inst. Proc. no. 19, pp. 32-34.
- HILLARIE-MARCEL, C., 1976  
La déglaciation et le relèvement isostatique sur la côte Est de la Baie d'Hudson. Cahiers de géographie du Québec, no 20, pp. 185-220.
- HUGHES, G.TR., 1962  
Pore pressure in varved clay. Ph.D. Thesis, Queen's Univ., Kingston, Ont.
- HUGHES, O.L., 1965  
Surficial geology of part of the Cochrane district, Ontario. Intern. Studies on the Quat., Wright and Frey Ed., Geol. Soc. Am., Spec. Paper 84, pp. 535-565.

HYDRO-QUEBEC

Différentes études géotechniques.

- \* JEAN, P., 1983  
Caractéristiques de perméabilité des argiles molles. Thèse de maîtrise, Université Laval, Québec, mars 1983, en cours.
  
- KENNEY, T.C., 1963  
Permeability ratio of repeatedly leayered soils. Geotechnique 13(4), pp. 325-333.
  
- KENNEY, T.C., 1964  
Pore pressures and bearing capacity of layered clays. ASCE vol. 90(SM4).
  
- KENNEY, T.C., CHAN, H.T., 1972  
Use of radiographs in a geological and geotechnical investigation of varved soils. Can. Geot. J., vol. 9(2), pp. 195-205.
  
- \* KENNEY, T.C., CHAN, H.T., 1973  
Field investigation of permeability ratio of New Liskeard varved soils. Can. Geot. J., 10(3), pp. 473-488.
  
- \* KENNEY, T.C., 1976  
Formation and geotechnical characteristics of glacial lake varved soils. Laurit Bjerrum Mem. vol. Contribution to Soil Mechanics, ed. Janbu, N., Jorstad, F., and Kjaernsli, B., Norweg. Geot. Inst., Publ. pp. 15-39.
  
- \* KENNEY, T.C., CHAN, H.T., 1977  
Seasonal changes of ground water pressure and stability of a natural slope in varved clay. Univ. of Toronto, publ. 77-01.
  
- \* KENNEY, T.C., 1979  
Special lecture with discussion on stability of embankment and cut slopes in soft clays. 6th Pan. Am. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., Lima, Pérou, vol. 3, pp. 83-92.
  
- KINDLE, R., 1927  
The role of thermal stratification in lacustrine sedimentation. Proc. Roy. Soc. Can. serie 3, vol. 21, sec. 4, Ottawa, pp. 1-36.

- \* KUENEN, Ph. H., 1951  
Mechanics of varve formation and the action of turbidite currents.  
Geologiska Föreningens i Stockholm, Förhandlingar, 73, pp. 69-84.

LABORATOIRES MONTERVAL, INC.  
Différentes études géotechniques.

LABORATOIRES S.M., INC.  
Différentes études géotechniques.

LABORATOIRES VILLE-MARIE, INC.  
Différentes études géotechniques.

LACASSE, S.M., CONNELL, D.M., and LADD, C.C., 1972  
Shear strength of Connecticut Valley varved clays. M.I.T. research  
report R72-16, Dept. of Civil Eng., 121 p.

- \* LACASSE, S.M., LADD, C.C., 1973  
Behaviour of embankments on New Liskeard varved clay. Dept. of Civil  
Eng., Research report R73-44, Soils publ. no. 327, M.I.T., 270 p.

- \* LACASSE, M.S., LADD, C.C., BARSVARY, A.K., 1977  
Undrained behaviour of embankments on New Liskeard varved clays. Can.  
Geot. J., vol. 14 (3), pp. 367-388.

LADD, C.C. and WISSA, A.E.Z., 1970  
Geology and engineering properties of Connecticut Valley varved clays  
with special reference to embankment construction. M.I.T. Dept. of  
Civil Eng.

LADD, C.C., 1971  
Strength parameters and stress-strain behaviour of saturated clays.  
Research Report R71-23, M.I.T., Dept. of Civ. Eng., Mass.

- \* LADD, C.C., 1975  
Foundation design of embankments constructed on Connecticut Valley  
varved clays. M.I.T. rapport interne.

- \* LADD, C.C., FOOTT, R., 1977  
Foundation design of embankments constructed on varved clays.  
U.S. Dept. of Transportation, contrat no. DOT-FM-11-8973.

- \* LALONDE, J.P., CHOUINARD, N., BEAUMIER, M., 1981  
Essai de prospection pédogéochimique régional en milieu d'argiles lacustres de l'Abitibi-Témiscamingue. MER, DPV-778.
- \* LA ROCHELLE ET AL., 1974  
Failure of a test embankment on a sensitive Champlain clay deposit. Can. Géot. F. vol.2, pp. 142-164.
- \* LASALLE, P., CHAUVIN, L., 1978  
Forage de sédiments meubles de la région de Joutel-Matagami. MER, DP-560.

#### LAVALIN

Différentes études géotechniques.

- \* LAVERDIERE, M., 1975  
Contribution au calcul de stabilité de fondations de remblais. Thèse de maîtrise, Université Laval, Québec.
- \* LAW, K.T., 1974  
Analysis of embankments on sensitive clays. Ph. D. thesis, University of Western Ontario, London, Ont.
- \* LEBUIS, J., 1980  
Géomorphologie et géologie des dépôts meubles dans la région de la mine Belmoral. Rapport sommaire de visite, MER, Québec.
- \* LEFEBVRE, G., 1977  
Prélèvement et identification d'échantillons d'argile aux sites Rupert-7 et Olga, complexe NBR. Rapport GEO-77-09, Université de Sherbrooke, Québec.
- \* LEFEBVRE, G., 1977  
Etude en laboratoire des argiles du site Olga et Rupert 7. Université de Sherbrooke, rapport no GEO-77-13, Sherbrooke, Québec.
- LEFEBVRE, G., LOCAT, J., PHILIBERT, A., 1978  
Identification des couches superficielles au site d'Olga. Observation et prélèvement d'octobre 1977. Rapport GEO-78-07, Université de Sherbrooke, Québec.
- LEFEBVRE, G., BOSSE, J.P., BELIVEAU, J.-G., 1979  
Etat des connaissances sur le comportement des argiles saturées sous chargement cyclique. Rapport interne, Université de Sherbrooke, Québec.

- \* LEFEBVRE, G., BOSSE, J.-P., BELIVEAU, J.G., 1979  
Etude de l'argile du site Olga sous sollicitations cycliques.  
Université de Sherbrooke, rapport no GEO-79-06, Sherbrooke, Québec.
  
- \* LEFEBVRE, G., LOCAT, J., PARE, J.J., DASCAL, O., 1979  
A detailed study of the compressibility of a varved clay deposit as related to foundation settlement. 32e Conférence canadienne de Geot., Québec, 1979.
  
- \* LEFEBVRE, G., MORISSETTE, L., 1981  
Résistance de la couche superficielle altérée, site Olga. Université de Sherbrooke, rapport no GEO-81-10, Sherbrooke, Québec.
  
- LEGGET, R.F., 1958  
Soil engineering at Steep Rock Iron Mines, Ontario, Canada. Proc. Inst. Civ. Eng., 11, pp. 169-188.
  
- LEGGET, R.F., BARTLEY, M.W., 1953  
An engineering study of glacial deposits at Steep Rock Lake, Ont., Can. Econ. Geol., vol. 48 (7), pp. 513-540; Nat. Res. Council, Div. of Build. Res., Res. paper no 9, N.R.C. no 3035, DBR no 35.
  
- \* LEGGET, R.F., EDEN, W.J., 1960  
Soil problems in mining on the Precambrian shield. Eng. Journ., Nov. pp. 81-88.
  
- \* LEMIEUX, R., 1975  
Etude en laboratoire de la consolidation des argiles du lac Barlow-Ojibway. Thèse de maîtrise, Université de Sherbrooke, Québec.
  
- LO, K., MILLIGAN, V., 1967  
Shear strength properties of two stratified clays. Journ. Soil Mech and Found., Div. of Am. Soc. of Civil Eng., vol. 93, (SMI), pp.1-15.
  
- \* LO, K.Y., STERMAC, A.G., 1965  
Failure of an embankment founded on varved clay. Rev. can. Geot., vol.2 (3), pp. 234-253.
  
- \* LOCAT, J., LEFEBVRE, G., 1979  
Origine de la structure des argiles postglaciaires: état des connaissances. Rapport GEO-79-04, Université de Sherbrooke, Québec.

- LOCAT, J., BALLIVY, G., et LEFEBVRE, G., 1981  
La minéralogie des sédiments fins Barlow-Ojibway et principalement ceux de la région de Matagami. In: Résumés du colloque sur les lacs proglaciaires, 49e congrès de L'ACFAS, Sherbrooke, Québec.
- \* LOCAT, J., LEFEBVRE, G., 1981  
Etude de la formation des sédiments fins glacio-lacustres du lac Barlow-Ojibway: le site d'Olga, Matagami, Québec. Geogr. phys. et Quatern. vol. XXXV no 1.
- \* METCALF, J.B., 1961  
Varved clays: a selective bibliography to 1960. Queen's University, Kingston, report no 18, 44p.
- \* METCALF, J.B., TOWNSEND, D.L., 1960  
A preliminary study of the geotechnical properties of varved clays as reported in canadian engineering case records. 14e Can. Soil Mech. Conf., pp. 203-271.
- \* MILLIGAN, V., SODERMAN, L.G., RUTKA, A., 1962  
Experience with canadian varved clays. Soil Mech. Found. Div., Proc. Amer. Soc. Civ. Eng., 88, SM4: 31-68, or ASCE no 3224, pp. 31-66.
- MINISTERE DE L'ENERGIE ET DES RESSOURCES DU QUEBEC  
Différentes études géotechniques.
- MINISTERE DES TRANSPORTS DU QUEBEC  
Différentes études géotechniques.
- MURPHY, D.J., CLOUGH, G.W., WOOLWORTH, R.S., 1975  
Temporary excavation in varved clay. ASCE Vol.101 (GT3).
- \* OGUNBADEJO, T.A., 1970  
Consolidation of varved clay in relation to structure. M. Sc. thesis, University of Western Ontario, London, Ont.
- \* OSTIGUY, J.C., 1978  
Etude en laboratoire de la variation de résistance au cisaillement non-drainé pendant la consolidation de deux argiles. Thèse de maîtrise, Université de Sherbrooke, Québec.
- PAINTER, W.T., 1968  
Glaciolacustrine sediments in North America. Univ. of Illinois, Dept. of Civil Eng.

- PARSONS, J.D., 1976  
New York glacial lake formation of varved silt and clay. A.S.C.E.,  
102 (GT6), pp. 605-638.
- PHILIBERT, A., LEFEBVRE, G., 1979  
Influence de la structure des argiles sur leur comportement mécanique,  
complexe NBR, état des connaissances. Rapport GEO-79-03, Université  
de Sherbrooke, 183 pages.
- POULIOT, G., 1978  
Argiles Olga 404 et Rupert 7, analyses minéralogiques et essais  
chimiques. Dept. Génie minéral, Ecole Polytechnique, Montréal, 11 p.
- PREST, V.K., GRANT, D.R., RAMPTON, V.M., 1968  
Glacial map of Canada. G.S.C., Map 1253A.
- \* QUIGLEY, R.M., 1979  
Geology, mineralogy and geochemistry of soft soils and their relation-  
ship to geotechnical problems. 32e Conférence de geot., Québec, 1979
- \* QUIGLEY, R.M., and OGUNBADEJO, T.A., 1972  
Clay layer fabric and oedometer consolidation of a soft varved clay.  
Can. Geot. J., 9, pp. 165-175.
- QUIGLEY, R.M., MATTICH, M.A.J., HORWATH, R.G., HAWSON, H.H., 1971  
Swelling clay in two slope failures at Toronto, Ont. Can. Geot. J.  
vol. 8 (3) p. 417-424.
- \* QUIGLEY, R.M. et al., 1982  
Geologic control on soil composition and properties in Lake Ojibway  
clay plain. 35e Conf. de Geot., Montréal, sept. 1982.
- \* RAYMOND, G.P., 1973  
Foundation failure of New Liskeard embankment. 52e meeting of Highway  
Research Board, Washington, 42 p.
- \* RAYMOND, G.P., HILTS, S., 1965  
Prediction of settlements and pore pressures beneath of highway  
embankment at New Liskeard. Ont. Civ. Eng. Rep. no 45, Queen's Univ.,  
Kingston, Ont.

- RITTENHOUSE, G., 1934  
A laboratory study of an unusual series of varved clay from Northern Ontario. AM. J. Sci., 5th series, vol. 28, pp. 110-120.
- RIVE, M., LATULIPPE, M., GOBEIL, A., 1982  
Rapport des activités minières pour 1981 dans le district de Rouyn-Noranda, Val d'Or, Matagami, Chibougamau, MER, DPV-868.
- ROWE, P.Q., 1959  
Measurement of the consolidation of lacustrine clays. Geot. 9, p. 107-118.
- \* ROWE, P.W., 1964  
The calculation of the consolidation rates of laminated, varved or layered clays. Geotechnique, vol. 14 (4), pp. 321-340.
- ROWE, P.W. and SHIELD, D.N.  
The measured horizontal coefficient of consolidation of laminated, layered of varved clays. Proc. of 6th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., vol. 1, pp. 342-344.
- SAMBHANDHARAKSA, S., 1977  
Stress-strain-strength anisotropy of varved clays. Doctoral thesis, Dept. of Civil Eng., M.I.T.
- SANGREY, D.A., 1970  
Evidence of glacial readvance over soft-layered sediments near Kingston, Ont. Can. J. Earth Sci. vol. 7 (5), pp. 1331-1339.
- \* SANGREY, D.A., 1972(A)  
On the causes of natural cementation in sensitive soils. Tech. note, Can. Geot. J., vol. 9 (1), pp. 17-119.
- \* SANGREY, D.A., 1972(B)  
Naturally cemented sensitive soils. Geotechnique Vol. 22 (1), pp. 139-152.
- \* SAXENA, S.K., JAN HEDBERG and LADD, C.C., 1978  
Geotechnical properties of Hackensack Valley varved clays of New Jersey. Geotechnical Testing Journal, vol. 1 (3), pp. 148-161.
- SHEERAN, D.E., SETHI, A.N., PARE, J.J. and DASCAL, O., 1979  
Peculiar swelling behaviour during long-term compression of NBR sensitive clays. 32e Conf. can. de Geot., Québec, 1979, "Comportement sur sols mous", pp. 2126-2153

- \* SOCIETE D'ENERGIE DE LA BAIE JAMES, 1978  
Aménagement hydro-électrique des rivières N.B.R. Rapport du comité  
sur les argiles sensibles, Montréal, Québec.
- SODERMAN, L.G., QUIGLEY, R.M., 1965  
Geotechnical properties of three Ontario clays. Can. Geot. J., vol. 2  
(2), pp. 176-189.
- SOQUEM, 1978  
Etudes géotechniques, mines Louvem et Doyon.
- STERMAC, A.G., LO, K.Y., BARSVARY, A.G., 1967  
The performance of an embankment on a deep deposit of varved clay.  
Can. Geot. J., vol. 4, pp. 45-61.
- STURM, M., 1979  
Origin and composition of clastic varves, moraines and varves (origin,  
genesis, classification). Ed. Balkema, pp. 281-284.
- \* SUTHERLAND, H.B., 1959  
Discussion on soil engineering at Steep Rock Iron Mines, Ontario.  
Proc. Inst. Civ. Eng., 13, pp. 102-103.
- TECHMAT Inc.  
Différentes études géotechniques.
- \* TERASMEA, J., 1963  
Notes on palynological studies of varved sediments. J. Sed. Petr., 33  
(2), pp. 314-319.
- TERASMA, J., HUGUES, O.L., 1960  
Glacial retreat in the Norhbay Area, Ont. Sci. May 13, vol. 131, no  
3411, pp. 1444-1446.
- TERRATECH LTD.  
Différentes études géotechniques.
- TESSIER, A. et al., 1982  
Application d'une méthode de lessivage sélectif des métaux traces à  
des échantillons de sol de la ceinture d'argile du nord-ouest  
québécois, MER.

- \* THOMPSON, C.D., EMERY, J.J., 1977  
Influence of a localized plastic layer on embankment stability. Can. Geot. J. Vol. 14, p. 524.
  
- THOMSON, S., MEKECHUK, J., 1982  
A landslide in glacial lake clays in central British Columbia. Can. Geot. J. Vol. 19 (3), p. 296
  
- \* TOWNSEND, D.L. and Gay, G.C., 1964  
Triaxial shear tests on artificial varved clays. Rpt 27, Queen's University, Kingston, Ont.
  
- \* TOWNSEND, D.L. and HUGHES, G.T., 1964  
Induced pore pressures in varved clays. Project Q-15, O.J.H.R.P., Rpt 28, Queen's University, Kingston, Ont.
  
- \* TOWNSEND, D.L. and METCALF, J.B., 1964  
Classification tests of some Ontario varved clay samples. Ontario Joint Highway Research Progr. Rep. 26. Queen's University, Civ. Eng. Rpt 39.
  
- \* TOWNSEND, D.L., RAYMOND, G.P., and CRUICKSHANK, J.A., 1964  
The effect of strain rate on the undrained strength of a varved clay. O.J.H.R.P. Report no 33, Queen's University, 46 p.
  
- TOWSEND, D.L., SANGREY, D.A., WALKER, 1969  
The brittle behaviour of naturally cemented soils. Comptes rendus 7e Congrès, ICMSFE, Mexico, pp. 411-417.
  
- \* TRAK, B. and al., 1980  
A new approach to the stability analysis of embankments on sensitive clays. Can. Geot. J. vol. 17 (4), pp. 526-544.
  
- \* TREMBLAY, G., 1973-74  
Géologie du Quaternaire, régions de Rouyn-Noranda et d'Abitibi. MER service de l'exploration géologique DP-123-236.
  
- TSCHEBOTARIOFF, G. and BAYLISS, J.R., 1948  
The determination of the shearing strength of varved clays and their sensitivity of remolding. Proc. 2nd Int. Conf. Soil Mech. and Fond. Eng., vol. 1, pp. 203-207.
  
- \* VAN OLPHEN, H., 1963  
An introduction to clay colloidal chemistry. Interscience N.Y., 301 p.

- VINCENT, J.S., HARDY, L., 1977  
L'évolution et l'extension des lacs Barlow et Ojibway en territoire québécois. Geogr. phys. Quat. vol. XXXI, no 3-4, pp. 359-372.
- VINCENT, J.S., HARDY, L., 1979  
The evolution of glacial lakes Barlow and Ojibway, Québec and Ontario. Bull. de la Com. geol. du Can., no 316.
- WALKER, F.C. and IRWIN, W.H., 1954  
Engineering problems in Columbia Basin varved clays. Proc. ASCE, vol. 80, separate no. 515.
- WALLACE, R.C., 1927  
Varved materials and banded rocks. Trans. Roy. Soc. of Can., 3rd series, vol. 21, sect. 4, pp. 109-118.
- WARKENTIN, B.P., 1968  
Properties of soils of the Eastern Abitibi Area in Québec. Dept. of Soil Sc., McDonald College, McGill University, Montreal, 20 p.
- WRIGHT, H.E., FREY, D.G., eds., 1965  
Surficial geology of the Cochrane District, Ontario, Can. Geol. Soc. Am. Spec., paper 84, pp. 535-565.
- \* WU, TIEN H., 1958  
Geotechnical properties of glacial lake clays. ASCE, paper no 3049, pp. 994-1020, Journal J.M.F.D., Proc. papers 1932.

B-2 - BIBLIOGRAPHIE RELATIVE AUX TILLS

Note: Les auteurs précédés d'un astérisque (\*) sont ceux cités dans le texte.

BERNELL, L., 1957

The properties of moraines. Proc. 4th Intern. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., London, vol. 2, pp. 286-290.

BOULTON, G.S., PAUL, M.S., 1976

The influence of genetic processes on some geotechnical properties of glacial tills. Q. J. Eng. Geol. vol. 9 (3), pp. 159-194

EISENSTEIN, Z., THOMSON, S., 1978

Geotechnical performance of a tunnel in till. Can. Geot. J., vol. 15, pp. 332-345.

GENS, A., HIGHT, 1979

The laboratory measurement of design parameters for a glacial till. Proc. 7th Eur. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Brighton, G.B. vol. 2, p. 57.

GOLDWAITH,

Till: a symposium. Chap. 1: Procedures of till investigation in North America.

HARDY, L., 1976

Contribution à l'étude géomorphologique de la portion québécoise des basses terres de la Baie James. Thèse de doctorat, Univ. McGill, Montréal.

KLOHN, E.J., 1965

The elastic properties of a dense glacial till deposit. Can. Geot. J. vol. 2, pp. 116-128.

LEGGET, R.F., 1961

Soils in Canada, geological pedological and engineering studies. The Royal Soc. of Can., Spec. Publ., no 3, Univ. of Toronto Press.

MCGOWN, A., SALDIVAR-SALI, A., RADWAN, A.M., 1974

Fissure patterns and slope failures in till at Hurlford, Ayrshire; Q. J. Eng. Geol., vol. 7 (1), pp. 1-26.

McGOWN, A., DERBYSHIRE, E., 1977

Genetic influences on the properties of tills. Q. J. Eng. Geol., vol. 17 (4), pp. 389-410.

\* MILLIGAN, V., 1976

Geotechnical aspects of glacial tills. In: Glacial till. Edited by R.F. Legget, Roy. Soc. of Can., Spec. Publ. no 12.

PREST, V.K., 1968

Nomenclature of moraines and ice-flow features as applied to the glacial map of Canada. Paper 67-57, Geol. Surv. of Can., Dept. of Ener. Min. & Res. Can.

QUIGLEY, R.M., OGUNBADEJO, T.A., 1976

Till geology, mineralogy and geotechnical behaviour, Sarnia, Ontario. In: Glacial till, ed. by R.F. Legget, Roy. Soc. of Can. Spec. Publ. no 12, p. 336.

RADHAKRISHNA et KLYM, 1974

Geotechnical properties of a very dense glacial till. Can. Geot. J., vol. 11 (3), pp. 396-408.

SCOTT, J.S., 1976

Geology of Canadian tills. In: Glacial till, ed. by R.F. Legget, Roy. Soc. of Can., Spec. Publ. no 12.

VAUGHAN, P.R., WALBANCKE, H.J.,

The stability of cut and fill slopes in boulder clay. Can. Geot. J., vol. 11.

B-3 - BIBLIOGRAPHIE RELATIVE À LA LIQUÉFACTION DES DÉPÔTS GRANULAIRES

Note: Les auteurs précédés d'un astérisque (\*) sont ceux cités dans le texte.

- ALLEN, N.F. and al., 1980  
Fluid wave propagation in saturated sands. ASCE 106 GT3, p. 252;  
Discussion ASCE 107 GT5, p. 698, 1981.
- \* AMBRASEYS, N.N., 1960  
The seismic stability of earth dams. 2nd WCEE, Tokyo.
- ARULANANDAN, K., ANANDARAJAH, A., ABGHARI, A., 1983  
Centrifugal modeling of soil liquefaction susceptibility, ASCE, vol.  
1909 (3), pp. 281-300.
- ASCE COMMITTEE ON SOIL DYNAMICS, 1978  
Definition terms related to liquefaction. Com. on Soil Dyn. of the  
Geot. Eng. Div., Proc. paper 14037, ou ASCE 106 GT8, p. 949, 1980.
- BLAZQUEZ, R. and al., 1980  
Site factors controlling liquefaction. ASCE 106 GT7, p. 798.
- BOORE, D.M., 1973  
The effect of simple topography on seismic waves. BSSA, vol. 63,  
no. 5.
- \* BOTEÁ, E., PERLEA, V., 1979  
Liquefaction susceptibility of sand deposits in the Danube flood  
plain. Deep Found. and Deep Excav., Proc. Eur. Conf. on Soil Mech.  
and Found Eng.
- CASAGRANDE, A., 1975  
Liquefaction and cyclic deformation of sands, a critical review.  
Harvard Soil Mech. Series no. 88, H. Univ. Cambridge, Mass.
- \* CASTRO, G., 1975  
Liquefaction and cyclic mobility of saturated sands. ASCE, vol. 101  
GT6, pp. 551-569.
- CASTRO, G., 1969  
Liquefaction of sands. Harvard Soil Mech. Ser., no 81, 112 p.

- CASTRO, G., POULOS, S.J., 1977  
Factors affecting liquefaction of cyclic mobility. ASCE, vol. 103  
GT6, pp. 501-516; discussion Fev. 1980 ASCE GT2, pp. 211-214.
- \* CHRISTIAN, J.T., SWIGER, W.F., 1975  
Statistics of liquefaction and SPT results. ASCE vol. 101 GT11, pp.  
1135-1150.
- \* CLOUGH, R.W., CHOPRA, A.K., 1966  
Earthquake stress analysis in earth dams. ASCE, JEMD, vol. 92, EM2.
- D'APPOLONIA, E., 1970  
Dynamic loadings. J. Soil. Mech. and Found. Div., ASCE, vol. 96, no  
SM1, pp. 49-72.
- \* DE ALBA, P., CHAN, C.K. and SEE, H.B., 1975  
Determination of soil liquefaction characteristics by large-scale  
laboratory tests. Rep. EERC 75-14, Univ. of Berkeley, California.
- \* DEZFULIAN, H., and SEED, H.B., 1970  
Response of non-uniform soil deposits to travelling seismic waves.  
ASCE, JSMFD, vol. 96, SM6.
- DIXON, S.J., BURKE, J.W., 1973  
Liquefaction case history. ASCE vol. 99 (SM11), pp 921-937.
- \* DOBRY, R., OWEISS, I., URZUA, A., 1976  
Simplified procedures for estimating the fundamental period of soil  
profil. BSSA, vol. 66, no. 4.
- FARDIS, M.N., VENEZIANO, D., 1981  
Statistical analysis of sand liquefaction. ASCE, vol. 107, GT10, pp.  
1361-1377.
- \* FILLIAT, G., 1981  
La pratique des sols et fondations. Ed. du Moniteur, Paris, chap. 19  
et 20.
- FINN, W.D., 1966  
Earthquake stability of cohesive slopes. Journ. Soil Mech. and Found.  
Div., Proc. ASCE, vol. 92, no SM1, pp. 1-11.

- FINN, W.D.L., BRANSBY, P.L., PICKERING, D.J., 1970  
Effect of strain history on liquefaction of sand. Proc. J. Soil Mech. and Found. Div., ASCE, vol. 96, no SM6, pp. 1917-1934.
- FINN, W.D.L. and al., 1978  
Cyclic pore pressure under anisotropic conditions. Proc. ASCE Speciality Conf. Earthquake Eng. and Soil Dyn., vol. 1.
- FINN, W.D.L. and al., 1977  
An effective stress model for liquefaction. ASCE 193 GT6, p. 530.
- FINN, W.D.L. and al., 1971  
Sand liquefaction in triaxial and simple shear tests. ASCE, vol. 976, no 4, pp 639-659.
- FRYDMAN, S., and al., 1980  
Liquefaction study of cemented sand. ASCE 106 GT3, p. 297.
- GOTO, H., KITaura, M., 1977  
Sand liquefaction near structural foundation. Proc. 6th World Conf. on Earthquake Eng., New Delhi, India.
- GUPTA, M.K., PRAKASH, S., 1977  
Sand liquefaction during shake table vibration. Proc. 6th World Conf. on Earthquake Eng., New Delhi, India, pp. 2169-2174.
- \* HUGUES, J.M.O., GRAHAM, J.P., SHARP, J.W., 1980  
Cyclic deformation properties of saturated sands as measured using a self-boring pressumeter. Proc. 33rd Can. Geot. Conf., Calgary, Alberta.
- \* IDRIS, I.M., SEED, H.B., 1967  
Response of earth banks during earthquakes. ASCE, vol. 93 (SM3).
- \* IDRIS, I.M., SEED, H.B., 1968  
Seismic response of horizontal soil layers. ASCE, vol. 93 (SM4).
- ISHIHARA, K., YASUDA, S., 1972  
Sand liquefaction due to irregular excitation. Soils Found. vol. 12, no 4, pp. 65-67.
- \* ISHIHARA, K., et al. 1976  
Prediction of liquefaction in sand deposits during earthquakes. Soils and Found., vol. 16 (1), Tokyo.

- \* ISHIHARA, K., 1977  
Procedures for classifying sand deposits for liquefaction microzoning in Tokyo. Univ. of Tokyo. (unpublished).
  
- ISHIHARA, K. 1978  
Pore water pressure reponse and liquefaction of sand deposits during earthquake. Dyn. Meth. in Soil and Rock Mech., Roc. vol. 2, Karlsruhe.
  
- \* ISHIHARA, K., OKADA, S., 1978  
Yielding of overconsolidated sand and liquefaction model under cyclic stress. Soils and Found. Vol. 18 (1), pp. 57-92.
  
- \* ISHIHARA, K., OGAWA, K., 1978  
Liquefaction susceptibility map of downtown Tokyo. Proc. 2nd Intern. Conf. on Microzonation for safer constr., San Francisco.
  
- KAGAWA, T., KRAFT, L.M., 1981  
Modeling the liquefaction process. ASCE, vol. 107 GT12, Dec. 1981.
  
- KATSIKAS, C.A., WYLIE, E.B., 1982  
Sand liquefaction, inelastic effective stress model. ASCE vol. 108 GT1, pp. 63-81.
  
- LADD, R.S., 1977  
Specimen preparation and cyclic stability of sands. ASCE 103 GT6, p. 545.
  
- \* LEE, K.L., ALBAISA, A., 1974  
Earthquake induced settlements in saturated sands. ASCE, JGTD, vol. 100, GT4.
  
- LIU, C.P. and al., 1977  
Numerical model for liquefaction. ASCE 103 GT6, p. 602.
  
- LOMNITZ, C., ROSENBLUETH, E., 1976  
Seismic risk and engineering decisions. Elsevier Scientific Publishing Co., Amsterdam - Londres - New-York.
  
- MAJUMDAR, D.K., 1971  
Stability of soil slopes under horizontal earthquake force. Tech. Notes, Geotechnique, vol. 21, no 1, pp. 84-89.

- MAKDISI, F.I. and SEED, H.B., 1978  
Simplified procedure for estimating dam and embankment, earthquake-induced deformations. Journ. Geot. Eng. Div., ASCE, vol. 104, no. GT7, pp. 849-867.
- MARTIN, G.R., FINN, W.D.L., SEED, H.B., 1975  
Fundamentals of liquefaction under cyclic loading. ASCE vol. 100 (GT1), p. 436.
- MASSARCH, K.R., 1980  
Earthquake effects on slope stability, state-of-the-art report. World Conf. on Earthquake Eng., Istanbul, Turkey, Sept. 1980.
- MILLER, E.A., BOITANO, J.D., 1970  
Sand densification to reduce liquefaction potential. 8th Ann. Eng. Geol. and Soils Eng. Symp., Pocatello, Idaho.
- \* MORI, K., SEED, H.B., CHAN, C.K., 1977  
Influence of sample disturbance on sand response to cyclic loading. Rep. 77-03, Univ. of Berkeley, California.
- \* MULILIS, J.P., SEED, H.B., CHAN, C.K., MITCHELL, J.K., ARULANANDAN, K., 1977  
Effects of sample preparation on sand liquefaction. ASCE, JGTD, vol. 103, GT2.
- MULILIS, J.P., TOWNSEND, F.C., HORZ, R.C., 1978  
Triaxial testing techniques and sand liquefaction. Am. Soc. Test. Mater., Spec. Tech. Publ. 654, pp. 265-279.
- \* MUROMACHI, T. 1974  
Critical N value for liquefaction. Proc. of the Eur. Symp. on Pen. Testing, vol. 2 (1), Stockholm.
- MURPHY, J.R., O'BRIEN, L.J., 1977  
The correlation of peak ground acceleration amplitude with seismic intensity and other physical parameters. BSSA, vol. 67, no. 3.
- NEWMARK, N.R., 1965  
Effects of earthquakes on dams and embankments. Geotechnique 15, no. 2, pp. 139-160.
- NILSEN, T.H., and BRABB, E.E., 1975  
Landslides, studies for seismic zonation of the San Francisco Bay Region. Geol. Survey Prof. Paper 941-A, pp. A75-A87.

- NISHIYAMA, H., and al., 1977  
Practical method of predicting sand liquefaction. Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., vol. 2, pp. 305-308, Tokyo.
- PARK, T.K., SILVER, M.L., 1975  
Dynamic triaxial and simple shear behaviour of sand. ASCE, vol. 101 GT6, pp. 513-529.
- PECK, R.B., 1979  
Liquefaction potential: science versus practice. ASCE, vol. 105 GT3, pp. 393-398; discussion ASCE, June 1980, GT6, pp. 725-730.
- \* PRAKASH, S., 1981  
Soil dynamics. McGrawhill Cie, U.S.A.
- PRAKASH, S., SARAN, S. and PURUSHOT-HAMARAJ, P. 1969  
Seismic analysis of stability of slopes. Proc. 7th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., vol. 2, pp. 653-658, Mexico.
- PRATER, E.G., 1979  
Yield acceleration for seismic stability of slopes. Proc. ASCE Journ. Geot. Eng. Div., vol. 105, pp. 682-687.
- \* PYKE, R., CHAN, C.K., SEED, H.B., 1974  
Settlement of sands under multi-directional shaking. Rep. 74-2, Univ. of Berkeley, California.
- \* SCHNABEL, P.B., SEED, H.B., LYSMER, J., 1972  
- Modification of seismograph records for effects of local site conditions. BSSA, vol. 62, no. 6.  
- Shake: a computer program for earthquake response analyses of horizontally layered sites. Rep. 72-12, Earthquake Eng. Res. Center, Berkeley Univ., California.
- SEED, H.B., 1979  
Soil liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground during earthquakes. ASCE vol. 105 (GT2) p. 201-255.
- \* SEED, H.B., 1979  
Consideration in the earthquake-resistant design of earth and rockfill dams. 19th Rankine Lecture, Geotechnique 29, no. 3, pp. 215-263.

- \* SEED, H.B., 1976  
Evaluation of soil liquefaction effects on level ground during earthquakes. State-of-the-Art Paper, ASCE annual Convention, Philadelphia, Penn., Sept.-Oct. 1976, pp. 1-104.
- SEED, H.B., 1976  
Some aspects of sand liquefaction under cyclic loading. Pergamon Press Publ.
- \* SEED, H.B., 1975  
Earthquake effects on soil-foundation systems. Foundation Engineering Handbook, Van Nostrand Reinhold Company, New York, pp. 725-729.
- SEED, H.B., 1970  
Earth slope stability during earthquakes. Earthquake Eng., R.L. Wiegel ed., Prentice-Hall, pp. 383-401.
- SEED, H.B., 1968  
Landslides during earthquakes due to soil liquefaction. ASCE 1968 SM5, J. of Soil Mech. and Found. Div., pp. 1053-1122.
- SEED, H.B., IDRISSE, I.M., ARANGO, I., 1976  
Evaluation of liquefaction potential using field performance data. ASCE, vol. 109 (3) pp. 458-482.
- \* SEED, H.B., MORI, K., CHAN, C.K., 1977  
Influence of seismic history on liquefaction of sands. ASCE, JGTD, vol. 103, GT4.
- \* SEED, H.B., MURARKA, R., LYSMER, J., IDRISSE, I.M., 1976  
Relationships of maximum acceleration, maximum velocity, distance from source and local site conditions for moderately strong earthquakes. BSSA, vol. 66, no. 4.
- \* SEED, H.B. and al., 1975  
-Representation of irregular stress time-histories by equivalent uniform series in liquefaction analysis. Rep. 75-29, Univ. of Berkeley, California.  
  
-Evaluation of soil liquefaction potential during earthquakes. Rep. EERC no. 75-28, Univ. of Berkeley, California.
- SEED, H.B., and al., 1973  
Analysis of the slides in the San Fernando Dams during the earthquake of Feb. 9, 1971. Earthquake Eng. Research Centre Rep. no. EERC 73-2, June 1978, Berkeley.

- \* SEED, H.B., IDRIS, I.M., 1971  
Simplified procedures for evaluating soil liquefaction potential.  
ASCE, JSMFD, vol. 97, SM9, pp. 1249-1273.
  
- \* SEED, H.B., PEACOCK, W.H., 1971  
Test procedure for measuring soil liquefaction characteristics.  
ASCE, JSMFD, vol. 97, SM8, pp. 1099-1119.
  
- SEED, H.B., IDRIS, I.M., 1967  
Analysis of soil liquefaction: Nügata earthquake. ASCE vol. 93  
(SM3).
  
- \* SEED, H.B., LEE, K.L., 1966  
Liquefaction of saturated sands during cyclic loading. ASCE, JSMFD,  
vo. 92, SM6.
  
- \* SEED, H.B., MARTIN, G.R., 1966  
The seismic coefficient in earth dam design. ASCE, JSMFD, vol. 92,  
SM3.
  
- SEED, H.B. and GOODMAN, R.E., 1964  
Eathquake stability of slopes of cohesionless soils. Journ. Soil  
Mech. and Found. Div., Proc. ASCE, vol. 90, no. SM6, pp. 3-73.
  
- SEED, S., 1973  
Stability of earth and rockfill dams during earthquakes. Embankment-  
Dam Engineering Casagrande Volume, John Wiley & Sons, New York, pp.  
239-269.
  
- SELIG, E.T. and al., 1981  
Soil failure modes in undrained cyclic loading. ASCE 107, GT5.
  
- \* SHANNON & WILSON INC., 1972  
Soil behaviour under earthquake loading conditions. Report prepared  
for U.S. Atomic Energy Commission, Contract W-7405.
  
- \* SILVER, M.L., SEED, H.B., 1971  
Volume changes in sands during cyclic loading. ASCE, vol. 97 (SM9).
  
- SMITH, E.S., 1968  
Tailing disposal and liquefaction. Transactions, Soc. of Min. Eng.,  
Rocky Mount. Min. Conf., Las Vegas, Nevada, 1967.

- TINOCO, F.H., 1977  
Pore pressure parameters and sand liquefaction. Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., vol. 2, pp. 409-418, Tokyo.
- TRIFUNAC, M.D., BRADY, A.G., 1975  
Correlation of peak acceleration, velocity and displacement with earthquake magnitude, distance and site conditions. EESD, vol. 4, no. 5.
- TSATSANIFOS, C.P., SARMA, S.K., 1982  
Pore pressure rise during cyclic loading of sands. ASCE, vol. 108 GT2, pp. 315-319.
- VALERA, J.E., DONOVAN, N.C., 1977  
Soil liquefaction procedures: a review. ASCE, JGTD, vol. 103, GT6, pp. 607-625.
- VAID, Y.P. & FINN, W.D.L., 1979  
Static shear and liquefaction potential. Proc. ASCE Journ. Geot. Eng. Div., vol. 105, no. GT10, pp. 1233-1246.
- WALDE, M., 1980  
The risk of liquefaction ind dumps. Nene Bergbautech. no. 10 (3), pp. 147-149, rep. Dem. Allemande.
- \* WHITMAN, R.V., 1971  
Resistance of soil to liquefaction and settlement. Jap. Soc. of Soil Mech. and Found. Eng., vol. 11, no. 4, pp. 59-68.
- \* WONG, R.T., SEED, H.B., CHAN, C.K., 1975  
Cyclic loading liquefaction of gravelly soils. ASCE, vol. 101 GT6, pp. 571-583.
- YAMAMURA, K., 1973  
Earthquake engineering design of earth fills. 5th Joint Meeting Us.-Japan Panel on Wind and Seismic Effects, UJRN, Tokyo, May 14-16, 1973, pp. 185-203.
- YEN, B.C. & TROTTER, J.R., 1978  
Shallow slides due to the 1971 San Fernando earthquake. Proc. ASCE Specialty Conf., Earthquake Eng. and Soil Dynamics, vol. 2, pp. 1076-1095, Pasadena.

- YOSHIMI, Y., 1977  
Liquefaction and cyclic deformation of soils under undrained conditions.  
State-of-the-Art Report, Proc. 9th Int. Conf., Soil Mech. and Found.  
Eng., vol. 2, pp. 613-623, Tokyo.
- \* YOUD, T.L., 1970  
Densification and shear of sand during vibration. ASCE. JSMFD, vol. 96  
SM3.
- YOUD, T.L., CRAVEN, T.N., 1975  
Lateral stress in sands during cyclic loading. ASCE, vol. 101 GT2,  
pp. 217-221.
- \* YOUD, T.L. et al., 1975  
Studies for seismic zonation of the San Francisco Bay region. Geol.  
Surv. Prof. Paper 941-A, Washington.
- \* YOUD, T.L., 1972  
Compaction of sands by repeated shear straining. ASCE, vol. 98 (SM7).
- YOUD, T.L., PERKINS, D.M., 1978  
Mapping liquefaction - induced ground failure potential. ASCE, vol. 104  
(GT4).

B-4 - BIBLIOGRAPHIE RELATIVE À LA RÉSISTANCE CYCLIQUE DES ARGILES

Note: Les auteurs précédés d'un astérisque (\*) sont ceux cités dans le texte.

ANDERSEN, K.H., 1976

Behaviour of clay subjected to undrained cyclic loading. Conf. on the Behaviour of Offshore Structures, Trondheim, Norway.

ANDERSEN, K.H. et al., 1976

Effect of cyclic loading on clay behaviour. Conf. on Design and Const. of Offshore Structures, London.

ANDERSEN, K.H. et al, 1980

Cyclic and static laboratory tests on Drammen clays. Proc. ASCE, J. Geot. Eng. Div., vol. 106 (DT 5), pp. 499-528.

BOSSE, J.P., 1979

Resistance cyclique d'une argile varvée. Thèse de maîtrise, Univ. de Sherbrooke, Québec.

BROWN, S.F., et al., 1975

Repeated load triaxial testing of a silty clay. Geotechnique, vol. 25 (1).

BROWN, S.F. et al., 1977

The effect of drainage on cyclic loading of clay. Proc. of 9th Intern. Conf. on Soil Mech and Found. Eng., Tokyo, vol. 2, p. 195.

CASTRO, G., and CHRISTIAN, J.T., 1976

Shear strength of soils and cyclic loading. ASCE vol. 102 GT9).

EGAN, J.A. and SANGREY, D.A., 1978

Critical state model for cyclic load pore pressure. Proc. of ASCE Geot. Eng. Div. Spec. Conf. on Earthquake Eng. and Soil Dyn., Pasadena, California, p. 410.

FRANCE, J.W. and SANGREY, D.A., 1977

Effects of drainage in repeated loading of clays. ASCE vol. 103 (GT7).

- GORMAN, A.E., 1970  
Repeated loading on sensitive clays. M. Sc. Thesis, Queen's University, Kingston, Ont.
- \* HARDIN, B.O. and DRNEVICH, V.P., 1972  
Shear modulus and damping in soils. ASCE vol. 98 (SM 6 et SM 7).
- \* HOLZER, T.L. and HOEG, K., 1973  
Effect of seismic loading on undrained clay creep. ASCE vol. 99 (SM 1).
- KOUTSOFTAS, D.C., 1978  
Effect of cyclic loads on undrained strength of two marine clays. ASCE vol. 104 (GT 5).
- KRIZEK, R.J. et al., 1978  
Constitutive equation for cyclic behaviour of cohesive soils. Proc. of the ASCE Geot. Eng. Div. Spec. Conf. on Earthquake Eng. and Soil Dyn., Pasadena, California.
- LAREW, H.G. and LEONARDS, G.A., 1962  
A strength criterion for repeated loads. Proc. of the Highway Research Board, vol. 41, p. 529.
- \* LEE, K.L., 1979  
Cyclic strength of a sensitive clay of Eastern Canada. Can. Geot. J. vol. 16, p. 163.
- LEFEBVRE, G., BOSSE, J.P., BELIVEAU, J.G., 1979  
- Etude de l'argile du site Olga sous sollicitations cycliques. Rpt. GEO-79-06, Univ. de Sherbrooke, Québec.  
- État des connaissances sur le comportement des argiles saturées sous chargement cyclique. Rpt. GEO-79-01, Univ. de Sherbrooke, Québec.
- MITCHELL, R.J. and KING, R.D., 1977  
Cyclic loading of an Ottawa area Champlain Sea clay. Can. Geot. J., vol. 14, p. 52.
- OGAWA, S. et al., 1977  
Dynamic strength of saturated cohesive soil. Proc. of the 9th Intern. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Tokyo, vol. 2, p. 317.

- PENDER, M.J., 1977  
Modelling soil behaviour under cyclic loading. Proc. of the 9th Intern. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Tokyo, vol. 2, p. 375.
- PRAKASH, S., 1981  
Soil dynamics. McGrawHill Cie.
- PREVOST, J.H. and HUGHES, T.J.R., 1978  
Mathematical modelling of cyclic soil behaviour. Proc. of the ASCE Geot. Eng. Div. Spec. Conf. on Earthquake Eng. and Soil Dyn., Pasadena, California.
- RAYMOND, G.P. et al., 1979  
Repeated compressive loading of Leda clay. Can. Geot. J. vol. 16 (1).
- SANGREY, D.A., 1971  
Changes in strength of soils under earthquake and other repeated loading. Proc. of the 1st Can. Conf. on Earthquake Eng., Vancouver, p. 82.
- \* SANGREY, D.A. et al., 1978  
Cyclic loading of sands, silts and clays. Proc. of ASCE Geot. Eng. Div. Spec. Conf. on Earthquake Eng. and Soil Dyn., Pasadena, California.
- SANGREY, D.A. et al., 1969  
The effective stress response of a saturated clay soil to repeated loading. Can. Geot. J., vol. 6, p. 241.
- \* SEED, H.B. and CHAN, C.K., 1966  
Clay strength under earthquake loading conditions. ASCE vol. 92 (SM 2).
- THIERS, G.R. and SEED, H.B., 1969  
Strength and stress-strain characteristics of clays subjected to seismic loading conditions. Vibration Effects of Earthquake on Soils and Foundations, ASTM, STP 450, p.3.
- VAN EEKELLEN, H.A.M. and POTTS, D.M., 1978  
The behaviour of drammen clay under cyclic loading. Geotechnique, vol. 28(2).
- WILSON, N.E., and GREENWOOD, J.R., 1974  
Pore pressures and strains after repeated loading of saturated clays. Can. Geot. J., vol. 11, p. 269.

YONG, R.N., and FRANSHAM, P.B., 1976

Dynamic behaviour and response of sensitive clays of Champlain Sea deposits. Geol. Survey of Can., Paper 76-1B, p. 371.

B-5 - BIBLIOGRAPHIE RELATIVE AUX EXCAVATIONS DANS LES DÉPÔTS MEUBLES

Note: Les auteurs précédés d'un astérisque (\*) sont ceux cités dans le texte.

ATKINSON, J.H., 1975

The stability of a shallow circular tunnel in dense sand during surface excavation or filling. *Geotechnique* no 25 (3), pp. 591-592, G.B.

BARANIECKA, M.D., 1978

Quaternary deposits from excavation of Belchatow brown-coal open-cast mine. *Kwart Geol. (Pol., Inst. Geol.)* no 22(1), pp. 163-169, Pologne.

BAUER, G.E., SCOTT, J.D., SHIELD, D.H., 1978

Basal failure of a deep sheeted excavation in sand. *Proc. 31st Can. Geot. Conf. Winnipeg, Man., Can.*, 18p.

CAMBEFORT, H., 1980

Débit d'épuisement des fouilles dont les parois sont étanches, stabilité du fond de fouille. *Sols et Fondations* no 72, pp. 25-60, France.

CHAHDE, J.F., 1977

Analyse de la rupture d'une coupe dans l'argile des basses terres du Saint-Laurent. Thèse de maîtrise, Université de Sherbrooke, Québec.

CHANDLER, R.J. and SKEMPTON, A.W., 1974

The design of permanent cutting slopes in stiff fissured clays. *Géotechnique* 24(4), pp. 457-466.

CHANG, Chen-Lou, SHENG, Cong-Wen, 1978

Effect of wellpoints on stability of soft clay slopes in the process of excavation. *Intern. Assoc. Eng. Geol., Bull.* no 18, pp. 147-152.

DEBIDIN, F., LEE, C.F., 1980

Ground water and drawdown in a large earth excavation. *Can. Geot. J.*, no 17(2), pp. 1185-202.

DE BEER, E.E., 1975

Decrease in penetration resistance due to excavation in an over-consolidated glauconitic sand. *Publ. Natl. Swed. Build. Res., Suède*, pp. 103-104.

EIGENBROD, K.D., 1975

Analysis of the pore pressure changes following the excavation of a slope. Can. Geot. J., vol. 12, pp. 429.

INSLEY, A., 1972

A deep excavation and a raft foundation in soft clay. Can. Geot. J. vol. 9, pp. 237-248.

JANBU, N., 1977

Slopes and excavations in normally and lightly overconsolidated clays. Gen. report to session 3, Proc. 9th ICSMFE, Tokyo, vol. 2, pp. 549-566.

JESSBERGER, H.L., KLEIN, J., EBEL, W., 1979

Shaft sinking in oil sand formations. Proc. 7th Eur. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Brighton, G.B., pp. 189-194.

KENNEY, T.C., 1979

Special lecture with discussion on stability of embankment and cut slopes in soft clays. 6th Pan-Am. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Lima, Perou, vol. III, pp. 83-92.

KENNEY, T.C., and UDDIN, S., 1974

Critical period for stability of an excavated slope in clay soil. Can. Geot. J., vol. 11, pp. 620.

KWAN, D., 1971

Observations of the failure of a vertical cut in clay at Welland, Ontario. C.G.J. vol. 8(2), pp. 283-298, discussions vol. 9, pp. 123, p. 132 and p. 235.

LEFEBVRE, G., 1981

Fourth Canadian Geotechnical Colloquium: Strength and slope stability in Canadian soft clay deposits. Can. Geot. J., vol. 118(3), pp. 420-442.

LEONARDS, G.A., 1979

Stability of slopes in soft clays. Special lecture, 6th Pan-Am. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Lima, Perou.

MILLIGAN, V., and LO, K.Y., 1970

Observations on some basal failure in sheeted excavations. Can. Geot. Journ. vol. 7, p. 136, discussions vol. 8, p. 346 and p. 349.

- MORGENSTERN, N.R. and al., 1977  
Slopes and excavations in heavily overconsolidated clays. Proc. 9th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Tokyo, vol. 11, pp. 567-581.
- MURPHY, D.J. and al., 1975  
Temporary excavation in varved clay. ASCE, vol. 101, GT3.
- OSAIMI, A.E. and CLOUGH, G.W., 1979  
Pore pressure dissipation during excavation. ASCE 1979, p. 481-498.
- PECK, R.B., 1969  
Deep excavations and tunnelling in soft ground. Proc. 7th Intern. Conf. in Soil Mech and Found. Eng., State of the Art, vol. Mexico, pp. 225-290.
- SANDRONI, A.E., SILVA, J.M.J., PINHEIRO, J.C.N., 1981  
Site investigations for unretained excavations in a soft peaty deposit. 34e Conf. Can. de Geot., Fredericton, N.B., sept. 1981.
- SILVESTRI, V., 1980  
The long-term stability of a cutting slope in an overconsolidated sensitive clay. Can. Geot. J. no 17, pp. 337-351; discussion C.G.J. no 18(2), pp. 322-324.
- SKEMPTON, A.W., 1977  
Slope stability of cuttings in brown London clay, Proc. 9th Intern. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Tokyo, vol. 3, pp. 261-271.
- STEFANOFF, G., HAMAMDJIEV, K., CHRISTOV, T., 1976  
Stability analysis of multilayered excavation slope; deep foundation and deep excavations. Proc. 6th Eur. Conf. Soil Mech. Found. Eng. vol. 1(1), pp. 85-88.
- TAVENAS, F., and LEROUEIL, S., 1980  
Creep and failure of slope in clays. Can. Geot. J., vol. 18(1), pp. 106-120.
- THOMAS, R.G., 1982  
Cavity well. Ground water no 20(1), pp. 94-95.
- VAUGHAN, P.R. and WALBANCKE, M.J., 1973  
Pore pressure changes and the delayed failure of cutting slopes in overconsolidated clays. Geotechnique, vol. 23(4), pp. 531-539.

YOKEL, F.Y., TUCKER, R.L. and REESE, L.C., 1980  
Soil classification for construction practice in shallow trenching.  
Report B.S.S. 121, Nat. Inst. for Occ. Safety and Health, Dept. of Hew,  
Wash., 89p.

B-6 - BIBLIOGRAPHIE RELATIVE À LA STABILITÉ DES MINES À CIEL OUVERT

Note: Les auteurs précédés d'un astérisque (\*) sont ceux cités dans le texte.

ABRAS, P.C., 1978

Open pit mine slopes drainage trough horizontal boreholes. A/C Geotecnica, Sao Paolo, Brazil; Publ. Asoc. Nac. Ing. Minas, pp. 573-583. SIAMOS-78, Espagne.

ALBUL, S.P., KOTOVSKIY, Y.Y., 1977

The results of research on the surface slipping of kaolinite clays making up the slopes of open-pit coal mines. Vyssh. Uchebn. Zaved., Izv., Geol. Razved, no. 7, pp. 110-114, USSR.

BOSHKOV, S., WANE, M.T., 1972

Review of problems of slope stability in open pit mines. Jt. Meet. M.M.I.J.-AIME (Tokyo), no. 72-1215.

BOTEA, E., PERLEA, V., 1976

Some stability problems for open pit mining. Proc. 6th Eur. Conf. Soil Mech. Found. Eng., vol. 1.1, pp. 15-18.

BRAWNER, C.O., 1968

The influence and control of groundwater in open pit mining. 5th Can. Symp. on Rocks Mech., Univ. of Toronto.

\* BRAWNER, C.O. and MILLIGAN, V., 1972

Geotechnical practice for stability in open pit mining. 2nd Intern. Conf. on Stab. in open pit min. of AIME, New-York.

BRIECHLE, D., VOIGT, R., 1981

Deep open pit mining and groundwater problems in the Rhenish lignite district. Stud. Rep. Hydrol. (IAHS-UNESCO) no. 28, pp. 274-290.

BUTLER, J.M., FOUTS, R.K., 1975

Optimizing open pit mining with computer simulation. Mining Congress Journal, Mars 1975, p. 32.

CASAGRANDE, L., 1971

Panel discussion, stability in open pit mining. Ed. Brawner C.O. and Milligan V., Am. Inst. Min. Metall. and Petrol. Eng., New York, pp. 227-237.

- DEMIN, A.M., 1976  
Stability of open-pit mines and tailings. Publ. Izd. Nedra, pp. 401-421, USSR.
- GARG, O., PICHE, A., 1979  
Computer application in open-pit mine planning. Iron Ore Co. Can. Shefferville, P.Q.; CIM BULL. no. 72 (805), pp. 69-75.
- GARTSHORE, R.W., 1975  
The history of overburden instability of Jeffrey Mine. Proc. 10th Can. Roch Mech. Symp., pp. 1-26, Kingston, Ont.
- \* GOLDER et Ass., 1975  
Overburden stability, Jeffrey Mine, Asbestos. Rapport interne.
- HOEK, E., 1970  
Estimating the stability of excavated slopes in cast mines. Trans. Inst. Min. Metall., vol. 79, pp. 109-132.  
  
Design charts for excavated slopes. Symp. Planing open pit mines, Johannesburg, Sept. 70, S. African Inst. Min. Metall. pp. 295-302.
- HOEK, E., PENTZ, D.L., 1968  
The stability of open pit mines. Imperial College Rock Mech. Res. Rep., no. 5, 95 p.
- JANSSON, BERNE, WERNER, H., 1975  
Design of an open pit mine at Minba Range, Lamco, Liberia. 13th Inst. Symp. on the App. of computers and Math. for decision-making in the Min. Ind., Techn. Univ., Clausthal-Zellerfeld, West Germany, Oct. 1975
- METCHKARSKI, P., STOEVA, P., ILIEV, T., DEMIREV, A., 1977  
Studies of the deformation processes in east Maritsa open pit mines, people's republic of Bulgaria. High Inst. Min. Geol., Sofia, BGR.
- \* MINISTERE DES RICHESSES NATURELLES, 1975  
Rapport du glissement du 21 janvier 1975, Asbestos. Service de la Géotechnique.
- PITEAU, D.R., MARTIN, D.C., 1977  
Slope stability analysis and design based on probability techniques at the Cassian Mine (British Columbia open pit asbestos mine). Mem. Inst. Geol. Univ. Padova, no. 4, pp. 139-150.

- \* RICHARDS, B.C., COULTHARD, M.A., TOH, C.T., 1981  
Analysis of slope stability at Geonyella Mine. Can. Geot. J. vol. 18,  
pp. 179-194.
- ROSS-BROWN, D., 1972  
Slope design in open pit mines. Ph.D. Thesis, Imperial College,  
Londres.
- RYBAR, J., DUDEK, J., 1976  
Influence of structural-geological situation on the stability of the  
slopes of open cast mines near Kyjice (Czechoslovakia). S.B. Geol.  
Ved. Rada. Hig. Hydrogeol. Inz. Geol. (Prague), no. 13, pp. 29-49.
- \* SHIELDS, D.H. and HARRINGTON, E.J., 1981  
Measurements of slope movements with a simple camera. Proc. of the  
10th Intern. Conf. for Soil Mech. and Found. Eng. Stockholm, vol. pp.  
521-527.
- STREIFF, C., and al., 1978  
Problèmes d'exhaure et stabilité des pentes dans la mine à ciel ouvert  
de Marguesado. Burgcap, Paris, Cia. Andalura de Minas, Esp., Asoc.  
Nac. Ing. Minas Publ. Espagne, pp. 933-949.
- WEIR-JONES, I., BUMALA, R.G., 1975  
The design of slope stability monitoring systems. Fall Meeting, AIME-  
SME, Salt Lake City, Utah, Sept. 1975.
- WILSON, S.D., 1959  
Application of the principles of soil mechanics to open pit mining.  
Quart. J. Colorado School of Mines, Golden, Colo. vol. 54, no. 3.
- WYLLIE, D.C., MUNN, F.J., 1979  
The use of movement monitoring to minimize production losses due to  
pit slope failures. Golder Ass., Vancouver; Miller Freeman, publ. pp.  
75-94.

B-7 - BIBLIOGRAPHIE RELATIVE À LA STABILITÉ DES RÉSIDUS MINIERES

Note: Les auteurs précédés d'un astérisque (\*) sont ceux cités dans le texte.

- APLIN, C.L., ARGALL, C.O., 1972  
Tailing disposal today. Proc. 1st Intern. Tailing Symp. Tucson, Ariz.
- BALIGA, B.D., 1979  
Slope stability problems in Indian mines. Ind. Min. Eng. J. (Bombay), no 18(11), pp. 9-16.
- \* BISHOP, A.W., 1973  
The stability of tips and spoil heaps. Quart. J. Eng. Geol., no. 6, pp. 335-376.
- \* BLIGHT, G.E., 1969  
Shear stability of dumps and dams of gold mining waste. Transactions, South African Institution of Civ. Eng., vol. 11, March.
- BLUOMSBURG, G.L., BLOOMFIELD, R.A., 1979  
Seepage from partially saturated mine waste disposal systems. Proc. 17th Ann. Eng. Geol. Soils Eng. Symp., Moscow, ID, USA, pp. 181-196.
- \* BOUCHARD, R., TAVENAS, F., LEROUÉIL, S., 1982  
Méthode de calcul du tassement des remblais sur fondation argileuse. Rpt GCS-82-05, Univ. Laval, Québec.
- \* BRAUNER, C.O., CAMPBELL, D.B., 1973  
The tailing structure and its characteristics - a soil engineers' viewpoint. C.L. Alpin and G.O. Argall Ed., Tail. Disp. Today, Proc. 1st Int. Tail. Symp., pp. 59-96.
- \* BRAUNER, C.O., and MILLIGAN, V., 1972  
Geotechnical practice for stability in open pit mining. 2nd Int. Conf. on Stab. in Open pit mining, Soc. of Min. Eng. of AIME, New York.
- \* BRAUNER, C.O. and MILLIGAN, V., 1971  
Stability in open pit mining. 1st Int. Conf., Soc. of Min. Eng. of AIME, New York.

BURKE, H.H., 1969  
Design and construction of dams for retention of solid wastes. ASCE  
Nat. Meeting on Water Res. Eng., New Orleans, Louisiana, Feb.

\* CAPOZIO, N.U., OUIOMET, J.M., DUPUIS, M.M., 1980  
Geotechnical problems related to the building of a tailing dam on  
sensitive varved clay. Proc. 33rd Can. Geot. Conf. Calgary, Alberta.

CAMPBELL, D.B., BRAUNER, C.O., 1971  
The tailings dam, an engineered structure. Western Miner, pp.  
161-170.

\* CONLIN, B.H. 1981  
Design considerations for earthquake - resistant mine tailings  
impoundment structures. Golder Ass., Proc. 34th Can. Geot. Conf.  
Fredericton, N.B.

DEMIN, A.M., 1976  
Stability of open pit mines and tailings. Publ. Izd. Nedra, pp. 401-  
421, USSR.

DOBRY, R., ALVAREZ, L., 1969  
Seismic failure of Chilean tailings dams closure. ASCE vol. 95(SM1),  
pp. 1521-1526.

ENERGY, MINES AND RESOURCES, OTTAWA  
Stability of waste embankment. Mines Branch, IC 240, 1969.  
  
Tentative design guide for waste embankments in Canada. Mines Branch  
TB145, Ottawa, 1972.  
  
Waste embankments. Pit Slope Manuel, chap. 9, ed. D.F. Coates and Y.S.  
Yu, CANMET Report 77-1, 137p., 1977.

GLAZER, Z., PININISKA, J., 1979  
Field and laboratory observations of the pore pressure rise in unho-  
mogenous soil under the open cast slump. Eur. Reg. Conf. of the  
Intern. Soc. for Soil Mech. and Found. Eng. (7th Eur. Conf.), vol. 3,  
pp. 71-74.

GROUND, ENG. (BRENTWOOD), 1980  
Automatic stabilization of mine tailings. Ground Eng. no, 13(5),  
p. 27.

- \* HIGHTER, W.H., TOBIN, R.F., 1980  
Flow slides and the brittleness index of some mine tailings. Eng. Geol. (Amsterdam), no. 16(1-2), pp. 71-82.
- HIRSCHFELD, R.C., POULOS, S.J., 1972  
Casagrande Volume, Embankment dam engineering. John Wiley and Sons.
- \* HOARE, B., HILL, H.M., 1970  
The hydraulic construction of mine tailings dams. Can. Min. J., vol. 91(6), pp. 51-58.
- HORNER, E.I., 1981  
Surface stabilization of tailings disposal areas at Wabush Mines, Labrador. CIM Bull. (Montreal) 74/829, pp. 86-88.
- \* ISAACS, L.T., HUNT, B., 1981  
Seepage from free water above impermeable tailings. ASCE vol. 107, no. GT11, pp. 1563-1577.; discussion ASCE vol. 109(1), 1983, pp. 125-129.
- JEYAPALAN, J.K., 1980  
Analyses of flow failures of mine tailings impoundments. Ph.D. Thesis, Univ. of Berkeley, California.
- JEYAPALAN, J.K., DUNCAN, J.M., SEED, H.B., 1983  
Analyses of flow failures of mine tailing dams. ASCE, vol. 109(2), pp. 150-171.  
  
Investigation of flow failures of tailing dams. ASCE vol. 109(2), pp. 172-189.
- KEALY, C.D., SODERBERG, R.L., 1969  
Design of dams for mill tailings. U.S. Dept. of Int., Bur. of Mines Inform. Circular, no. 8410.
- KHILNANI, K.S. et al. 1979  
Stability of earthfill dam on soft silt under seismic loading. Proc. 32nd Can. Geot. Conf., Québec.
- KLOHN, E.J., 1972  
Design and construction of tailing dams. Can. Ming. Metall. Bull., no. 65(720), pp. 28-44.

- KLOHN, E.J., 1971  
Design and construction of tailing dams. Annual Western Meeting of  
Can. Inst. of Min. and Metall., Vancouver, B.C.
- \* KLOHN, E.J., MAARTMAN, C.H., LO, R.C.Y., FINN, W.D.L., 1979  
Simplified analysis for tailing dams. Proc. ASCE Spec. Conf. Earthqu.  
Eng. and Soil Dyn., vol. 1, pp. 540-557, Pasadena.
- KLOHN, E.J., MAARTMAN, C.H., 1973  
Tailing disposal today. Proc. 1st Int. Tail. Symp., Alpin and Argal  
ed., pp. 232-267.
- LABORATOIRES VILLE-MARIE INC., 1981  
Etude géotechnique, étang de rejets, mine Ferderber. Rapport interne  
no 72507, Montréal, Québec.
- MARCUSON, W.F. et al., 1979  
Liquefaction failure of tailings dams resulting from the near Izu  
Oshima earthquake. Proc. 6th Pan-Am Conf. Soil Mech. and Found. Eng.  
Lima, Pérou.
- MILLIGAN, V., SEYCHUCK, J.L., TURTON, R.R., 1977  
Geotechnical aspects of disposal and containment of low-level radio-  
active wastes. 24th Ont. Ind. Waste Conf., Toronto.
- MITCHELL, R.J., WONG, B.C., 1982  
Behaviour of cemented tailing sands. Can. Geot. J. no. 19(3), pp.  
289-295.
- MULARZ, S., 1973  
Toe failure processes on an open-cast mine waste dumps. Studia Geot.  
4(1), pp. 23-34.
- \* MULARZ, S., RYBICKI, S., 1977  
Subgrade and dump deformations caused by dumping of mine waste. Eng.  
Geol. (Amsterdam), no. 11(3), pp. 189-200.
- \* PETTIBONE, H.C., KEALY, C.D., 1971  
Engineering properties of mine tailing. ASCE vol. 97, SM9, pp.  
1207-1225.
- \* ROBINSKY, E.I., 1975  
Thickened discharge; a new approach to tailings disposal. Bull. Can.  
Inst. of Min. and Metall., déc. pp. 47-59.

- ROMITO, A.A., 1976  
Slope stability analysis of surface mine spoil banks. M.Sc. Thesis,  
Kent State Univ., Kent, Ohio, U.S.A.
- SANDY, J.D., and al., 1976  
Failure and subsequent stabilization of no 3 dumps at Mulfulira mine,  
Zambia. Trans. Inst. Min. Met. Sect. A. Min. Ind. (London), no.  
85(10), pp. 144-162.
- SCOTT, J.D., DUSSEAUULT, M.B., 1980  
Behaviour of oil sand tailings. 33rd Can. Geot. Conf., Calgary,  
Alberta, 35 pages.
- SHIELDS, D.H., 1975  
Innovations in tailings disposal. Can. Geot. J., vol. 12(3), pp.  
320-325.
- WEAVER, W.S., LUKA, R., 1970  
Laboratory studies of cement stabilized mine tailings. Can. Min.  
Metall. Bull., Sept. 1970.
- WERNO, M., OCZKOWICZ, J., 1979  
Stability of tailing dam above copper mines. Arch. Hydrotech., no.  
26(3), pp. 451-467 (Pologne).

B-8 - BIBLIOGRAPHIE RELATIVE AUX AFFAISSEMENTS LIÉS AU SOUS-MINAGE

Note: Les auteurs précédés d'un astérisque (\*) sont ceux cités dans le texte.

BRAÜNER, G., 1973

Subsidence due to underground mining. pt. 2, Ground Mvts and mining damage, U.S. Bur. Mines Inf. Circ., 8572, 53p.

\* BRAÜNER, et al., 1969

Diverses études d'affaissements miniers. Symp. Sci. Intern. sur la géodésie et la géologie des mines, la géométrie des gisements. Articles en allemand, résumés en français. Publ. Tchécoslovaque.

BROMS.B.B., 1978

Translatory slips in soft clays. Proc. Int. Conf. on Eval. and Pred. of Subsidence, pp. 169-187, Pensacola.

BUSHNELL, K.O., 1977

Mine subsidence. Pittsb. Geol. Soc., Freedman J.L. (Editor), pp. 9-16.

\* DUNNRUD, C.R., 1976

Some engineering geologic factors controlling coal mine subsidence in Utah and Colorado. Geol. Survey Prof. Paper no. 969, U.S. Dept. of Int.

ELIFRITS, C.D., 1980

A study of subsidence over a room and pillar coal mine. Doc. Thesis of Missouri Univ., Rolla, Mo., USA, 130 p.

FOOSE, R.M., 1968

Surface subsidence and collapse caused by ground water withdrawal in carbonate rock areas. Proc. 23rd Int. Geol. Cong., Prague.

GRARD, C., 1969

Les affaissements miniers et les moyens permettant de limiter leurs effets à la surface du sol. Rev. Ind. Minérale, Paris, vol. 51, no 1, pp. 35-70.

HAGOOD, D.W., 1975

Design of pillars for overburden support in coal mines. Mines Mag. (Denver), no 65(3), pp. 14-17.

- LEWIS, D.A., 1980  
Subsidence and mine drainage consequences of underground coal mining.  
Doc. Thesis of Calif. Univ., Los Angeles, USA, 210 p.
- MITCHELL, G.S., 1978  
Abandoned coal and clay mines, subsidence potential in Summit and  
Portage Counties, Ohio. Thesis of Kent State Univ., Ohio, USA.
- MUNSON, D.E., BENZLEY, S.E., 1980  
Analytic subsidence model using void-volume distribution functions.  
The state of the art in rock mech., 21st Symp., Rolla, Mo. USA, Proc.  
pp. 299-307.
- RIDDLE, J.M., 1980  
Dealing with subsidence and SMCRA. Co. School Mines; Min. Eng. no.  
32(12), pp. 1702-1704.
- ROGOWSKA, J., 1978  
Experimental studies of formation of subsidence throughs in loose  
sediments taking into account density changes, part 2, step throughs.  
Arch. Gorn 23(1), p. 39-62, Poland.
- ROPSKI, W., LAMA, R.D., 1973  
Subsidence in the near vicinity of Longwall face. Intern. J. Rock  
Mech. and Mining Sci., vol. 10, no 2, pp. 105-118.
- SAVAGE, W.Z., 1981  
Prediction of vertical displacements in a subsiding elastic layer.  
US.. Geol. Surv. Denver, Co; Geophys. Res. Letters no. 8(3), pp.  
195-198.
- SIMONS, N.E., 1977  
Slips, settlements and sinkholes. Univ. of Survey, inaugural  
lecture.
- TANDANAND, S., POWELL, L.R., 1982  
Assessment of subsidence date from the Northern Appalachian Basins for  
subsidence prediction. Bur. of Mines Rep. of Invest. 8630, 14 p.
- ZWARTENDYK, J., 1971  
Economic aspects of surface subsidence resulting from underground  
mineral exploitation. Pennsylvania State Univ., Ph.D. Thesis, 411 p.

WARDELL, K., 1971

The effect of mineral and other underground excavation on the overlying ground surface. Symp. on Geol. and Geogr. pbs. of areas of high population density, Washington 1970. Proc. Sacramento, Calif. Assoc. Eng. Geol., pp. 201-213.

B-9 - BIBLIOGRAPHIE RELATIVE AUX VIBRATIONS ET DYNAMITAGE

Note: Les auteurs précédés d'un astérisque (\*) sont ceux cités dans le texte.

A.F.T.E.S., 1974

Texte provisoire des recommandations concernant l'étude des effets sismiques de l'explosif. Revue Tunnels et ouvrages souterrains no 2, mars-avril 1974, France.

ANDREWS, A.B., 1977

Air blast and ground vibrations in open pit mining. Research Energy of Ohio Inc., USA.

\* BASHAM, P.W., WEICHERT, D.H., BERRY, M.J., 1979

Regional assessment of seismic risk in Eastern Canada. Bull. of Seismolog. Soc. of Am., vol. 69(5), pp. 1567-1602.

BERTRANDY, R., 1973

Les nuisances provoquées par les tirs de mines. Nuisances et Environnements, numéro hors série, oct., France.

\* BLUME, J.A., 1977

The sum procedure for site acceleration-magnitude relationships. 6th WCEE, New-Delhi.

\* BOLT, B.A., 1973

Duration of strong ground motions. 5th WCEE, Rome.

\* BOXHO, J., 1977

Vibrations dues aux tirs, critères de dégâts et environnement. Annales des Mines de Belgique, Oct.

BOORE, D.M., 1973

The effect of simple topography on seismic waves. BSSA, vol. 63, no 5.

BRAWNER, C.O. and MILLIGAN, V., 1972

Geotechnical practice for stability in open pit mining. 2nd Int. Conf. on stab., in open pit mining, Soc. of Min. Eng. of AIME, New York.

- BRAWNER, C.O. and MILLIGAN, V., 1971  
Stability in open pit mining. 1st Intern. Conf., Soc. of Min. Eng. of AIME, New York.
- CASE, J.B., SHAW, D.E., GUSEK, J.J., 1979  
Explosive casting technology in surface mining. Proc. 20th symp. of Rock Mech., Austin, USA, pp. 471-480.
- CASTRO, G., and CHRISTIAN, J.T., 1976  
Shear strength of soils and cyclic loading. ASCE, vol. 102(GT9).
- CASTRO, G., and POULOS, S.J., 1977  
Factors affecting liquefaction of cyclic mobility. ASCE, vol. 103(GT6) pp. 501-516; discussion Feb. 1980 ASCE GT2, pp. 211-214.
- \* CHAPOT, P., 1981  
Etude des vibrations provoquées par les explosifs dans les massifs rocheux. Rap. de recherche LPC no 105, LCPC, Paris.
- D.I.N. 4150, 1975  
Erschütterungen in Bauwesen. 3 parties, normes de vibrations de la Rép. féd. allemande.
- \* DOBRY, R, OWEISS, I., URZUA, A., 1976  
Simplified procedures for estimating the fundamental period of a soil profil. BSSA, vol. 66, no 4.
- \* DONOVAN, N.C., 1973  
A statistical evaluation of strong motion data including the Feb. 9, 1971, San Fernando earthquake. 5th WCEE, Rome.
- FERAHIAN, R.H., GRAEFE, P.W.V., 1972  
Comparison of earthquake, blast, and pulse excitations. Engineering Journal, March, no. 3, vol. 55.
- GUPTA, M.K., PRAKASH, S., 1977  
Sand liquefaction during shake table vibration. Proc. 6th World Conf. on Earthqu. Eng., New Delhi, India, pp. 2169-2174.
- HAGAN, T.N., 1977  
Initiation sequence vital element of open pit blast design. Proc. of the 16th U.S. Symp. on Rocks Mech. pp. 345-355.

- HAGAN, T.N., KENNEDY, B.J., 1977  
A practical approach to the reduction of blasting nuisances from surface operations. Australian Mining, Nov.
- HENDRON, A.J.J., DOWDING, C.H., 1974  
Ground and structural response due to blasting. CR 3e congrès de la Soc. Intern. de la Meca. des Roches, Denver, USA.
- ISHIHARA, K., YASUDA, S., 1972  
Sand liquefaction due to irregular excitation. Soils Found. vol. 12 no. 4, pp. 65-67.
- I.S.O./T.C. 108/WG7(U.K.-4), 1971  
United Kingdom proposals for vibration and chock limits for building with particular reference to human tolerance.
- KHILNANI, K.S., BYRNE, P.M., YEUNG, K.K., 1979  
Stability of earthfill dam on soft silt under seismic loading. Proc. 32th Can. Geot. Conf., Québec.
- LANGFORS, U., KIHLMSTROM, B., 1978  
The modern technique of rock blasting. Halsted Press, N.Y., pp. 24-27.
- LEE, K.L., ALBAISA, A., 1974  
Earthquake induced settlements in saturated sands. ASCE, JGTD, vol. 100, GT4.
- MATSUMOTO, H., YUNOMURA, F., KUJYU, K., ISE, T., 1973  
Some problems of blasting in open pit mining. J. Ind. Explos. Soc. Jap. (Tokyo), no 34(1), pp. 23-29.
- \* MCGUIRE, R.K., 1978  
Seismic ground motion parameter relation. ASCE, JGTD, vol. 104, GT4.
- MILNE, W.G., 1977  
Seismic risk maps for Canada. Proc. 6th World Conf. on Earthquake Eng., New Delhi, p. 930.
- \* MILNE, W.G., and DAVENPORT, A.G., 1969  
Distribution of Earthquake risk in Canada. Bull. of Seismological Soc. of Am., vol. 59 (2).

- MURPHY, J.R., O'BRIEN, L.J., 1977  
The correlation of peak ground acceleration amplitude with seismic intensity and other physical parameters. BSSA, vol. 67, no 3.
- OLSON, J. et al., 1970  
Mine roof vibrations from underground blasts. USBM, Report of Investigation, no 7 - 330.
- OLSON, J.J., DICK, R.A., FOGELSON, D.E., 1970  
Mine roof vibrations from underground blasts. U.S. Bur. of Mines, R.I., no 7330, 55 p.  
  
Mine roof vibrations from production blasts; Shullsburg Mine. Wis., U.S. Bur. of Mines, RI. no 7462, 35 p.
- ORIARD, L.L., 1970  
Blasting operations in the urban environment. Ass. of Eng. Geol. Annual Meeting, Washington, D.C.
- PREVOST, J.H., and HUGHES, T.J.R., 1978  
Mathematical modeling of cyclic soil behaviour. Proc. of the ASCE Geot. Eng. Div. Spec. Conf. on Earthquake Eng. and Soil Dyn., Pasadena, California.
- PYKE, R., CHAN, C.K., SEED, H.B., 1974  
Settlement of sands under multi-directional shaking. Rep. 74-2, Univ. of Berkeley, California.
- RICHARDS, B.G., COULTHARD, M.A., TOH, C.T., 1981  
Analysis of slope stability at Goonyella Mine. Can. Geot. J., vol. 18, pp. 179-194.
- SADOWSKIY, M.A., KOSTYUCHENKO, V.N., 1974  
The seismic effects of underground explosions. Doklady Earth Sciences, vol. 215, no 15.
- SANGREY, D.A. et al., 1978  
Cyclic loading of sands, silts and clays. Proc. of the ASCE Geot. Eng. Div. Spec. Conf. on Earthquake Eng. and Soil Dyn., Pasadena, California.
- \* SCHNABEL, P.B., LYSMER, J., SEED, H.B., 1972, 1973  
A computer program for earthquake response analysis of soil structure and of horizontally layered sites. Earthqu. Eng. Res. Centre, Rpt. EERC 72-12 and EERC 73-16, Berkeley Univ., California.

- SISKIND, D.E., 1973  
Ground and air vibrations from blasting. Subsect. 11.8 in SME Min. Eng. Handbook, ed. by A.B. Cummins and I.A. Given, Soc. of Min. Eng. of the Am. Inst. of Min., Met. and Petr. Eng. Inc., N.Y., pp. 11-111.
- SISKIND, D.E., et al., 1973  
Mine roof vibrations from underground blasts, Pilot knob. U.S. Bur. of Mines, Rept. of Investigation, no. 7.764, 21 p.
- \* SNODGRAS, J.J., SISKIND, D.E., 1974  
Vibrations from underground blasting. U.S. Bur. of Mines, Rep. of Investigation, no. 7-937.
- \* TRIFUNAC, M.D., BRADY, A.G., 1975  
Correlation of peak acceleration, velocity and displacement with earthquake magnitude, distance and site conditions. EESD, vol. 4, no. 5.
- \* TRIFUNAC, M.D., BRADY, A.G., 1975  
A study of the duration of strong earthquake motions. BSSA, vol. 65, no. 3.
- UCAR, R., 1979  
Importance of overburden in blasting design and parameters to consider. Geos. no. 24, Caracas, pp. 3-10, en Espagnol, résumé en Anglais.
- WEBER et al., 1974  
Texte provisoire des recommandations concernant l'étude des effets sismiques de l'explosifs. Tunnels et ouvrages souterrains, no 2, mars-avril, France.
- WEICHERT, D.H., MILNE, W.G., 1979  
Canadian methodologies of probabilistic seismic risk estimation. Bull. of the Seismolog. Soc. of Am. vol. 69(5), pp. 1549-1566.
- WHITMAN, R.V., ORTIGOSA, P., 1968  
Densification of sand by vertical vibration. Soils Publ. no. 22, Dept. of Civ. Eng., M.I.T., Mass., U.S.A.
- \* YONG, S, Chae, 1978  
Design of excavation blast to prevent damage. Civil Engineering, ASCE, avril 1978.
- YOUD, T.L., 1970  
Densification and shear of sand during vibration. ASCE, JSMFD, vo. 96, SM3.

YOUD, T.L., 1972

Compaction of sands by repeated shear straining. ASCE, vol. 98 (SM7).

B-10 - BIBLIOGRAPHIE RELATIVE AU DRAINAGE  
ET ÉCOULEMENT DANS LES DÉPÔTS SUPERFICIELS DES MINES

Note: Les auteurs précédés d'un astérisque (\*) sont ceux cités dans le texte.

ABRAO, P.C., 1978

Open pit slopes drainage through horizontal boreholes. A/C Geotecnica, Sao Paulo, Brazil; publ. Assoc. Nac. Ing. Minas, pp. 573-583 SIAMOS-78 Espagne.

ASIA MIN. (Manila), 1980

Drainage of mines by submersible pump. Asia Min. no. 13(9), p. 66.

BLOOMSBURG, G.L., BLOOMFIELD, R.A., 1979

Seepage from partially saturated mine waste disposal systems. Proc. 17th Ann. Eng. Geol. Soils Eng. Symp., Moscow, ID, USA, pp. 181-196.

BRAWNER, C.O., 1968

The influence and control of groundwater in open pit mining. 5th Can. Symp. on Rocks Mech., Univ. of Toronto.

BRIECHLE, D., VOIGT, R., 1981

Deep open pit mining and groundwater problems in the Rhenish lignite district. Stud. Rep. Hydrol. (IAHS-UNESCO) no. 28, pp. 274-290.

FINK, G.B., 1979

Cost effectiveness of aquifer dewatering. Undergr. Coal Min. Symp., Louisville, KY, USA, McGraw-Hill Publ., pp. 147-157.

GEE, G.W., GILLEY, J.E., BAUER, A., 1976

Use of soil properties to estimate soil loss by water erosion on surface-mined lands of Western North Dakota. N. Dak. Agr. Exp. Sta. Farm. Res. 34(2), pp. 40-43.

GILLEY, J.E., and al., 1976

Runoff erosion characteristics of surface-mined sites in Western North Dakota. Trans. Am. Soc. Agr. Eng. 20(4), pp. 697-704.

HADLEY, R.F., et al., 1980

Methodology for hydrologic assessment of potential surface-mine sites. Geol. Surv. Prof. Paper (Wash. D.C.) 1175, pp. 274-275.

- HAUG, M.D., GERWICK, B.C., 1982  
A feasibility study for controlling groundwater around an open pit mine with a slurry trench cut off. Proc. 35th Conf. Can. Geot., Montreal, pp. 205-219.
- HERRMANN, J.G., 1980  
Water infiltration control to achieve mine water pollution control, the Dents Run Watershed Demonstration Project. Rep. no. EPA-600/PS 7-80-128, 6p.
- HOOD, W.C.  
Predicting mine effluent and ground water quality prior to mining. Ill. Min. and Miner. Resources Res. Inst., South. Ill. Univ., Carbondale.
- KAPOR, B., BRALIC, J., 1979  
Design of impermeable barriers against inflow of water or sand into underground mines; Rud. Glas. no. 2, pp. 18-26, Yugoslavia.
- LEBOEUF, D., 1982  
Étude expérimentale et paramétrique de l'écoulement de l'eau souterraine dans les pentes argileuses du Québec. M.Sc. Univ. Laval, Québec.
- LEFEBVRE, G. et al., 1981  
Effectiveness of seepage control elements for embankments on semi-pervious foundations. Can. Geot. J., vol. 18, pp. 572-576.
- LEWIS, D.A., 1980  
Subsidence and mine drainage consequences of underground coal mining. Doct. thesis of Univ. of Calif., Los Angeles, USA, 210 p.
- LIARD, A., SAURIOL, G., SOMMELET, H., 1981  
Study of superficial and subterranean drainage of the open cast mine of Gaspé Mines, Murdochville, Québec. CIM Bull. (Montreal), no. 74 (829), pp. 73-80.
- LLOYD, J.W., 1978  
The implications of gravel extraction on groundwater conditions. Publ. Asoc. Nac. Ing., Minas, pp. 1249-1264, Espagne.
- MIRONENKO, V.A., KIRJUKHIN, V.A., KOROTKOV, A.I., 1980  
Monitoring of groundwater resources and water quality in mining development regions. 26th Int. Geol. Congr. resumes no 26, vol. 3, p. 1137, Paris, France.

- MONTANA, DEPT. OF NAT. RES. AND CONSERV., 1977  
Mine drainage control from metal mines in a subalpine environment, a feasibility study; Eng. Bur., Helena, MT, USA, 168 p.
- MORAN, S.R., CHERRY, J.A., 1981  
The hydrologic response of aquifers at surface-mine sites in western North Dakota. Can. Geot. J., no. 18(4), pp. 543-565.
- PUENTE, C., NEWTON, J.G., 1979  
Effect of surface mining on the hydrology of crooked and turkey creek basins in Jefferson County, Alabama. U.S. Geol. Surv., Water-Resour. Invest., no. 908, WRI 79-91, 46 p.
- SWAISGOOD, J.R. and TOLAND, G.C., 1972  
The control of water in tailings structures. Proc. 1st Intern. Tailing Symp., C.L. Aplin and G.A. Argall eds., Tuscon, Ariz., pp. 138-163.
- TERADA, M. and al., 1980  
Prediction on the drainage control by mine sealing (3rd report), studies on the technique to prevent the pollution at closed mines. J. Min. Metall. Inst., Jap., no. 96 (1114) pp. 863-870.
- VENBURG, L.C., 1979  
Dewatering of mines, a practical analysis. Proc. of 1st Intern. Mine Drainage Symp., Denver, Col., Miller Freeman Publ., pp. 219-232.
- WATER AND POWER RESOURCES SERVICE, 1981  
Groundwater manual. Water and Power Resources Service, U.S. Dept. of the Interior.
- WILSON, J.L. and Al., 1979  
Three-stage approach to groundwater control, design and evaluation for strip mines. Symp. on Surf. Min. Hydr. Sed. and Reclam., Lexington, K.Y., U.S.A., pp. 175-180.

B-11 - BIBLIOGRAPHIE RELATIVE À L'ENVIRONNEMENT ET LA POLLUTION

Note: Les auteurs précédés d'un astérisque (\*) sont ceux cités dans le texte.

AMMONS, J.T., PERRY, E.F., 1979

The relationship of overburden analysis to mine soil properties in post mining land use. W. Va. Univ., Plant Sci. Div., Morgantown, W.V., USA. McGraw-Hull publ. pp. 170-176.

ARKLE, T., 1971

Mine spoil potential for water quality and controlled erosion. U.S. EPA, 14010 EJE 12/71, 206 p., or Nat. Technical Inf. Serv., Springfield Va., PB 208347.

BECKER, J.L., 1978

Trace elements in the hydrological environment of surface mines. Eos (Am. Geophys. Union, Trans.) no. 59 (12), 1068 p.

BILZ, P., 1978

Mesures taken to protect a system of slopes in an overburden dump of an open-cast lignite mine. Z. Geol. Wiss. 12, pp. 1465-1475, Rep. Dem. Allemande.

BROMWELL, L.G., OXFORD, T.P., 1977

Waste clay dewatering and disposal. Geot. Pract. for Disp. of Solid Waste Mat., ASCE Spec. Conf., Juin p. 541.

BYRNES, W.R., MCFEE, W.W., STOCKTON, J.G., 1980

Properties and plant growth potential of mineland overburden. U.S. EPA Ind. Envir. Res. Lab., Office of Res. and Dev., SEA-CR IAG no. 624-15-18.

COLBURN, P., 1980

Estimation of the potential oxidation rate of pyrite in coal mine spoils. Reclam. Rev. no. 3 (2), pp. 121-123.

ENERGY, MINES AND RESOURCES, OTTAWA

Mining and environmental law, by G. McGee, Mineral Bull, MR138, 1973.

ENERGY, MINES AND RESOURCES, OTTAWA

A digest environmental regulations pertinent to open pit mining in Canada, by Dames and Moore, CANMET Rep. 76-16, Mining Research Lab. Ottawa, 54 p., 1976.

Tentative design guide for mine waste embankments in Canada. Mines Branch TB145, Ottawa, 1972.

GEE, G.W., BAUER, A., DECKER, R.S., 1976

Physical analyses of overburden materials and mine lands soils. Symp. on reclam. of drastically disturbed lands, Wooster, Ohio, U.S. or Am. Soc. Agr. Sci. Soc., pp. 665-686, 1978.

GILLEY, J.E., et al., 1977

Runoff and erosion characteristics of surface-mined sites in Western North Dakota. Trans. Am. Soc. Agric. Eng., no 20(4), p. 697-704.

GOEKE, H., 1978

Limits to environmental protection from the view of the open-pit and quarry industry. Berg-Huettenmaenn. Monatsh., no. 123(6), pp. 195-201, Austria.

HAIGH, M.J., 1980

Slope retreat and gulying on revegetated surface mine dumps, Waun Hoscyn, Gwent. Dept. Geogr., Univ. of Chicago, Ill., USA; Earth Surf. Process., no 5(1), pp. 77-79.

HARRIS, A.G., 1981

Stabilization of abandoned deep mines. Dept. Geol., Youngstown, State Univ., OH. 90th annual meeting of Ohio Acad. of Sci., the Ohio J. of Sci. no. 81, 46 p.

HERRMANN, L.G., 1980

Water infiltration control to achieve mine water pollution control, the Dents Run Watershed Demonstration Project. Rep. no EPA-600/PS7-80-128, 6 p.

LECHNER, E.M., 1978

Technologic measures for environmental protection in the planning and operation of open-pit mines. Berg-Huettenmaenn. Monatsh. no. 123(6), pp. 202-208, Autriche.

LEWIS, M.A., 1977

Influence of an open pit copper mine on the ecology of an upper Sonoran intermittent stream. Doct. Thesis, Arizona State Univ., Tempa, USA.

- LINDORFF, D.E., CARTWRIGHT, K., HERZOG, B.L., 1981  
Hydrogeology of spoil at three abandoned surface mines in Illinois, preliminary results. Ill. Inst. Nat. Res., State Geol. Surv. Div., Champaign, Ill., Envir. Geol. Notes no. 98, 18 p.
- McKENZIE, G.D., 1977  
Spoil bank erosion and associated problems in orphaned strip-mined land, Gallia County, Ohio. Abstr. Programs (Boulder), no. 9(5), p. 630.
- MERCIER, M.J., HOOD, W.C., 1978  
Spoil bank pollutant potential in the Southern Illinois basin. Geol. Soc. Am., Abstr. Programs, no. 10(7), 455 p., 91st, meeting.
- MILLER, C.J., and al., 1979  
Suggested guidelines for method of operation in surface mining of areas with potentially acid-producing materials. 6th Symp. on Surf. Coal Min. and Recl., Coal Conf. and Expo V, Louiseville, McGraw-Hill, N.Y. pp. 177-197.
- MINISTÈRE DE L'ENVIRONNEMENT, 1982  
Directives no 019, industries minières. Gvt. du Québec, min. de l'Env. Ste-Foy, Qué. Can.
- MIRONENKO, V.A., KIRJUKHIN, V.A., KOROTKOV, A.I., 1980  
Monitoring of groundwater resources and water quality in mining development regions. 26th Int. Geol. Congr. Resume no 26, vol. 3, p. 1137, Paris, France.
- MITTAL, H.K., HARDY, R.M., 1977  
Geotechnical aspects of a tar sand tailings dyke. Geot. Pract. for Disp. of Solid Waste Mat., ASCE, pp. 327-437.
- MORAN, S.R., GROENEWOLD, G.H., CHERRY, J.A., 1978  
Geologic, hydrologic and geochemical concepts and techniques in overburden characterization for mined land reclamation. N.D. Geol. Surv., Rep. Invest. 63, 152 p., Alb. Res. Council, Edmonton.
- MORIN, K.A., CHERRY, J.A., LIM, T.P., VIVYURKA, A.J., 1982  
Contaminant migration in a sand aquifer near a inactive uranium tailings impoundment, Elliot Lake, Ontario, Can. Geot. J. vol. 19(1), p.49.
- NATIONAL COAL BOARD, 1973  
Spoil heaps and lagoons. London, 232 p.

- NAWROT, J.R., 1979  
Quantification of environmental impacts due to abandoned mine sites.  
Doc. of Ill. Inst. of Nat. Res. no. 79(29), pp. 53-84.
- ROBERTS, J.O.L., YONG, R.N., ERSKINE, H.L., 1980  
Surveys of some tar sand sludge ponds: results and interpretations.  
Proc. of the Applied Oilsands Geosc. Conf., Univ. of Alberta, Edmonton,  
36 p.
- ROBINSKY, E.I., 1978  
Tailings disposal by the thickened discharge method for improved economy  
and environmental control. Proc. of the 2nd Intern. Tail. Symp.,  
Denver, Colorado, no 2, pp. 75-95.
- SANDOVAL, F.M., POWER, J.F., 1977  
Laboratory method recommended for thermal analysis of mined-land  
spoils and overburden in Western United States. U.S. Dept. Agr., Agr.  
Handbook 525, 31 p.
- SCOTT, J.D., DUSSEAUULT, M.B., 1981  
Disposal of oil sand tailings sludge. Proc. 34th Can. Geot. Conf.,  
Fredericton, N.B., Canada.
- SENCINDIVER, J.C., 1977  
Classification and genesis of minesoils. Ph.D. thesis, West Virginia  
Univ., Morgantown, WV, USA.
- SIMPSON, D.G., PLASS, W.T., 1980  
Role of overburden analysis in surface mining. Wheeling, WV, U.S., 6-7  
May 1980, Bureau of Mines Information Circular 8863, 1982.
- SMITH, R.M., SENCINDIVER, J.C., 1980  
Overburden sampling and analysis. Proc. of Sem. on the role of over-  
burden analysis in surface mining, Wheeling, WV, U.S., or Bur. of Mines  
Inf. Cir. 8863, 1982, pp. 13-20.
- SMITH, R.M., and al., 1976  
Extensive overburden potentials for soil and water quality. U.S. EPA,  
Cincinnati, Ohio, Protection Techn. Series, EPA 600/2-76-184, 310 p.
- SMITH, R.M. and al., 1974  
Mine spoil potentials for soil and water quality. W.Va. Univ. Coll.  
Agr. and Forest, Morgantown, W.Va., USA, report no EPA-670/2-74-070,  
303 p.

- SOBEK, A.A., and al., 1978  
Field and laboratory methods applicable to overburdens and minesoils.  
U.S. EPA/2-78-054, Cincinnati, Ohio, 204 p.
- SORENSEN, D.L. et al., 1980  
Determining the lime requirement for the Blackbird mine spoil. J.  
Environ. Qual. no 9(1), pp. 162-166, Utah State Univ., Water Res. Lab.,  
Logan, Utah, USA.
- SURFACE MINE DRAINAGE TASK FORCE, 1979  
Suggested guidelines for method of operations in surface mining of areas  
with potentially acid-producing materials. Greenlands vol. 9, no. 2,  
20 p.
- SWAISGOOD, J.R. and TOLAND, G.C., 1972  
The control of water in tailings structures. Proc. 1st Intern. Tailing  
Symp., C.L. Aplin and G.O. Argall eds., Tuscon, Ariz., pp. 138-163.
- TERADA, M., and al., 1980  
Prediction on the drainage control by mine sealing (3rd report), studies  
on the technique to prevent the pollution at closed mines. J. Min.  
Metall. Inst. Jap., no. 96(1114), pp. 863-870.
- THOMSON, G.M., ROBIN, S., 1972  
Colliery spoil tips - after Abergan. Inst. of Civ. Eng., London.
- U.S. CODE OF FEDERAL REGULATIONS, 1979  
Surface coal mining and reclamation operations permanent regulatory  
program. Fed. Register, v. 44, no. 50, 91 Stat. 475-503, 13 mars 1979.
- U.S. CONGRESS, 1977  
Surface mining control and reclamation act of 1977. Public law 95-87,  
91 stat. 475-503, 3 Aug. 1977.
- WIRAM, V.P., RALSTON, D.A., 1980  
Use of soil-overburden data in mine planning and development. Proc. of  
seminar on the role of overburden analysis in surface mining, Simpson  
and Plass, Wheeling, WV. USA, May 1980. Bur. of Mines Inf. Circ. 8863  
pp. 21-37, 1982.
- ZELLMER, S., WILKEY, M., 1979  
A multidisciplinary approach to reclamation of abandoned refuse sites.  
Undergr. Coal Min. Symp., Louisville, KY., USA, McGraw-Hill publ.,  
pp. 57-67.

B-12 - BIBLIOGRAPHIE D'INTÉRÊT GÉNÉRAL

Note: Les auteurs précédés d'un astérisque (\*) sont ceux cités dans le texte.

- BARTON, C.M., 1974  
Bore hole sampling of saturated uncemented sands and gravels. Ground water no. 12(3), pp. 170-181.
- \* BISHOP, A.W., 1954  
Correspondance on shear characteristics of saturated silt measured in triaxial compression. Geotechnique, vol. 4, pp. 43-45.
- BJOERKSTEDT, K., 1980  
The caving of the hanging wall at Straassa Mine in middle Sweden. 26th Int. Geol. Congr. Abstr., résumés vol. 3, pp. 1182, Paris.
- \* BOROWICKA, H., 1978  
Über die struktur der boden (on soils structure). Mitt. Inst. Grundbau Bodenmech. Tech. Univ. Vienne, vol. 15, pp. 3-12.
- BOSSE, J.P., 1979  
Résistance cyclique d'une argile varvée. Thèse de maîtrise, Université de Sherbrooke, Qué.
- BRAWNER, C.O. and MILLIGAN, V., 1972  
Geotechnical practice for stability in open pit mining. 2nd Int. Conf. on stab. in open pit mining, Soc. of Min. Eng. of AIME, New-York.
- BRAWNER, C.O. and MILLIGAN, V., 1971  
Stability in open pit mining. 1st Int. Conf. Soc. of Min. Eng. of AIME, New-York.
- BRAWNER, C.O., STACEY, P.F., STARK, R., 1976  
A successful application of mining with pit wall movement. CIM Bull. no. 69(768), pp. 68-75.
- BROMS, B.B., 1978  
Translatory slips in soft clays. Proc. Int. Conf. on Eval. and Pred. of Subsidence, pp. 169-187, Pensacola.
- \* CAQUOT et KERISEL, 1966  
Traité de mécanique des sols. Gauthier-Villars ed., France.

- CASAGRANDE, A., 1940  
- Characteristics of cohesionless soils affecting the stability of slopes and earth fills. Contributions to Soil Mechanics, 1925-40. Boston Society of Civ. Eng., Oct. 1940, pp. 257-276.  
- Seepage through dams., p. 295-336.
- CASAGRANDE, L., POULOS, S.J., 1969  
On the effectiveness of sand drains. Can. Geot. J. no 6(3), pp. 287-326.
- CASTANY, G., 1967  
Traité pratique des eaux souterraines. Dunord, Paris, 2e éd. 696 p.
- CECCHI, A., 1977  
Problems of mining in the Treviso region. Ind. Min. (Rome) no. 28(3), pp. 196-201, Italie.
- CHAPUIS, R., MESSIER, B., 1979  
Erodabilité des argiles NBR. Rapport no 491-1-A, Monterval.
- DALY, P.S., 1981  
Ground control monitoring at the Ruttan mine; Sheriff Gordon Mines, Leaf Rapids, MB, Can., CIM Bull. no. 74(829), pp. 95-99.
- DANIEL, A.W.T., HARVEY, K.C., BURLEY, E., 1975  
Stress-strain characteristics of sand. ASCE, vol. 101 GT5, pp. 508-512.
- \* D'APPOLONIA, D.J. et al., 1967  
Determination of the maximum density of cohesionless soils. 3rd Asian Reg. Conf. Soil. Mech. Found. Eng., Haifa, Israel.
- DEARDORFF, G.B., LUNSDEN, A.M., HEFFERON, W.M., 1980  
Pneumatic piezometers, multiple and single installations in vertical and inclined boreholes. Can. Geot. J. no. 17(2), pp. 313-320.
- DENEKAMP, S.A., TSUR-LAVIE, Y., 1981  
Measurement of porosity in natural sand deposits. ASCE vol. 107 GT4, pp. 439-447.
- DOUVILLE, S., 1981  
Contribution à l'étude de l'érosion des sols cohésifs intacts. Thèse de maîtrise, Dept. de Génie civil, Univ. de Sherbrooke, Québec.

- DRAGOWSKI, A., KACZYNSKI, R., PININSKA, J., 1979  
Influence of an erosional gully on the conditions of sulfur mining in the Tarnobrzeg area. *Przeegl. Geol.* no. 27:3.3(311), p. 164-171, Pologne.
- FILHO, P.R., 1979  
Behaviour in cone penetration tests in saturated sands. *Doct. thesis, Univ. of London, G.B.*
- \* FILLIAT, G., 1981  
*La pratique des sols et fondations. Ed. des Moniteur, Paris.*
- \* FLON, P., 1982  
Energie de remaniement et rétrogression des coulées d'argile. *Thèse de maîtrise, Univ. Laval, Québec.*
- \* GOLDER, H.Q., 1979  
Soil and rock mechanics problems in mining. *6th Pan. Am. Conf. of Soil Mech. and Found. Eng., Lima, Pérou, pp. 1-55.*
- GRIVAS, D.A., HARR, M.E., 1980  
Particle contacts in discrete materials. *ASCE vol. 106 GT5, pp. 559-564.*
- \* GRONDIN, G., 1978  
Étude de la susceptibilité aux coulées d'argile. *Thèse de maîtrise, Univ. de Sherbrooke, Québec.*
- HAIGH, M.J., 1980  
Slope retreat and gully on revegetated surface mine dumps, Waun, Hoscyn, Gwent. *Dept. Geogr., Univ. of Chicago, Ill. U.S.A.; Earth Surf. Process., no. 5(1), pp. 77-79.*
- HARR, M.E., 1962  
*Groundwater and seepage. McGraw Hill, New York.*
- HEIDLAGE, R., 1980  
The Bureau of Mines mine map repository, services and activities. *Proc. of the 15th meet. of the Geosci. Inf. Soc., pp. 95-103.*
- HIRSCHFELD, R.C., 1963  
Stress deformation and strength characteristics of soils. *Harvard Univ., U.S.A.*

- HIRSCHFELD, R.C., POULOS, S.J., 1972  
Casagrande volume, embankment dam engineering. John Wiley and Sons.
- HOLTZ, R.D., KOVACS, W.D., 1981  
An introduction to geotechnical engineering. Prentice-Hall Civ. Eng. and Eng. Mech. Series, Newmark and Hall Ed., 733 p.
- HOPPE, R., 1976  
Open pit mining, tools to cope with problems. Eng. Min. J., vol. 177-6 pp. 187-206.
- JACKSON, J.G. and al., 1980  
Loading rate effects on compressibility of sands. ASCE 106 GT8, p. 850.
- KANJI, M.A., 1970  
Shear strength of soil-rock interfaces. M.S. thesis, Dept. of Geol. Univ. of Illinois, Urbana.
- KIHARA, T. and al., 1980  
On the mineral contents in artesian water from some mine goaves. Kyushu Inst. Technol. Bull., Sci. Techn. no. 41, 25 p.
- \* LEBUIS, J., RISSMANN, P., 1979  
Les coulées argileuses dans les régions de Québec et Shawinigan. Rapport interne, MER, Québec.
- \* LEE, K.L., 1965  
Triaxial compressive strength of saturated sands under seismic loading conditions. Ph. D. Thesis, Berkeley Univ., California.
- \* LEE, K.L., SEED, H.B., 1967  
Drained strength characteristics of sands. ASCE vol. 93 (SM6) pp. 117-141.
- LEONARDS, G.A., 1968  
Les fondations. Ed. Dunod, Paris.
- LEONARDS, G.A., 1962  
Foundation engineering. McGraw-Hill, 1136 p.
- LEROUEIL, S., 1982  
Cours de cisaillement et consolidation. Univ. Laval, Québec.

- LEROUEIL, S., LEBIHAN, J.P., 1981  
Propriétés caractéristiques des argiles Champlain. Rapport interne  
Terratech, Montréal, Québec.
- MAKDISI, F.I. & SEED, H.B., 1978  
Simplified procedure for estimation dam and embankment, earthquake-  
induced deformations. Journ. Geot. Eng. Div., ASCE, vol. 104 GT7,  
pp. 849-867.
- MAMEN, Chris, 1973  
Geotechnical study indispensable for economical slope stability. Can.  
Min. Journ., pp. 44-48.
- MARACHI and al., 1969  
Strength and deformation characteristics of rockfill materials. Rep.  
no. RE-69-5, Inst. of Transp. and Traffic Eng. Dept. of Civ. Eng.,  
Univ. of California, Berkeley.
- MARTOS, F., 1969  
Computations of movement in the overburden of mines with variously  
dipping seams. Int. Sc. Symp. on Mine Surv., Prague, Geol. Surv. Publ.  
no. 1(2), 25 p.
- MASSARCH, K.R., 1980  
Earthquake effects on slope stability, state-of-the-art report. World  
Conf. on Earthquake Eng., Istanbul, Turkey. Sept. 1980.
- MASSARCH, K.R., 1979  
The stability of layered clay soils. Nat. Paper, Proc. 7th Eur. Conf.  
Soil Mech. and Found. Eng., vol. 1, pp. 45-51, Brighton.
- MOLNAR, I., 1979  
Soil mechanical studies of the geological service in the Visonta pit  
mine. Foeldd. Koezl. no. 109(3-4), pp. 437-444, Hongrie.
- OBRADOVIC, R., 1976  
Contribution to monitoring deformations in open pits and mine dumps.  
Rud. Glas. (Belgrade), no. 3, pp. 39-46.
- ODA, G., 1980  
Anisotropic strength of cohesionless sand. ASCE, vol. 107 GT9, pp.  
1219-1231.

- \* OLIVARI, G., 1980  
Cours de mécanique des sols. E.N.T.P.E., Paris.
- PARK, T.K., SILVER, M.L., 1975  
Dynamic triaxial and simple shear behaviour of sand. ASCE, vol. 101 GT6, p. 513-529.
- PECK, R.B., 1969  
Deep excavations and tunnelling in soft ground. Proc. of the 7th Inter. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., State of the Art, vol. Mexico, pp. 225-290.
- POPOV, G.N., NUZHIDIN, I.I., VINOGRADOV, A.A., 1967  
Changes in the stress state of a massif in a relation to the subsurface exploitation of deposits at depth. Vyssh. Ucheb. Zaved., Izv., Geol. Razved. no. 5, pp. 43-48, USSR.
- POULOS, S.J., 1981  
The steady state of deformation. ASCE, vol. 107 GT5, pp. 553-562.
- PRAKASH, S., 1981  
Soil dynamics. McGrawhill Cie, U.S.A.
- PRATER, E.G., 1980  
Cyclic shear resistance of noncohesive soils. ASCE 106 GT1, p. 115.
- \* REINECK, H.E., SINGH, I.B., 1975  
Depositional sedimentary environments. Springer-Verlag Ed., Berlin Heidelberg, New-York, 440 p.
- \* RICHARDS, B.G., COULTHARD, M.A., TOH, C.T., 1981  
Analysis of slope stability of Goonyella mine. Can. Geot. J. no. 18(2) pp. 179-194.
- RICHART, F.E., Jr., 1977  
Dynamic stress-strain relationships for soil. State of the Art, Report Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., vol. 2, pp. 605-612, Tokyo.
- ROBINS, J.D., 1979  
Head of hollow fills, special problems of steep slope terrain. Surf. Coal Min. and Reclam. Symp., Louisville, K.Y., U.S.A., McGraw-Hill publ. pp. 198-201.

ROTH, C.B., NELSON, D.W., ROMSKINS, M.J.M., 1974  
Predictions of subsoil erodibility using chemical, mineralogical and physical parameters. Env. Prot. Tech. Ser. EPA 660/2-74-043, Washington, D.C., 111 p.

\* ROWE, P.W., 1962  
The stress dilatancy relations for static equilibrium of an assembly of particles in contact. Proc. of the Roy. Soc., London, pp. 500-527.

SCHNEEBELI, G., 1966  
Hydraulique souterraine. Ed. Eyrolle, Paris.

SEED, H.B., LYSMER J., 1978  
SOIL-structure interaction analysis by finite elements: state of the art. Nuclear Eng. and Design, vol. 42, no. 2.

SELIG, E.T. and al., 1981  
Soil failure modes in undrained cyclic loading. ASCE 107 GT5.

SHERARD, J.L., DUNNIGAN, L.P., DECKER, R.S., 1976  
Identification and nature of dispersive soils. ASCE, J. Geot. Eng. Div., vol. 101 GT4, no. 12052, pp. 287-301.

Pinhole test for identifying dispersive soils. ASCE, JGED, vol. 101 GT1, pp. 69-85, no 11846.

SHIELDS, D.H. and HARRINGTON, E.J., 1981  
Measurements of slope movements with a simple camera. Proc. of the 10th Intern. Conf. for Soil Mech. and Found. Eng., Stockholm, vol. pp. 521-527.

SIMONS, N.E., 1977  
Slips, settlements and sinkholes. Univ. of Surrey, inaugural lecture.

SPANOVICH, M., 1968  
Construction over shallow mines: two case histories. ASCE Ann. Meeting, Pittsburg, Pa.

STATEHAM, R.M., MERKIL, R.H., 1979  
Acoustic emission techniques applied to slope stability problems. U.S. Bur. Mines, Denver Min. Res. Cent., Denver, Colorado, Elsevier Sci. Publ., Rockslides and avalanches, vol. 2, pp. 577-593.

- \* TAVENAS, F., LA ROCHELLE, P., 1972  
Problems related to the use of the relative density. Rapport S21,  
Univ. Laval, Québec.
- TERZAGHI, K., 1950  
Mechanism of landslides. Eng. Geol. vol., Geol. Soc. of Am., pp. 83-  
123.
- TETTENBURN, F.M., 1980  
Overburden characterization and its role in premine planning of two  
west Virginia surface mines. M.S. thesis, W. Va Univ., Morgantown,  
W.Va., 164 p.
- TOEPPLER, J., SCHOELER, H., 1980  
Photogrammetry in mine surveying. Compendium Photogrammetrie no. 14,  
pp. 155-169, Rep. Dem. Allemande.
- \* U.S. NAVY, 1971  
Soil mechanics, foundations, and earth structures. NAVEAC Design Manual  
D.M.7, Washington, D.C.
- VIDAL, V., 1961  
Exploitation des mines. Dunod, Paris, 714 p.
- WATER AND POWER RESOURCES SERVICE, 1981  
Ground water manual. Water and Power Resources Service, U.S. Dept. of  
the Interior.
- WELKER, D.B., CONNELL, D.A., KING, H.M., 1980  
Surface mines in West Virginia, as of July 1, 1980. W. Va. Geol. Econ.  
Surv., Morgantown, WV, U.S.A., 49 p.
- WILSON, S.D., 1970  
Observational data on ground movements related to slope instability.  
ASCE, vol. 96 SM5, pp. 1521-1544.
- WINDISCH, S.J., SOULIE, M., 1970  
Technique for study of granular materials. JSMFD, ASCE, vol. 96 SM4,  
pp. 1113-1125.
- WROTH, C.P., 1958  
The behaviour of soils and otehr ranular media when subjected to shear.  
Ph.D. Tehsis, Cambridge, England.

WILLIE, D.C., MUNN, F.J., 1969

The use of movement monitoring to minimize production losses due to pit slope failures. Golder Ass., Vancouver; Miller Freeman Publ., pp. 75-94.

YOSHIMI, Y., 1977

Liquefaction and cyclic deformation of soils under undrained conditions. State-of-the-Art Report, Proc. 9th Int. Conf., Soil Mech. and Found. Eng., vol. 2, pp. 613-623, Tokyo.

YU, Y.S., COATES, D.F., 1979

Canadian experience in simulating pit slopes by the finite element method. Dept. Energy, Mines and Res., Ottawa, Ont., Can., Rockslides and Avalanches, vol. 2, Eng. sites, Elsevier Sci. Publ., p. 709-758.

**ANNEXE A**

**COMPILATION ET CARTOGRAPHIE DES DONNÉES GÉOTECHNIQUES**

**DU NORD-OUEST QUÉBÉCOIS**

### A.1 Provenance des données

Il existe en fait une foule de données puisque l'intervention humaine est présente dans le nord-ouest québécois depuis longtemps. Il est donc nécessaire de faire une sélection, ce qui n'empêche pas que cette recherche et compilation pourront être poursuivies au cours des années à venir.

C'est d'abord dans les régions à forte déposition d'argiles varvées que nous avons surtout cherché à récupérer des données. La sélection doit ensuite être imposée par l'ancienneté des mesures, des essais in situ et du laboratoire; on comprend en effet que les caractéristiques géotechniques déterminées par des instruments vétustes et souvent non standards, ne soit pas faciles à utiliser aujourd'hui, à l'exception peut-être de données qui s'accompagnent d'une charte de correction.

La sélection s'effectue aussi selon l'accessibilité aux documents qui nous a été plus ou moins accordée par les compagnies et laboratoires, et selon le temps dont nous avons disposé pour récupérer et traiter toute cette information.

Elle dépend enfin de la qualité ou de la catégorie d'essais réalisés, ainsi que de l'emplacement des lieux d'essais.

Compte tenu de cette sélection, la provenance des données se répartit grossièrement comme suit:

- quelques-unes seront extraites d'études publiées qui commencent à dater, mais qui traitent d'une zone intéressante pour cette recherche, une zone minière par exemple.
- D'autres proviennent de sociétés ou laboratoires qui interviennent relativement peu dans le nord-ouest, comme la Soquem, le Canadien National, Terratech, Techmat ou les Laboratoires SM.

- Plusieurs données ont été ou seront fournies par le ministère de l'Energie et des Ressources et le ministère des Transports du Québec, parmi des études et campagnes déjà effectuées par ces ministères (Chemins miniers, compilation géoscientifique pour le MER, études de ponts pour le MTQ), et à la suite d'une campagne de sondage effectuée cette année par le ministère de l'Energie et des Ressources pour les besoins propres à cette recherche.

D'autres ont été ou seront réunies avec l'aide de l'Hydro-Québec (Compilation A. D'Astous, oct. 1982), de Lavalin, de la compagnie Nationale de Forage et de Sondage, et de la Commission de la Santé et Sécurité au Travail. Notons ici qu'un travail de compilation est déjà en cours au service Sols et Fondation de l'Hydro-Québec.

- Une information conséquente sera préparée pour les argiles de la région de Matagami, issue en particulier de la Société d'Energie de la Baie James et de l'Université de Sherbrooke.
- La plus grande partie de l'information proviendra des laboratoires Montereval et Ville-Marie qui nous ont donné libre accès à leurs données géotechniques, et qui ont sans doute contracté le plus d'études dans le nord-ouest québécois depuis une dizaine d'années; on retiendra surtout les plus récentes.

## A.2 Composition des données

Les caractéristiques des dépôts sont tirées des rapports de forage et de différents essais in situ et de laboratoire. Toutes les données les plus significatives sont rassemblées dans un tableau comme celui de la page suivante. Un exemple en est donné à la page d'après. Chaque tableau correspond à un point de localisation précis; la carte retenue pour situer toute cette compilation est une carte topographique au 1:25 000.

| Prof. E | Stratigraphie<br>(Niveau de la nappe) | $\gamma$ KN/m <sup>3</sup> | Granulométrie %  |                  |      | Teneur en eau et limites<br>Méthode: _____<br>20 40 60 80 % | Résistance au cisaillement<br>Méthode: _____<br>20 40 60 80 kPa | I <sub>L</sub> | Perméabilité | Sensibilité |  | $\sigma'_p$ kPa | N<br>coups/0.3 m |
|---------|---------------------------------------|----------------------------|------------------|------------------|------|---|---|----------------|--------------|-------------|--|-----------------|------------------|
|         |                                       |                            | Argile<br>claire | Argile<br>foncée | Silt |   |   |                |              | Sable       |  |                 |                  |
| 5       |                                       |                            |                  |                  |      |   |   |                |              |             |  |                 |                  |
| 10      |                                       |                            |                  |                  |      |   |   |                |              |             |  |                 |                  |
| 15      |                                       |                            |                  |                  |      |   |   |                |              |             |  |                 |                  |
| 20      |                                       |                            |                  |                  |      |   |   |                |              |             |  |                 |                  |
| 25      |                                       |                            |                  |                  |      |   |   |                |              |             |  |                 |                  |

Caractéristiques géotechniques des dépôts meubles de :

Références :

Notes :

| Prof. m | Stratigraphie<br>(Niveau de la nappe)  | γ KN/m <sup>3</sup> | Granulométrie %  |                  |      | Teneur en eau et limites<br>Méthode: <u>Atterberg</u> | Résistance au cisaillement<br>Méthode: <u>Nilcon</u> Cône •<br>remanié      intact | I <sub>L</sub> | Perméabilité | Sensibilité |        | σ <sub>p</sub> kPa | coups/0,3 m |
|---------|--|---------------------|------------------|------------------|------|---|--|----------------|--------------|-------------|--------|--------------------|-------------|
|         |  |                     | Argile<br>claire | Argile<br>foncée | Silt |   |  |                |              | Sable       | Nilcon |                    |             |
| 5       | -Argile varvée brune de 0 à 27,7 m<br>-Inclusion d'argile siltueuse à 3,4 m<br>-Epaisseur moyenne : c. arg. ≥ 2 cm<br>c. silt ≤ 1 cm | 16,7                | 92               | 94               | 7    | 0   | 0,40   |                | 6            | 4           | 70     |                    |             |
| 10      | -Bandes subhorizontales irrégulières et très siltueuses à 21,5 et 23 m<br>-Couche de silt avec minces bandes d'argile à 26 m         | 16,0                | 44               | 97               | 29,5 | 0   | 0,83   |                | 11           | 6           | 190    |                    |             |
| 15      | -Niveau d'eau à 24,5 m le 81-11-18, 25 m le 81-06-04 (piézo à 31 m)  | 17,1                | 46               | 90               | 32   | 0   | 0,83   |                | 13           | 6           | 220    |                    |             |
| 20      | -Piézomètre sec à 14,6 m le 81-11-18<br>-Fin du forage 33,9 m<br>-Socle rocheux à 32,7 m ; grauwaacke peu fracturé                   | 17,4                | 41               | 93               | 33   | 0   | 1,07   |                | 24           | 7           | 330    |                    |             |
| 25      | -Silt, sable, gravier, cailloux de 27,7 à 32,7 m ; 20,8 à 29 m et 11,5 à 32,5 m  | 17,6                | 46               | 85               | 34,5 | 0   | 1,16   |                | 25           | 9           | 400    |                    |             |
|         |  |                     |                  |                  |      |   | 0,57   |                | 13           | 3           |        |                    |             |

Caractéristiques géotechniques des dépôts meubles de : Noire-Dame-du-Nord  
 Références : Hydro-Québec (rapport 0032-621-889 ; Guy St-Arnaud, Novembre 1981)  
 Notes : Etude des berges entre la centrale 1<sup>re</sup> Chûte et le Lac Témiscamingue

L'information la plus systématique consiste en une description stratigraphique, accompagnée en général de valeurs granulométriques pour quelques profondeurs, valeurs intéressant davantage la couche globale du dépôt d'argile varvée que les deux couches prises séparément, foncée et pâle, ou plus argileuse et moins argileuse, ou d'hiver et d'été. La différence granulométrique entre ces deux couches est en effet rarement précisée. Les tableaux présentent par ailleurs de nombreuses valeurs de teneur en eau, beaucoup de valeurs de limites, déterminées pour la plupart par la méthode d'Atterberg et une grande quantité d'incises N de pénétration standard (coups/0,3 m).

Les profils de résistance au cisaillement intacte montrent que le scissomètre Nilcon est un instrument de mesure fréquemment utilisé; les études les plus récentes nous permettent de constater que les essais au cône suédois se généralisent, avec bon droit d'ailleurs, puisqu'il donne souvent de meilleurs résultats, et permet en plus d'établir quelques corrélations entre diverses caractéristiques argileuses.

Les caractéristiques de consolidation (principalement pression de préconsolidation  $\sigma'_p$ ) sont plus rarement déterminées et encore moins les coefficients de perméabilité,  $k$  ou  $r_k$ . On ne dispose enfin que de très peu de valeur de cohésion  $c'$  ou de frottement  $\phi'$ .

D'autres renseignements sont souvent annotés en remarque dans le tableau, ce qui complète ou précise les informations géotechniques du lieu en question.

### A.3 Traitement des données

Sur la carte au 1:250 000, plusieurs numéros peuvent être attribués pour une seule localisation, indiquant que plusieurs études s'y rapportent. Plusieurs forages peuvent avoir été effectués pour la même étude, le numéro chiffré est alors indexé d'une lettre.

Les descriptions stratigraphiques sont toujours transcrites très fidèlement, afin de respecter l'esprit de l'auteur; on propose parfois une simplification de la description en remarque, en annonçant par exemple l'épaisseur probable de la couche varvée.

Les autres caractéristiques géotechniques ne sont pas sujettes à interprétation, puisque chaque point ou chiffre se rapporte à une profondeur donnée.

La compilation des données et des tableaux devrait permettre dans l'avenir d'extraire quelques moyennes ou relations statistiques, qui révéleront peut-être que les argiles varvées présentent certaines caractéristiques propres, ou certains indices de comportement propres.

La référence exacte de toutes ces informations est indiquée dans le titre de chaque tableau, ce qui permet au lecteur intéressé par un secteur en particulier de pouvoir retracer l'étude au besoin.

#### A.4 Echéancier

Ce travail de recherche de données, puis de leur compilation, est excessivement long et ne peut pas être finalisé au moment de la remise de ce rapport. Tout le début du travail a donc été classé et annoté; tous ces documents sont remis au ministère sous forme de chemises ou dossiers, afin que cette étude puisse être poursuivie.

Parmi toutes les sources de données énumérées en A.1, il reste assez peu de sociétés qui n'ont pas été contactées: il s'agit en particulier de Soquem et de Lavalin, de la Compagnie Nationale de Forage et de Sondage, de la Commission de la Santé et Sécurité au Travail et du ministère des Transports du Québec.

Environ cent cinquante tableaux de données sont actuellement établis, même s'ils demandent parfois à être homogénéisés; certains points sont déjà reportés sur la carte topographique. Il en reste peut-être autant à compiler, puis à reporter sur la carte.

**ANNEXE B**

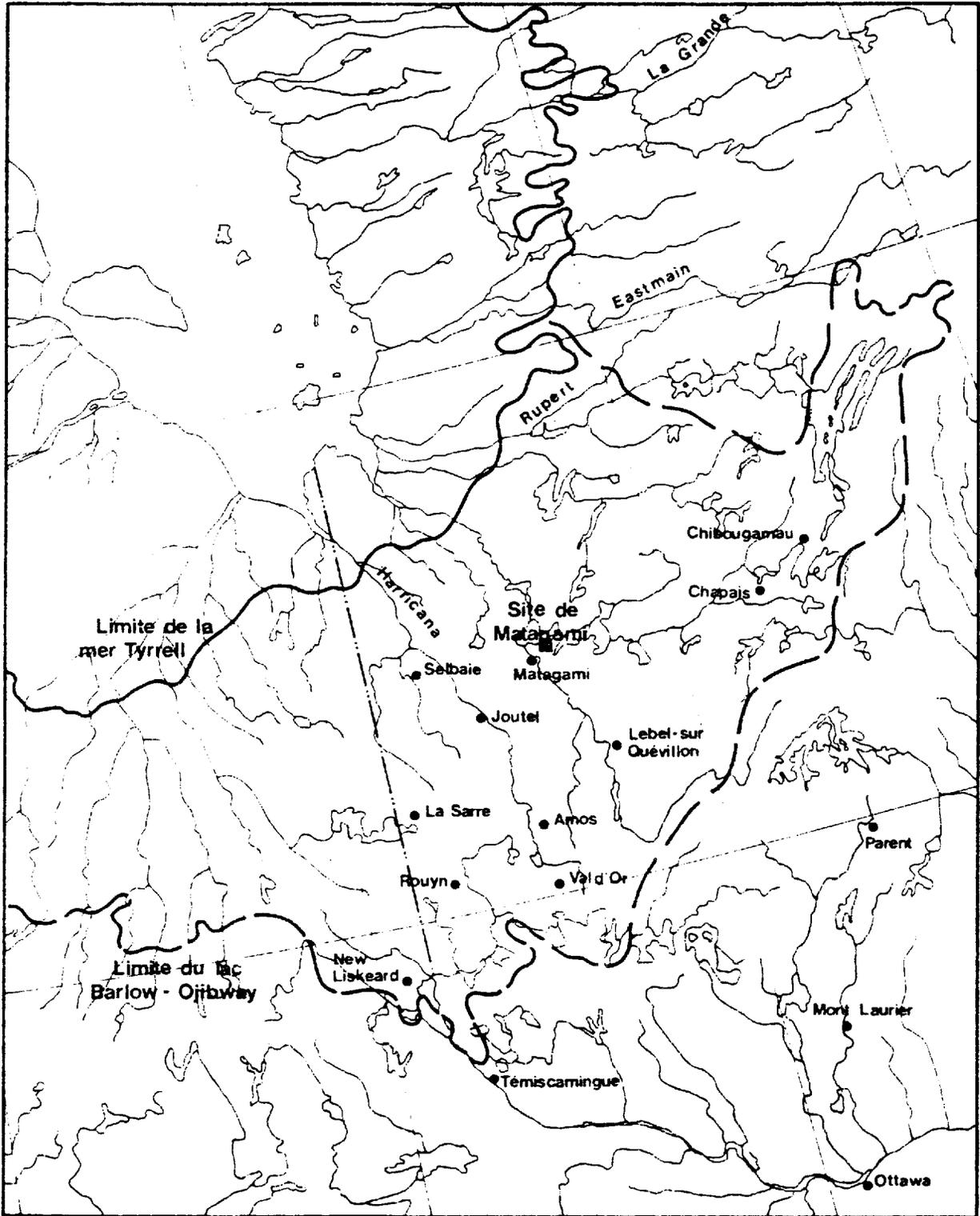
**LOCALISATION DU SITE DE MATAGAMI**

**ET CARACTÉRISTIQUES DES ARGILES DE CETTE RÉGION**

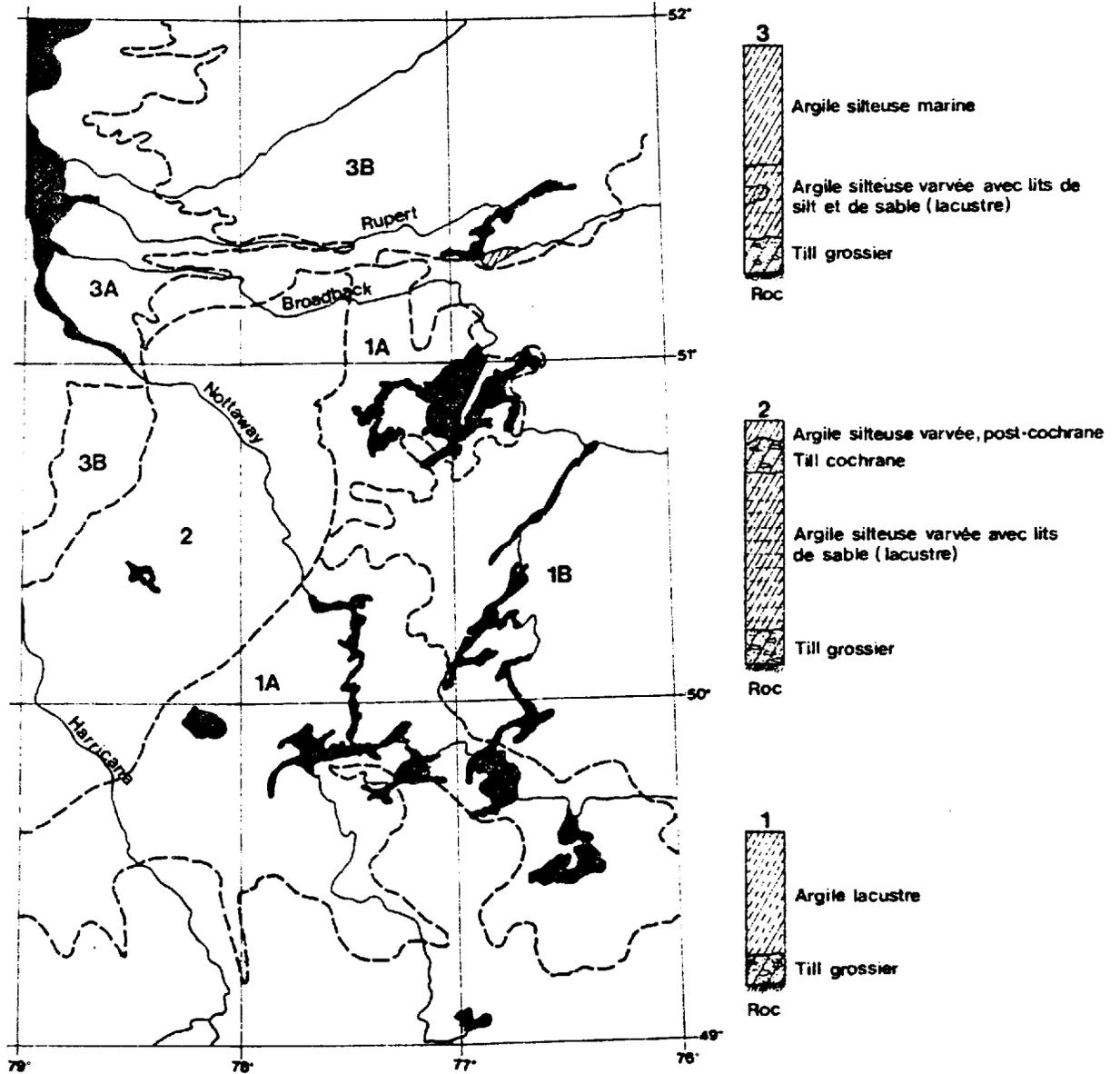
**d'après**

**1a S.E.B.J. (1978)**

**1'UNIVERSITÉ LAVAL (P. Jean, 1982)**

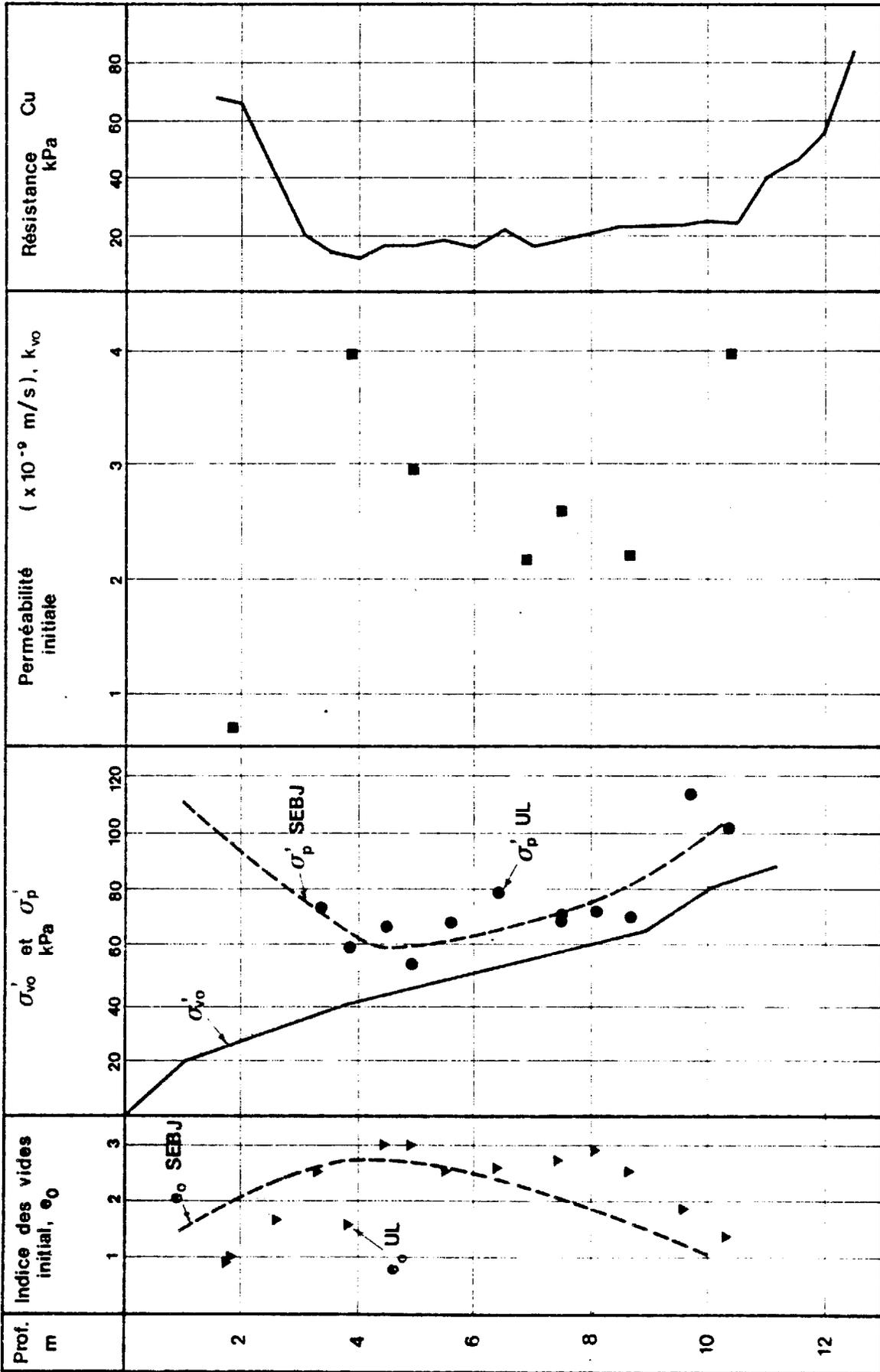


Le Nord-Ouest Québécois



- 1A : Plaine d'argile lacustre continue
- 1A : Dépôts d'argile lacustre discontinus
- 2 : Till de Cochrane près de la surface
- 3B : Plaine d'argile marine continue
- 3B : Dépôts d'argile marine discontinus

Distribution des différents types d'argile sur le territoire du complexe NBR, d'après SEBJ - 1978



Caractéristiques géotechniques des dépôts argileux, Matagami, d'après Jean, P - 1982.

| Elévation<br>(m) | Profondeur<br>(m) | $\gamma$<br>( $\text{KN}/\text{m}^3$ ) |    |    | G    | % argile             | % silt | St   | IL<br>cône | Wp<br>% | WL<br>% | W<br>% | Cu<br>intact<br>(kPa) |
|------------------|-------------------|--|----|----|------|----------------------|--------|------|------------|---------|---------|--------|-----------------------|
|                  |                   | 14                                     | 16 | 18 |      |                      |        |      |            |         |         |        |                       |
| 268,7            | 0                 |  |    |    |      |                      | 4      |      |            |         |         |        | 220                   |
| 266,7            | 1                 |  |    |    | 2,70 | 19,0                 | 9      |      |            |         |         |        | 66                    |
|                  | 2                 |  |    |    |      |                      |        |      |            |         |         |        | 22                    |
|                  | 3                 |  |    |    |      |                      | 19     | 1,15 | 27,4       | 75,2    | 82,5    |        | 22                    |
| 264,7            | 4                 |  |    |    | 2,76 | 60,5                 | 16     | 1,25 | 24,8       | 58,0    | 66,1    |        | 15                    |
|                  | 5                 |  |    |    |      |                      | 18     | 1,20 | 26,0       | 66,0    | 73,9    |        | 19                    |
|                  | 6                 |  |    |    | 2,76 | 89,0                 | 20     | 1,44 | 27,7       | 76,8    | 96,5    |        | 14                    |
|                  | 7                 |  |    |    |      |                      | 23     | 1,50 | 25,6       | 63,0    | 80,0    |        | 14                    |
| 262,7            | 8                 |  |    |    |      |                      | 22     | 1,39 | 24,9       | 58,3    | 70,6    |        | 16                    |
|                  | 9                 |  |    |    |      |                      | 17     |      |            |         |         |        | 17                    |
|                  | 10                |  |    |    | 2,72 | { 78,0 s<br>{ 82,0 a | 18     | 1,50 | 26,8       | 71,3    | 91,3    |        | 15                    |
| 260,7            | 11                |  |    |    |      | { 81,0 s<br>{ 96,0 a | 23     |      |            |         |         |        | 14                    |
|                  | 12                |  |    |    |      |                      | 24     |      |            |         |         |        | 18                    |
|                  | 13                |  |    |    |      |                      | 23     |      |            |         |         |        | 22                    |
|                  | 14                |  |    |    |      |                      | 30     |      |            |         |         |        | 20                    |
|                  | 15                |  |    |    |      |                      | 21     |      |            |         |         |        | 23                    |
| 258,7            | 16                |  |    |    | 2,72 | { 27,0 s<br>{ 82,0 a | 29     | 1,55 | 23,6       | 49,5    | 63,0    |        | 24                    |
|                  | 17                |  |    |    |      |                      | 35     | 1,33 | 23,4       | 47,9    | 55,7    |        | 24                    |
|                  | 18                |  |    |    |      |                      | 29     | 1,31 | 27,5       | 75,7    | 89,6    |        | 29                    |
|                  | 19                |  |    |    |      |                      | 35     | 1,29 | 27,3       | 74,6    | 87,7    |        | 29                    |

v = varve

s = lit de silt

a = lit d'argile

## CARACTÉRISTIQUES DE L'ARGILE DE MATAGAMI

d'après Jean P. (1982)

| Echantillon | Profondeur | $\sigma'_{vo}$<br>(kPa) | $e_0$ | $\sigma'_p$<br>(kPa) | $c_u$<br>(kPa) | $c_u/\sigma'_p$ |
|-------------|------------|-------------------------|-------|----------------------|----------------|-----------------|
| F1 T1 E2    | 1,88       | 25,7                    | 0,947 | non définissable     | 66,5           | -----           |
| F1 T3 E1    | 2,67       | 31,6                    | 1,024 | non définissable     | 66,5           | -----           |
| F1 T4 E3    | 3,35       | 36,0                    | 1,697 | non définissable     | 40,0           | -----           |
| F1 T5 E3    | 3,89       | 38,5                    | 2,583 | 71 - 74              | 14,5           | 0,20            |
| F1 T6 E3    | 4,50       | 42,0                    | 1,750 | 58 - 61              | 12,6           | 0,21            |
| F1 T7 E3    | 4,93       | 44,3                    | 3,017 | 66 - 69              | 16,5           | 0,24            |
| F1 T8 E3    | 5,54       | 47,0                    | 3,038 | 53 - 54              | 17,0           | 0,32            |
| F1 T10 E1   | 6,43       | 52,5                    | 2,549 | 66 - 68              | 18,0           | 0,27            |
| F1 T11 E1   | 6,93       | 55,3                    | 2,601 | 77 - 81              | 15,5           | 0,19            |
| F1 T12 E1   | 7,49       | 57,5                    | 2,589 | 62                   | 17,0           | 0,27            |
|             |            |                         | 2,574 | 68 - 72              | 19,0           | 0,27            |
|             |            |                         | 2,767 | 70 - 74              | 19,0           | 0,26            |
| F1 T13 E1   | 8,10       | 61,0                    | 2,908 | 72 - 74              | 21,0           | 0,29            |
| F1 T14 E2   | 8,69       | 64,0                    | 2,548 | 70 - 71              | 23,3           | 0,33            |
| F1 T16 E1   | 9,73       | 68,0                    | 2,405 | 103 - 105            | 24,0           | 0,23            |
| F1 T17 E2   | 10,34      | 70,7                    | 1,396 | 89 - 92              | 24,5           | 0,27            |

PROPRIÉTÉS MÉCANIQUES DE L'ARGILE DE MATAGAMI

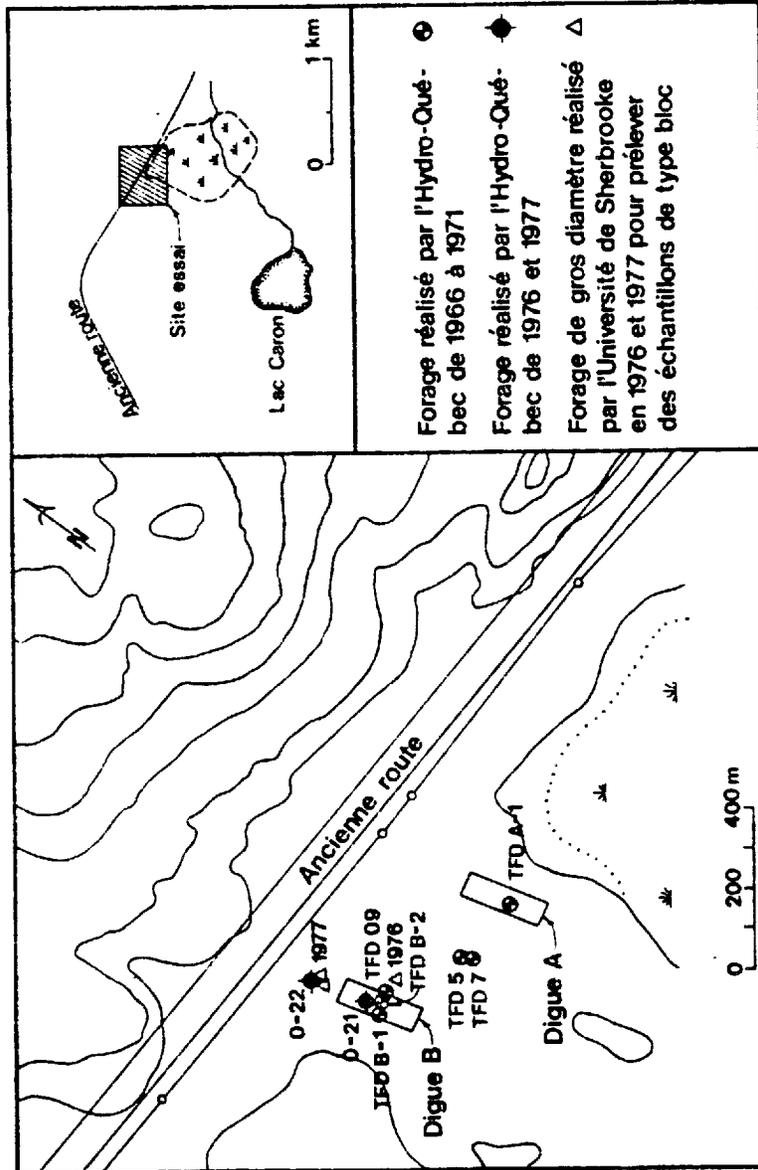
d'après Jean P., 1982

| Echantillon | Profondeur | $c_v$ (m <sup>2</sup> /s)<br>(Casagrande) | $c_v$ (m <sup>2</sup> /s)<br>(Taylor) | Perméabilité k<br>(Casagrande) | Perméabilité k calculée (m/s)<br>(Taylor) | e     | Perméabilité k<br>mesurée (m/s) |
|-------------|------------|---|---------------------------------------|--------------------------------|---|-------|---------------------------------|
| F1 T1 E2    | 1,88       | 4,221 E-8                                 | 1,112 E-7                             | 4,368 E-11                     | 1,583 E-10                                | 0,865 | 2,15 E-10                       |
| F1 T5 E3    | 3,88       | 9,452 E-9                                 | 0,071 E-8                             | 9,664 E-11                     | 3,456 E-10                                | 1,352 | 6,33 E-10                       |
|             |            | 9,542 E-9                                 | 1,429 E-8                             | 7,102 E-11                     | 1,721 E-10                                | 1,219 | 4,38 E-10                       |
| F1 T7 E3    | 4,93       | 1,166 E-8                                 | 1,480 E-8                             | 1,064 E-10                     | 2,297 E-10                                | 1,749 | 4,97 E-10                       |
|             |            | 6,101 E-9                                 | 7,197 E-9                             | 3,415 E-11                     | 6,878 E-11                                | 1,585 | 3,45 E-10                       |
| F1 T11 E1   | 6,93       | 6,372 E-9                                 | 7,329 E-9                             | 3,060 E-11                     | 6,263 E-11                                | 1,395 | 2,79 E-10                       |
| F1 T14 E2   | 8,69       | 6,948 E-9                                 | 9,872 E-9                             | 2,328 E-11                     | 5,421 E-11                                | 1,316 | 2,89 E-10                       |
| F1 T17 E2   | 10,34      | 1,758 E-8                                 | 3,760 E-8                             | 4,832 E-11                     | 1,313 E-10                                | 0,976 | 1,02 E-9                        |
|             |            | 0,955                                     | 2,022 E-8                             | 5,115 E-8                      | 1,048 E-10                                |       | 7,47 E-10                       |

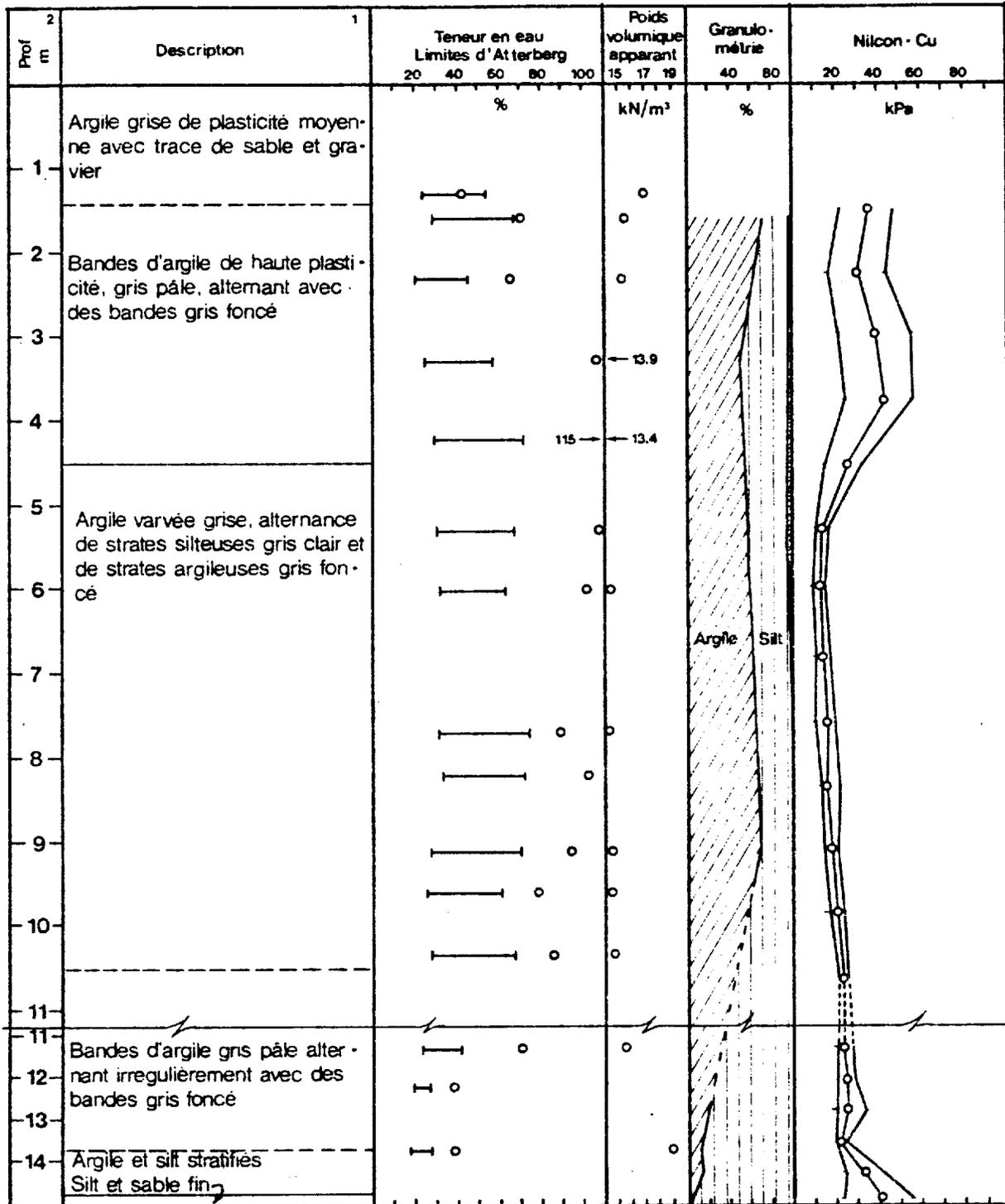
B.6

Perméabilités calculées à l'aide du coefficient  $c_v$  et comparées aux perméabilités mesurées,  
Matagami

d'après Jean P., 1982



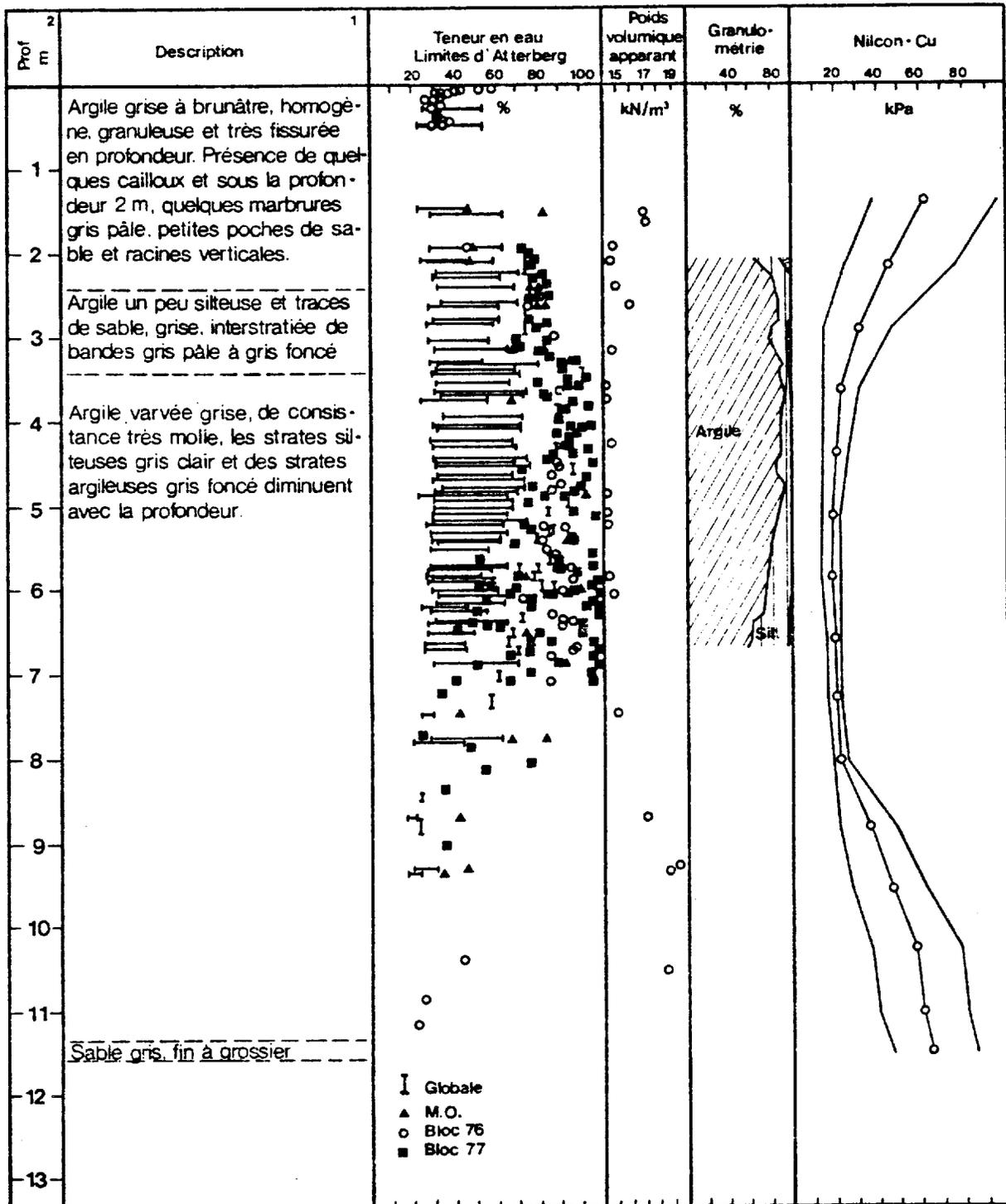
Site d'essai d'Olga, d'après SEBJ-1978



Note 1: La description générale provient du rapport HQ1, forage TFD-A1-71

Note 2: Les profondeurs sont reportés à partir de la surface de l'argile; au droit du forage TFD-A1-71 la couche de tourbe a 1.5 m d'épaisseur

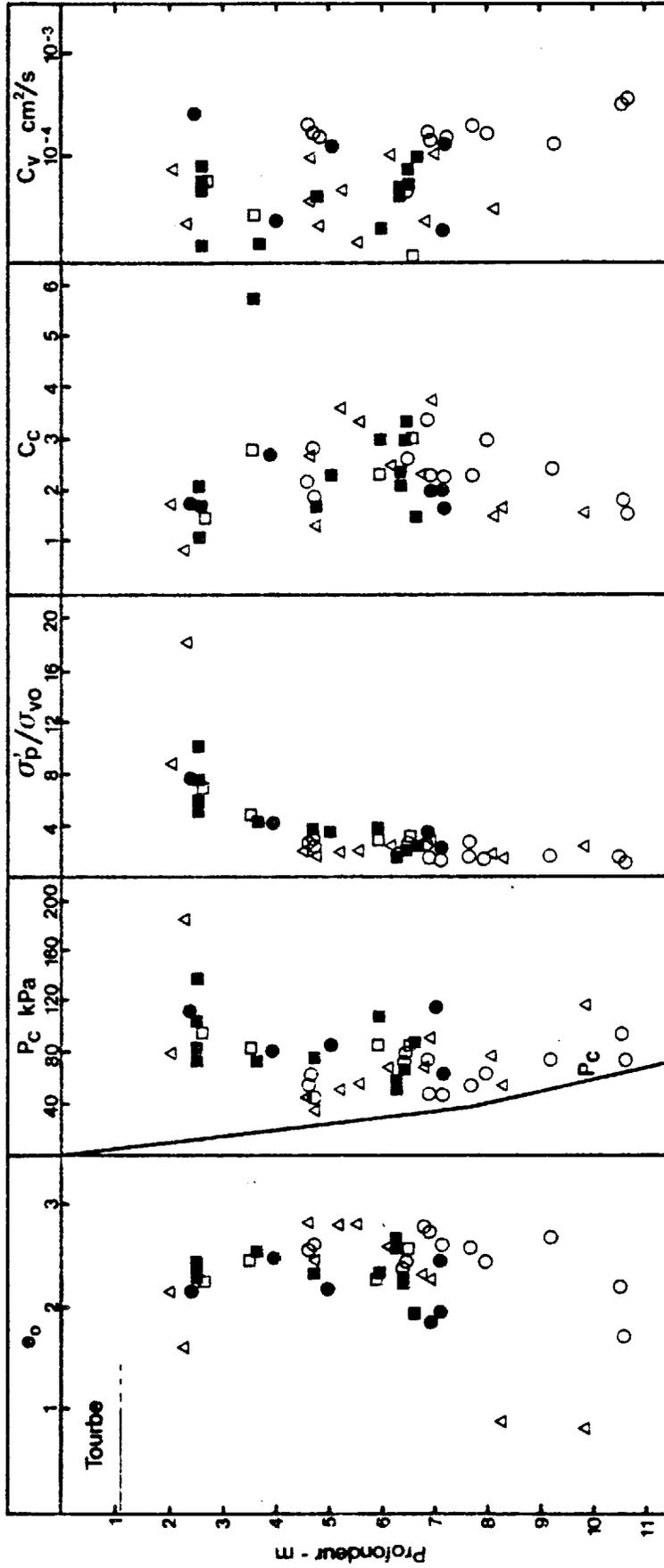
Profil géotechnique de l'argile sous la digue A, site d'Oлга, d'après SEBJ 1978



Note 1: La description générale provient des rapports US3 et HQ2

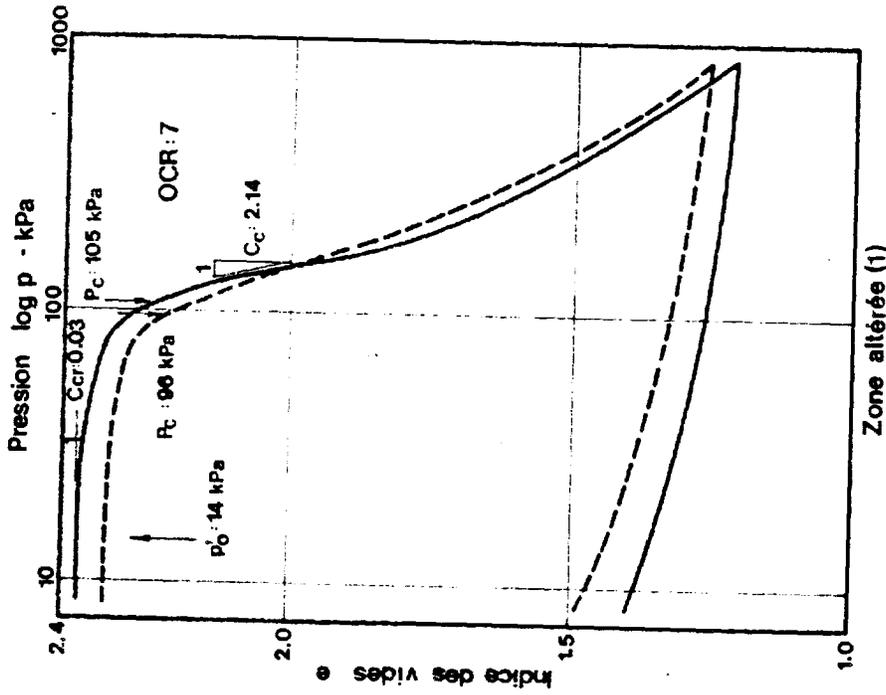
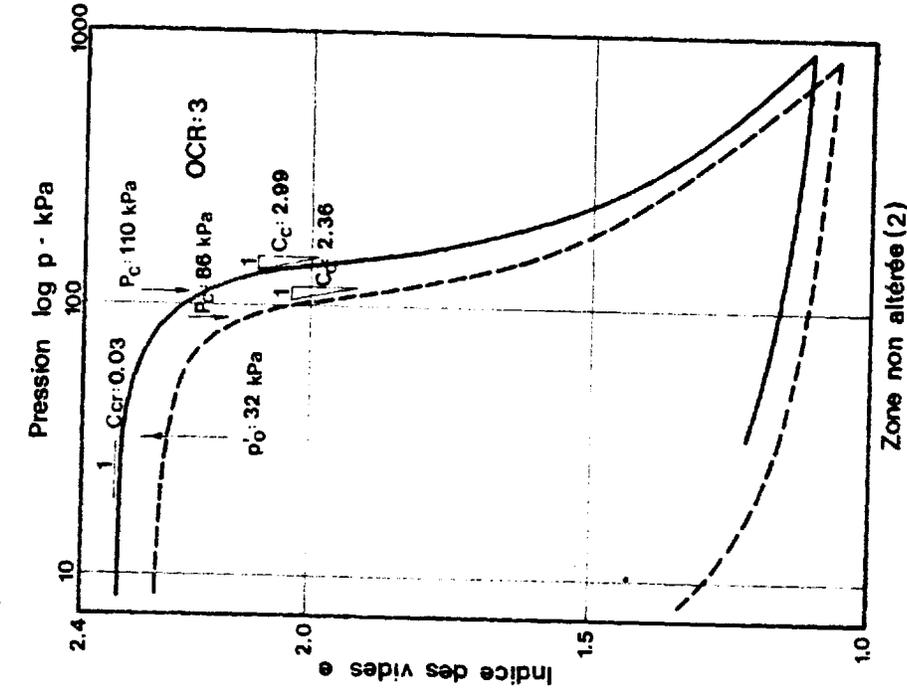
Note 2: Les profondeurs sont reportés à partir de la surface de l'argile;  
 l'épaisseur de tourbe au droit de chaque forage est donnée ci-dessous  
 forage : Bloc 77 Bloc 76 TFD-O9 TFD-B1 TFD-B2  
 épaisseur : 0.3 - 0.8 1.2 1.2

Profil géotechnique de l'argile sous la digue B, site d'Olga d'après SEBJ 1978



- Echantillons de type bloc      ■ Essais réalisés par l'Université de Sherbrooke
- Echantillons provenant de tubes      □ Essais réalisés par le MGI
- Echantillons de type bloc      ● Essais réalisés par le MGI
- Echantillons provenant de tubes      ○ Essais réalisés par l'Hydro-Québec
- △ Echantillons provenant de tubes      △ Essais réalisés par l'Hydro-Québec

Caractéristiques de consolidation de l'argile  
 Site d'Olga (Selon le rapport HQ17)



- 1: Echantillons prélevés à 2.2 m sous la surface de l'argile
- 2: Echantillons prélevés à 5.6 m sous la surface de l'argile

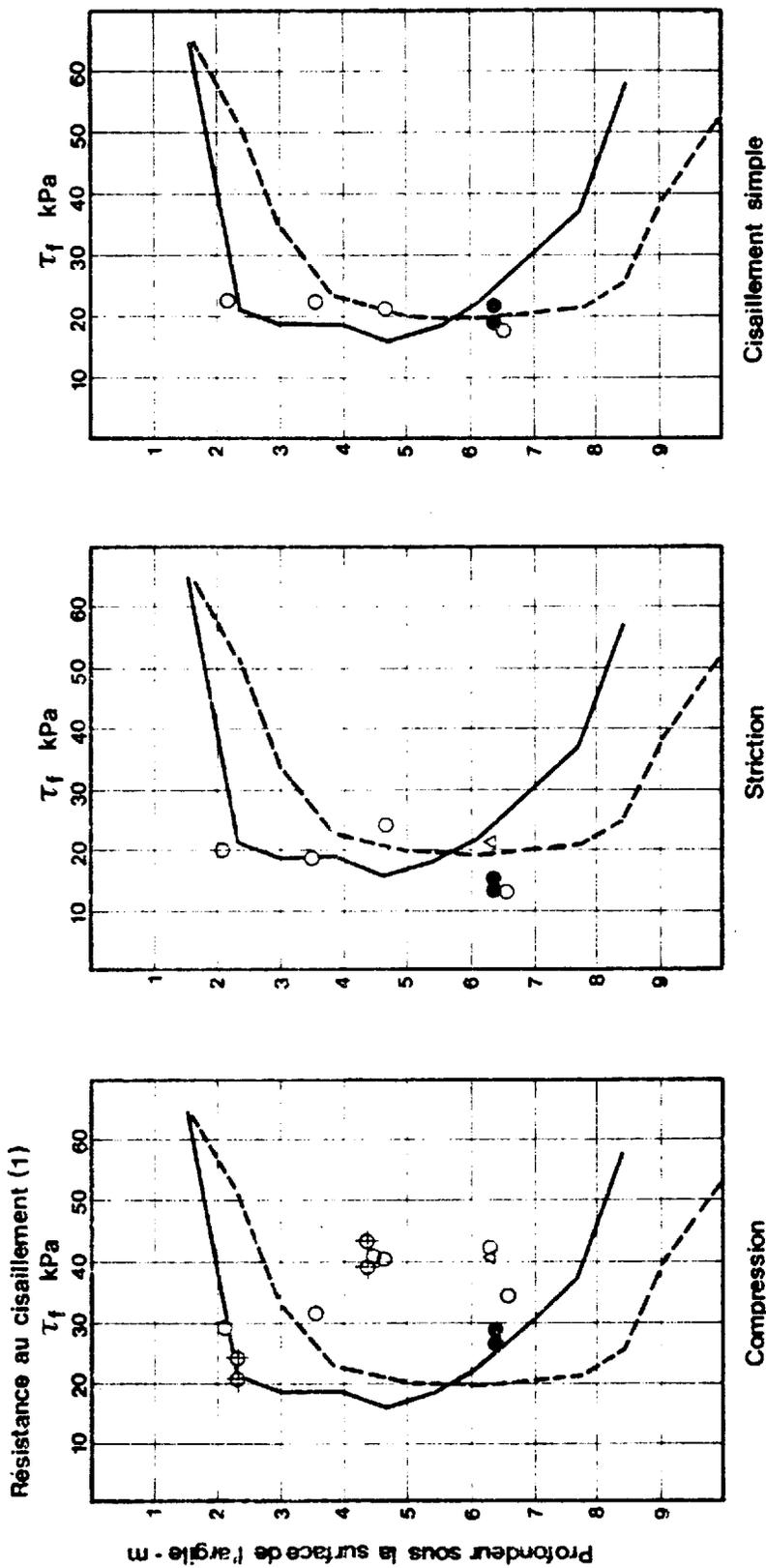
Courbes oedométriques typiques, site d'Olga

| Conditions de chargement | Pression appliquée p'<br>kPa | Coefficient de perméabilité k<br>10 <sup>-7</sup> cm/s | Coefficient de consolidation c <sub>v</sub><br>10 <sup>-4</sup> cm <sup>2</sup> /s |
|--------------------------|------------------------------|--|--|
| in situ                  | 35                           | 2,2  | 230,   |
| 1/2 charge du remblai    | 97                           | 0,9  | 3,7  |
| charge du remblai        | 156                          | 0,6  | 4,2  |

NOTE: essais réalisés sur un échantillon de type bloc prélevé à 7.1 m de profondeur sous la surface de l'argile.

RÉSULTATS DES ESSAIS DE CONSOLIDATION SPÉCIAUX RÉALISÉS PAR LE CNR CANADA  
SUR L'ARGILE DU SITE D'OLGA (SELON LE RAPPORT CNR2)

SEBJ, NBR, Octobre 1978



1: Tous les résultats des essais de laboratoire sont relatifs à des échantillons de type bloc et à un taux de déformation régulier ( $\dot{\epsilon}_a$ : 0.8% par heure)

- Echantillons prélevés en 1977, essais effectués par NGI
- Echantillons prélevés en 1976, essais effectués par NGI
- △ Echantillons prélevés en 1977, essais en déformation plane effectués par NGI
- ⊕ Echantillons prélevés en 1977, essais effectués par l'Université de Sherbrooke
- Profil des résistances mesurées au scissomètre au site de prélèvement des blocs 1977
- - - - Profil moyen des résistances mesurées au scissomètre sous la digue B

Résistances au cisaillement non drainé de l'argile, site d'Olga

| Type d'essai         | Echantillons de type bloc prélevés en: | Argile structurée                          |   | Argile non structurée           |                                     |
|----------------------|--|--|---|---------------------------------|-------------------------------------|
|                      |  | résistance de pic                          | résistance à grande déformation (1)       | résistance de pic               | résistance à grande déformation (2) |
| compression<br>(CAU) | 1976                                   | $\phi = 34^\circ$<br>$c' = 9 \text{ kPa}$  | $\phi = 34^\circ$<br>$c' = 4 \text{ kPa}$ | $\phi = 27,5^\circ$<br>$c' = 0$ | $\phi = 34^\circ$<br>$c' = 0$       |
|                      | 1977                                   | $\phi = 38^\circ$<br>$c' = 10 \text{ kPa}$ | $\phi = 38^\circ$<br>$c' = 5 \text{ kPa}$ | $\phi = 30^\circ$<br>$c' = 0$   | $\phi = 38^\circ$<br>$c' = 0$       |
| striction<br>(CAU)   | 1976                                   | $\phi = 34^\circ$<br>$c' = 3 \text{ kPa}$  | $\phi = 34^\circ$<br>$c' = 0$             | --<br>--                        | --<br>--                            |
|                      | 1977                                   | $\phi = 38^\circ$<br>$c' = 5 \text{ kPa}$  | $\phi = 38^\circ$<br>$c' = 0$             | --<br>--                        | --<br>--                            |

NOTES: (1) résistance définie sur le plateau, entre 5 et 10% de déformation axiale.

(2) résistance définie à 5% de déformation axiale.

PARAMÈTRES DE RÉSISTANCE EFFECTIFS DE L'ARGILE DU SITE D'OLGA

SEBJ, NBR, Octobre 1978