



Titre: Essais de perméabilité et essais de choc hydraulique dans l'argile
Title: de la Mer de Champlain

Auteur: Catherine Beaulieu
Author:

Date: 2005

Type: Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

Référence: Beaulieu, C. (2005). Essais de perméabilité et essais de choc hydraulique dans
Citation: l'argile de la Mer de Champlain [Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de
Montréal]. PolyPublie. <https://publications.polymtl.ca/7586/>

 **Document en libre accès dans PolyPublie**
Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: <https://publications.polymtl.ca/7586/>
PolyPublie URL:

**Directeurs de
recherche:** Robert P. Chapuis
Advisors:

Programme: Non spécifié
Program:

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

**ESSAIS DE PERMÉABILITÉ ET ESSAIS DE CHOC HYDRAULIQUE
DANS L'ARGILE DE LA MER DE CHAMPLAIN**

CATHERINE BEAULIEU

**DÉPARTEMENT DES GÉNIE CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL**

**MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES**

(GÉNIE MINÉRAL)

DÉCEMBRE 2005



Library and
Archives Canada

Bibliothèque et
Archives Canada

Published Heritage
Branch

Direction du
Patrimoine de l'édition

395 Wellington Street
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

395, rue Wellington
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Your file Votre référence

ISBN: 978-0-494-16755-7

Our file Notre référence

ISBN: 978-0-494-16755-7

NOTICE:

The author has granted a non-exclusive license allowing Library and Archives Canada to reproduce, publish, archive, preserve, conserve, communicate to the public by telecommunication or on the Internet, loan, distribute and sell theses worldwide, for commercial or non-commercial purposes, in microform, paper, electronic and/or any other formats.

The author retains copyright ownership and moral rights in this thesis. Neither the thesis nor substantial extracts from it may be printed or otherwise reproduced without the author's permission.

AVIS:

L'auteur a accordé une licence non exclusive permettant à la Bibliothèque et Archives Canada de reproduire, publier, archiver, sauvegarder, conserver, transmettre au public par télécommunication ou par l'Internet, prêter, distribuer et vendre des thèses partout dans le monde, à des fins commerciales ou autres, sur support microforme, papier, électronique et/ou autres formats.

L'auteur conserve la propriété du droit d'auteur et des droits moraux qui protègent cette thèse. Ni la thèse ni des extraits substantiels de celle-ci ne doivent être imprimés ou autrement reproduits sans son autorisation.

In compliance with the Canadian Privacy Act some supporting forms may have been removed from this thesis.

Conformément à la loi canadienne sur la protection de la vie privée, quelques formulaires secondaires ont été enlevés de cette thèse.

While these forms may be included in the document page count, their removal does not represent any loss of content from the thesis.

Bien que ces formulaires aient inclus dans la pagination, il n'y aura aucun contenu manquant.


Canada

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

ESSAIS DE PERMÉABILITÉ ET ESSAIS DE CHOC HYDRAULIQUE
DANS L'ARGILE DE LA MER DE CHAMPLAIN

présenté par : BEAULIEU Catherine

en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès sciences appliquées

a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

M. LADANYI Branko , D.Sc.A., président

M. CHAPUIS Robert P., D.Sc.A., membre et directeur de recherche

M. MOLSON John, Ph.D., membre

REMERCIEMENTS

Un gros merci à vous tous qui m'avez rendu un fier coup de main dans l'aventure de la réalisation de cette recherche...

- M. Chapuis pour sa souplesse, sa confiance en moi, son infinie patience et son support;
- À Golder Associés pour avoir cru en ma recherche et m'avoir fourni toutes les ressources, matérielles et humaines, pour la mener à bien; Salut à Pierre Groleau, Martin Poulin, Robert Ferri;
- À Antonio pour son coeur à l'ouvrage dans la réalisation de mes montages, la fabrication de l'instrument, la réalisation des essais;
- À Sébastien pour m'avoir aidé à réaliser les essais à l'hiver, traîneau à la main et raquettes aux pieds;
- À M. Aubertin pour m'avoir donné accès aux laboratoires et équipements de la chaire Gestion environnementale des rejets miniers;
- À Dessau-Soprin pour sa contribution à mon acquisition de données;
- À M. Marcotte pour sa disponibilité à répondre à mes questions;
- À Manon Latour pour son immense soutien, elle est notre mère à tous;
- Et enfin à ma famille, petite et grande.

RÉSUMÉ

L'argile saine est un médium peu perméable. Lorsqu'elle est maintenue humide et à l'abri du gel et de la bioturbation, l'argile, en épaisseur suffisante, devient un outil intéressant pour ralentir la migration des contaminants. Combinée à des couches drainantes et protectrices, l'argile en place peut être partie prenante du design de cellules de confinement pour des déchets, sols contaminés ou résidus miniers générateurs d'acides.

Afin qu'il soit prouvé que l'argile en place est suffisamment imperméable, sa conductivité hydraulique doit être mesurée. Pour ce faire, les techniques généralement utilisées consistent à modifier le niveau de l'eau dans un puits d'observation pour provoquer un écoulement dans le sol environnant. Le retour du niveau d'eau à l'équilibre y est ensuite mesuré. Compte tenu de la faible vitesse à laquelle s'écoule l'eau au travers de l'argile, l'écoulement de tout le volume d'eau nécessaire au retour à l'équilibre requiert plusieurs jours. Aussi, comme il est généralement requis de répéter l'essai dans un même puits pour fins de validation, et de reproduire l'exercice en de nombreux endroits du site, l'étude de la conductivité hydraulique d'une couverture d'argile requiert temps et ressources.

L'essai de choc hydraulique permet d'obtenir la conductivité de l'argile française en un temps très court. Pour ce faire, Chapuis et Cazaux (2002) proposent une marche à suivre, pour le traitement des données, qui représente bien la physique de l'essai et qui permet d'obtenir des résultats comparables à toute autre technique beaucoup plus lente. Toutefois, les argiles françaises sont rigides. Celles de la Mer de Champlain, qu'on retrouve au nord-est de l'Amérique du Nord, sont par ailleurs plus jeunes, et donc beaucoup moins indurées. Elles sont molles, et le sont encore davantage lorsqu'elles sont remaniées. Par conséquent, l'utilisation de l'essai de choc hydraulique au Québec requiert que le traitement des données applicable aux argiles françaises soit adapté pour prendre en compte la déformabilité de l'argile de la Mer de Champlain.

La présente étude a pour principal objectif d'adapter l'essai de choc hydraulique afin qu'il puisse être réalisé dans l'argile déformable de la Mer de Champlain.

Pour ce faire, trois avenues ont été explorées. D'une part, des montages ont été produits en laboratoire pour y permettre la réalisation d'essais de choc hydraulique, d'autre part, la modélisation de la consolidation a été entreprise, et enfin des essais de choc hydraulique et des slug tests ont été effectués sur trois sites extérieurs.

Dans un premier temps, suite à la préparation de l'argile de la Mer de Champlain et à sa caractérisation géotechnique et hydrogéologique en laboratoire, des montages ont été réalisés. L'argile ainsi compactée a ensuite été soumise à des conditions de pression favorisant sa saturation. Plusieurs mois plus tard, des essais à niveau variable ont été réalisés sur l'argile en montage. Ceux-ci ont alors démontré que la saturation n'avait pas été atteinte. À la lumière de ces résultats, il a été estimé que la saturation ne pourrait être atteinte à l'intérieur d'un délai raisonnable et il a été choisi de ne pas poursuivre davantage les essais en laboratoire.

Dans un second temps, afin d'évaluer la capacité des logiciels Seep/W et Sigma/W couplés à reproduire la consolidation, l'essai de perméabilité à niveau constant a été simulé. Pour ce faire, les paramètres mécaniques et hydrogéologiques de l'argile de la Mer de Champlain ont été répertoriés et choisis. Le modèle a ensuite été construit. Les résultats de la simulation ont démontré que ces logiciels ne parviennent pas à reproduire la consolidation telle que décrite par la théorie de Mieussens et Ducasse (1976) pour l'essai à niveau constant. Il en a donc été conclu qu'ils ne pourraient simuler correctement la consolidation produite par un essai de choc hydraulique.

Enfin, dans un troisième temps, les essais in situ ont été réalisés.

La préparation d'essais de choc sur sites extérieurs a d'abord requis la validation du choix des puits par essais de perméabilité à niveau variable, et la conception itérative d'un outil pour produire l'impulsion. Les essais de choc hydraulique ont ensuite été répétés dans plusieurs puits de chacun des sites étudiés.

Le traitement des données recueillies a été orienté de sorte que les jeux de données échantillonnés soient suffisamment précis pour permettre d'obtenir une conductivité hydraulique fiable. Afin d'y parvenir, plusieurs voies ont été essayées. Dans un premier temps, le traitement du signal discret formé par des données échantillonnées a été entrepris. Par transformée de Fourier, les fréquences composant le signal ont été filtrées à différents seuils à l'aide de filtres passe-bas, passe-haut et passe-bande Chebychev. Dans un second temps, l'erreur associée aux données a été réduite par l'application d'une moyenne mobile et l'utilisation d'une approximation polynomiale pour en lisser la tendance. Puis, dans un troisième temps, il a été tenté de corriger des échantillons de données pour le mouvement élastique linéaire instantané à l'aide de la théorie de Lamé. Tous les jeux de données échantillonnés ont finalement été corrigés pour l'erreur piézométrique à l'aide du graphique des vitesses, et la conductivité hydraulique associée a été calculée à l'aide de la relation de Hvorslev.

Les données d'essais de perméabilité à niveau variable remontant in situ ont fourni des graphiques des vitesses avec bris de pente en début d'essai et les essais à niveau descendant ont plutôt présenté une courbure. Pour l'un comme l'autre, le mouvement élastique instantané et à délai, la consolidation ou le gonflement et l'écoulement sont les phénomènes physiques qui se seraient concurrencés. Ils auraient pris une importance relative qui aurait varié avec la contrainte au cours de l'essai. L'état normalement consolidé ou surconsolidé de l'argile aurait par ailleurs contribué à la courbure du graphique des vitesses.

Les essais de choc ont fourni des conductivités comparables à la portion à vitesse rapide de l'essai à niveau variable remontant, soit de l'ordre de $1 \times 10^{-5} \text{ cm/s}$, comparativement à $1 \times 10^{-7} \text{ cm/s}$ pour la portion linéaire à vitesse plus lente. Ainsi, comme il a été évalué de la première partie de l'essai remontant, ce qui a été mesuré lors des essais de choc pourrait être une combinaison de mouvement élastique et de gonflement de l'argile surconsolidée. L'écoulement n'y apporterait alors qu'une contribution limitée. Par conséquent, la conductivité hydraulique ne pourrait être tirée des mesures obtenues de l'essai de choc tel qu'il a été réalisé.

La géométrie de la courbe $p(t)$ appuie d'ailleurs cette théorie puisqu'elle ne correspond ni à un écoulement selon la relation de Darcy, ni à une consolidation. De plus, il a été calculé à l'aide de Lamé que compte tenu de la très faible modification à l'état de contrainte initial causée par le choc, un déplacement de la paroi de la cavité de l'ordre du millimètre aurait été suffisant pour dissiper la pression.

Ces résultats soulignent l'importance de poursuivre l'essai à niveau variable jusqu'à de faibles différences de charge afin que le domaine surconsolidé de l'argile soit assuré et que l'importance du mouvement élastique soit minimisée. Seulement alors les valeurs de conductivité hydraulique peuvent être considérées valables.

Aussi, un prochain appareil pour produire le choc hydraulique devrait permettre de provoquer une plus grande différence de charge. Par ailleurs, il devrait être privilégié que seule la consolidation dans le domaine surconsolidé soit possible afin de minimiser le déplacement de la paroi de la cavité. L'appareil pourrait donc être conçu pour provoquer une succion. La règle des filtres de la lanterne du puits et sa pleine saturation devraient alors être vérifiées.

Enfin, les dimensions optimales d'une lanterne pour y réaliser l'essai devraient être étudiées pour à la fois assurer la validité de l'hypothèse d'écoulement radial et minimiser l'influence de l'expansion de la cavité sur les résultats.

Puis finalement, les limites des logiciels Seep/W et Sigma/W pourraient être examinées pour différents changements de l'état de pression imposé au puits afin de rechercher une différence de charge en-deçà de laquelle la consolidation ne peut être simulée par ces logiciels. D'autre part, l'essai de choc hydraulique devrait être modélisé à l'aide du logiciel Femlab compte tenu de ses caractéristiques et de sa flexibilité.

ABSTRACT

Unfissured clay is a low permeability medium. If maintained moist and free of frost and bioturbation, a clay layer of sufficient thickness can slow the migration of contaminants. In combination with protective and drainage layers, native clays can be incorporated in the design of secure cells for the containment of refuse, contaminated soil or acid-generating residual waste from mining operations.

In order to prove that native clay is sufficiently impermeable to impede the migration of contaminants, its hydraulic conductivity must be measured. Typically, hydraulic conductivity is measured using methods that involve the displacement of the water column in a monitoring well in order to provoke flow of groundwater in the surrounding soils and the measurement of the water level in the well as it returns to its static state. Because of the low flow rate of groundwater in clay, the water level in a well may require several days to return to its static state. As tests should be conducted repeatedly in a number of wells located throughout a given site, the assessment of the hydraulic conductivity of a clay layer requires a significant amount of time and resources.

Pulse tests have been used to determine the hydraulic conductivity of French clays in a very short period of time. Chapuis and Cazaux (2002) describe a data interpretation method that accurately reflects the dynamics of the pulse test and that yields results that are comparable to all other much slower techniques used to determine hydraulic conductivity of clays. However, French clays are rigid whereas the Champlain Sea clays found in the north-eastern region of North America are much younger and consequently, softer. Furthermore, these clays become increasingly soft when reworked. Therefore, the data interpretation method for pulse tests conducted in Québec must be modified to take into consideration the deformability of the younger clays of the Champlain Sea.

The objective of the present research project is to adapt the pulse test to the deformable Champlain Sea clays.

The research project was comprised of three distinct phases. The first phase involved laboratory bench scale pulse testing. The second phase consisted of consolidation modeling while the third phase involved field testing where pulse tests and slug tests were performed at three different sites.

For the laboratory bench scale testing phase, Champlain Sea clay samples were prepared after initial tests to assess geotechnical and hydrogeological properties of the clay were completed. Prepared, compacted samples were then subjected to conditions favouring saturation. Variable head permeability tests were conducted on the samples several months later. The results revealed that the samples had not reached saturation and it was deemed that saturation could not be attained within a reasonable time frame. Consequently, it was decided not to pursue bench scale testing any further.

During the second phase of the project, a constant head permeability test was simulated in order to assess the capacity of Seep/W and Sigma/W software. The mechanical and hydrogeological properties of the Champlain Sea clays were inventoried and selected, and the model was then constructed. The results of the simulation revealed that these software packages were unable to reproduce the consolidation as described by the theory of Mieussens and Ducasse (1976) for constant head tests. It was therefore concluded that they would be unable to correctly simulate consolidation resulting from a pulse test.

During the field testing phase, variable head permeability tests were initially conducted in wells in order to validate the choice of wells. In addition, a tool to generate the pulse was designed. Pulse test were subsequently conducted in several wells on all three sites.

Field data was processed in such a manner as to generate a data set that yielded reliable and accurate hydraulic conductivity values. Therefore, initially, the discrete signal obtained from the field measurements was processed. The discrete signal was subjected to a Fourier transform to obtain the signal frequencies, which were then filtered at different cut offs using the three Chebychev filters (Low Pass, High Pass and Band Pass). Error associated with the data was reduced using moving averages and

the tendency was smoothened by polynomial approximation. Subsequently, data sets were corrected for instantaneous elastic linear movement using the Lamé theory. Finally, all data sets were corrected for piezometric error using velocity graphs; hydraulic conductivity was calculated in accordance with Hvorslev.

Rising, variable head, in situ permeability tests yielded velocity graphs with inflection points near the start of the test while the falling head tests yielded curved plots. For both types of tests, the instantaneous and delayed elastic movement, consolidation or swelling, and flow are competing physical phenomena. The dominance of any of these physical phenomena would have varied depending on the stress during the test. The change in state of the clay from normally consolidated to overconsolidated could have contributed to the curved velocity plots.

Pulse tests yielded conductivity values similar to the higher velocity portion of the variable rising head test plots, i.e. in the order $1 \times 10^{-5} \text{ cm/s}$, but significantly higher than the lower velocity portion of the plots (i.e. $1 \times 10^{-7} \text{ cm/s}$). Therefore, as suggested for rising, variable head, in situ permeability tests, it is likely that the pulse test measured a combination of the elastic movement and swelling of the overconsolidated clay. The contribution attributed to flow was likely limited. Consequently, hydraulic conductivity cannot be obtained from the pulse test conducted.

This hypothesis is supported by the geometry of the $p(t)$ curve, which does not correspond to flow according to Darcy's law nor to consolidation.

According to calculations based on Lamé, and given the low pressure differential generated by the pulse, a displacement of the cavity walls of the tenth-of-a-centimeter order would have been sufficient to dissipate the pressure.

These results outlined the importance of conducting the variable head test until the initial head conditions are attained in order to ensure that the clay is overconsolidated and to minimise elastic movement. Only then can the hydraulic conductivity values be considered as valid.

In addition, future incarnations of the pulsing apparatus should be designed to provoke a greater change in head. Furthermore, overconsolidation of the clay should be emphasized in order to minimise displacement of the cavity walls. The apparatus should therefore be designed to generate suction. The filter pack should be adequately designed and it should be verified that it is completely saturated.

Finally, the dimensions of the filter pack with regard to pulse testing should be studied to assess the validity of the hypothesis of radial flow and to minimize the impact of cavity expansion on the results.

TABLE DE MATIÈRES

REMERCIEMENTS	iv
RÉSUMÉ	v
ABSTRACT	ix
TABLE DE MATIÈRES	xiii
LISTE DES TABLEAUX	xvii
LISTE DES FIGURES	xix
LISTE DES ANNEXES	xxiii
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS	xxiv
INTRODUCTION	1
CHAPITRE 1 - DÉVELOPPEMENT THÉORIQUE	3
1.1 Notions de géologie	3
1.1.1 Contexte géologique de la Mer de Champlain	3
1.1.2 Structure de l'argile de la Mer de Champlain	5
1.2. Notions d'hydrogéologie	6
1.2.1 Définition du problème physique	6
1.2.2 Propriétés du milieu	9
1.2.2.1 Mesure de la conductivité hydraulique	9
1.2.2.2 Capacité d'emmagasinement du milieu	10
1.2.2.3 Construction d'un puits selon les règles de l'art	13
1.2.3 Loi de conservation	17
1.2.4 Conditions aux frontières	18
1.2.4.1 Coefficient de forme	18
1.2.4.2 Frontières imperméable et de recharge	20
1.3 Notions de mécanique des sols	21
1.3.1 Compressibilité du milieu	21
1.3.2 Compression primaire instantanée	22
1.3.3 Consolidation	22
1.3.4 Compression secondaire	27
1.3.5 Relations contrainte-déformation	28

1.3.5.1	Comportement mécanique observé de l'argile	29
1.3.5.2	Effet du remaniement sur le comportement mécanique	30
1.3.5.3	Modèle linéaire élastique parfaitement plastique.....	31
1.3.5.4	Modèle Cam-Clay modifié.....	33
1.3.5.5	Modèle hyperbolique.....	35
1.4	Notions de modélisation numérique.....	36
1.5	Notions de traitement de signal	38
1.5.1	Transformée discrète de Fourier.....	38
1.5.2	Filtre fréquentiel.....	39
CHAPITRE 2 - BIBLIOGRAPHIE DE LA TECHNIQUE ÉTUDIÉE		42
2.1	Choc hydraulique	42
2.1.1	Principe de la méthode.....	42
2.1.2	Traitement des données recueillies	43
2.2	Méthodes apparentées et pistes de réflexion.....	49
2.2.1	Essai de perméabilité et essai à niveau variable dans l'argile.....	49
2.2.1.1	Traitement des données obtenues du slug test.....	50
2.2.2	Pressiomètre	53
2.2.3	Consolidation autour d'un pieu foré	57
2.2.4	Essai de pénétration au piézocône.....	60
CHAPITRE 3 - MÉTHODOLOGIE ET CONCEPTION DE L'EXPÉRIMENTATION		62
3.1	Essais réalisés in situ	62
3.1.1	Caractéristiques des sites hôtes des essais	62
3.1.2	Choix des puits retenus pour y réaliser les essais	63
3.1.3	Essais de perméabilité à niveau variable réalisés in situ	65
3.1.4	Essais de choc hydraulique	66
3.1.4.1	Conception de l'appareil de choc hydraulique.....	66
3.1.4.2	Manipulations pour la réalisation de l'essai de choc hydraulique	68
3.1.4.3	Mise à l'épreuve en laboratoire	70
3.1.5	Programme analytique	71
3.1.5.1	Analyse des jeux de mesures de pression	71
3.1.5.2	Échantillonnage des données brutes	73

3.1.5.3	Échantillonnage de faible précision.....	73
3.1.5.4	Échantillonnage de précision suffisante	78
3.1.5.5	Soustraction du mouvement linéaire élastique instantané du jeu de données obtenu.....	82
3.1.5.6	Utilisation du graphique des vitesses	83
3.2	Essais réalisés en laboratoire.....	85
3.2.1	Préparation de l'argile.....	86
3.1.2	Caractérisation géotechnique et hydrogéologique de l'argile	86
3.1.3	Montages pour la réalisation d'essais de choc hydraulique et de perméabilité.....	87
3.1.4	Formulaires utilisés pour le traitement des données	90
3.1.5	Difficultés rencontrées	90
3.3	Modélisation.....	91
3.3.1	Géométrie du modèle	93
3.3.2	Paramètres des matériaux du modèle	94
3.3.2.1	Paramètres régissant l'écoulement.....	94
3.3.2.2	Paramètres régissant le tassement.....	95
3.3.3	Conditions aux frontières du modèle	96
CHAPITRE 4 - RÉSULTATS ET ANALYSES		97
4.1	Résultats obtenus des essais réalisés in situ	97
4.1.1	Mise à l'épreuve en laboratoire de l'appareil.....	97
4.1.2	Résultats obtenus des étapes intermédiaires de traitement de données	97
4.1.2.1	Analyse des jeux de mesures de pression	98
4.1.2.2	Filtre fréquentiel	100
4.1.2.3	Application d'une moyenne mobile puis représentation par un polynôme	105
4.1.2.4	Correction du niveau piézométrique.....	113
4.1.3	Conductivité hydraulique obtenue du traitement de données.....	121
4.1.3.1	Conductivités hydrauliques obtenues des essais à niveau variable	122

4.1.3.2	Conductivités hydrauliques obtenues des essais de choc hydraulique	126
4.1.4	Analyse	142
4.2	Résultats obtenus de la modélisation.....	147
CHAPITRE 5 - RECOMMANDATIONS.....		150
BIBLIOGRAPHIE		152
ANNEXES		161

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1 Lois de comportements régissant différents phénomènes physiques.....	8
Tableau 1.2 Coefficients de forme pour des essais de perméabilité à niveau variable	19
Tableau 3.1 Liste des puits dans lesquels les essais ont été réalisés.....	64
Tableau 4.1 Analyse des signaux de pression bruts - Delson.....	98
Tableau 4.2 Analyse des signaux de pression bruts - Mercier	99
Tableau 4.3 Analyse des signaux de pression bruts - Berthierville	99
Tableau 4.4 Liste des filtres appliqués à chacun des échantillons de l'essai #10 au puits p7-5i.....	102
Tableau 4.5 Paramètres du traitement par moyenne mobile et par approximation polynomiale pour l'essai à niveau descendant.....	108
Tableau 4.6 Paramètres du traitement par moyenne mobile et par approximation polynomiale pour l'essai de choc hydraulique au site de Delson.....	111
Tableau 4.7 Paramètres du traitement par moyenne mobile et par approximation polynomiale pour l'essai de choc hydraulique au site de Mercier.....	112
Tableau 4.8 Paramètres du traitement par moyenne mobile et par approximation polynomiale pour l'essai de choc hydraulique au site de Berthierville ...	113
Tableau 4.9 Conductivités hydrauliques obtenues des essais à niveau variable au site de Delson.....	122
Tableau 4.10 Conductivités hydrauliques obtenues des essais à niveau variable au site de Mercier	124
Tableau 4.11 Conductivités hydrauliques obtenues des essais à niveau variable au site de Berthierville	125
Tableau 4.12 Conductivités hydrauliques pour un échantillonnage aux centimètres de l'essai de choc #10 au puits p7-5i à Delson filtré pour le bruit à différents seuils	127
Tableau 4.13 Conductivités hydrauliques pour un échantillonnage aux 2 cm de l'essai de choc #10 au puits p7-5i à Delson filtré pour le bruit à différents seuils	128

Tableau 4.14	Conductivités hydrauliques provenant du traitement des essais de choc au site de Delson par moyenne mobile et approximation polynomiale	129
Tableau 4.15	Conductivités hydrauliques des essais de choc au site de Delson comparées à celles obtenues des essais à niveau variable associés	131
Tableau 4.16	Conductivités hydrauliques par essai de choc au puits p7-5i du site de Delson	132
Tableau 4.17	Regroupement par classes des conductivités hydrauliques par essai de choc au puits p7-5i du site de Delson	132
Tableau 4.18	Conductivités hydrauliques provenant du traitement des essais de choc au site de Mercier par moyenne mobile et approximation polynomiale	135
Tableau 4.19	Conductivités hydrauliques des essais de choc au site de Mercier comparées à celles obtenues des essais à niveau variable associés	138
Tableau 4.20	Conductivités hydrauliques provenant du traitement des essais de choc au site de Berthierville par moyenne mobile et approximation polynomiale	139
Tableau 4.21	Conductivités hydrauliques des essais de choc au site de Berthierville comparées à celles obtenues des essais à niveau variable associés	140
Tableau 4.22	Conductivités hydrauliques obtenues suite à la correction du mouvement élastique linéaire théorique	141
Tableau 4.23	Correction des différences de charges de l'essai #10 au puits p7-5i à Delson pour le mouvement élastique linéaire instantané de Lamé	142

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 Le Wisconsinien Supérieur au sein de l'échelle des temps géologiques	4
Figure 1.2 Principaux événements reliés à la glaciation wisconsinienne	5
Figure 1.3 Coupe d'un puits d'observation présentant ses composantes	14
Figure 1.4 Graphique des vitesses d'un puits dont le scellement est défectueux	15
Figure 1.5 Exemple de distributions granulométriques.....	16
Figure 1.6 Exemple de courbe de consolidation	24
Figure 1.7 Courbes rhéologiques expérimentales pour une argile de la Mer de Champlain	30
Figure 1.8 Représentation graphique du modèle élastique parfaitement plastique	32
Figure 1.9 Ajustement de données expérimentales obtenues d'une argile de la Mer de Champlain à un modèle élastique parfaitement plastique.....	33
Figure 1.10 Représentation graphique du modèle Cam-Clay modifié	34
Figure 1.11 Représentation graphique du modèle hyperbolique en chargement et en déchargement	36
Figure 1.12 Représentation graphique du filtre idéal.....	40
Figure 1.13 Représentation graphique du filtre Butterworth	40
Figure 1.14 Représentation graphique du filtre Chebyshev.....	41
Figure 2.1 Temps requis pour un essai de choc hydraulique comparativement à un slug test dans une formation peu perméable	42
Figure 2.2 Graphique des vitesses d'un essai en milieu peu perméable	53
Figure 2.3 Distribution de la pression interstitielle depuis la paroi du pressiomètre.....	57
Figure 3.1 Localisation des sites où les essais ont été réalisés	63
Figure 3.2 L'appareil employé pour la réalisation d'essais de choc hydraulique.....	67
Figure 3.3 Représentation schématique de l'essai de choc en colonne rigide.....	71
Figure 3.4 Analyse d'un signal recueilli par Levelogger lors d'un essai de choc hydraulique	72
Figure 3.5 Graphiques des vitesses des pas d'échantillonnage de 1 cm, 2 cm et 6 cm	75

Figure 3.6 Comparaison entre des moyennes mobiles d'une même série de mesures	80
Figure 3.7 Représentation schématique du mouvement élastique instantané pendant l'essai de choc	83
Figure 3.8 Montage d'argile effectué en laboratoire	88
Figure 3.9 Montage de mortier effectué en laboratoire.....	89
Figure 3.10 Modèle à éléments finis pour l'essai de perméabilité à niveau constant	93
Figure 4.1 Résultat de l'application d'un filtre Chebychev passe-bande et coupe-bande aux seuils 0,2 et 0,3 pour un pas d'échantillonnage de 1 cm	101
Figure 4.2 Résultat de l'application d'un filtre Chebychev passe-bande et coupe-bande aux seuils 0,1 et 0,2 pour un pas d'échantillonnage de 2 cm	101
Figure 4.3 Graphiques des vitesses obtenus par filtre passe-bas aux différents seuils pour un pas d'échantillonnage de 1 cm	103
Figure 4.4 Graphiques des vitesses obtenus par filtre passe-bas aux différents seuils pour un pas d'échantillonnage de 2 cm	104
Figure 4.5 Exemple de calcul pour le choix d'une moyenne mobile	106
Figure 4.6 Polynômes superposés à la moyenne à 7 chiffres des mesures de l'essai à niveau descendant #1 au puits F305B du site de Berthierville ...	107
Figure 4.7 Validation du choix du polynôme par méthode graphique pour l'essai à niveau descendant #1 au puits F305B du site de Berthierville	108
Figure 4.8 Polynômes superposés à la moyenne à 5 chiffres des mesures de l'essai de choc hydraulique #8 au puits p7-5i du site de Delson	109
Figure 4.9 Validation du choix du polynôme par méthode graphique pour l'essai à niveau descendant #1 au puits F305B du site de Berthierville	110
Figure 4.10 Graphique des vitesses et relation de Hvorslev illustrée pour l'essai à niveau remontant au puits p7-5i du site de Delson	114
Figure 4.11 Graphique des vitesses et relation de Hvorslev illustrée pour la portion à vitesse lente de l'essai à niveau remontant au puits p7-5i du site de Delson.....	115

Figure 4.12	Graphique des vitesses et relation de Hvorslev illustrée pour l'essai à niveau remontant au puits PO-2B du site de Mercier	115
Figure 4.13	Graphique des vitesses et relation de Hvorslev illustrée pour la portion à vitesse lente de l'essai à niveau remontant au puits PO-2B du site de Mercier	116
Figure 4.14	Graphique des vitesses et relation de Hvorslev illustrée pour l'essai à niveau descendant au puits F303B du site de Berthierville	116
Figure 4.15	Graphique des vitesses et relation de Hvorslev illustrée pour l'essai de choc hydraulique #8 au puits p7-5i du site de Delson	117
Figure 4.16	Graphique des vitesses et relation de Hvorslev illustrée pour l'essai de choc hydraulique #1 au puits PO-2B du site de Mercier	118
Figure 4.17	Pressions d'eau mesurées pour l'essai de choc hydraulique #2 au puits F303B du site de Berthierville	118
Figure 4.18	Graphique des vitesses et relation de Hvorslev illustrée pour la portion à vitesse rapide de l'essai de choc hydraulique #1 au puits F303B du site de Berthierville	119
Figure 4.19	Graphique des vitesses et relation de Hvorslev illustrée pour la portion à vitesse rapide de l'essai de choc hydraulique #2 au puits F303B du site de Berthierville	119
Figure 4.20	Relation entre le volume total injecté pour le pulse et l'incrément de charge résultant au puits p7-5i du site de Delson	120
Figure 4.21	Relation entre le volume de la cavité compris sous l'obturateur et l'incrément de charge créé par le pulse au puits p7-5i du site de Delson	121
Figure 4.22	Moyenne mobile à 5 chiffres et ses barres d'erreur pour l'essai #3 au puits pZ-23B de Delson	130
Figure 4.23	Distribution des conductivités hydrauliques par classes au puits p7-5i du site de Delson	133
Figure 4.24	Distribution des conductivités hydrauliques par classes de taille réduite au puits p7-5i du site de Delson	133
Figure 4.25	Relation entre l'incrément de charge pour provoquer l'essai de choc et la conductivité hydraulique au puits p7-5i du site de Delson	135

Figure 4.26 Courbure des données de pression moyenne au fil du temps aux puits PO-1B et PO-2B	136
Figure 4.27 Déplacement des éléments à $t > 0$ pour l'essai à niveau constant	148
Figure 4.28 Déplacement de tous les noeuds pour tous les temps de l'essai à niveau constant	149

LISTE DES ANNEXES

Présentées sur CDROM

Annexe A Schémas de construction des puits	161
Annexe B Résultats d'analyse complémentaires effectués par une firme de consultants	173
Annexe C Formulaire pour le traitement des données d'essais de type slug test.....	177
Annexe D Programmes de calcul construits dans MatLab	179
Annexe E Résultats des essais géotechniques effectués sur l'argile du montage en laboratoire	187
Annexe F Montage photographique.....	190
Annexe G Conditions imposées au modèle pour la simulation de l'essai de perméabilité à charge constante.....	194
Annexe H Résultats de l'analyse de signal	198
Annexe I Résultats de l'approximation polyomiale.....	210
Annexe J Graphiques des vitesses et relation de Hvorslev	252

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

a	Coefficient de compressibilité
A	Surface de la section au travers de laquelle s'effectue l'écoulement
A_{pt}	Surface de la section de la petite tubulure
α et β	Paramètres des courbes-type de Cooper et al. (1967)
b	Épaisseur de l'unité hydrostratigraphique
β_{obs}	Compressibilité observée
β_{syst}	Compressibilité du système
β_t	Module de compressibilité du volume total de milieu
β_v	Module de compressibilité verticale des vides (eau et air)
β_w	Compressibilité isotherme de l'eau
$[B]$	Matrice du gradient (ou matrice de deformation)
c	Coefficient de consolidation
c_h	Coefficient de consolidation horizontale
c_v	Coefficient de consolidation verticale
C_c	Indice de compression
C_{ce}	Indice de compression modifié
d	Diamètre du cylindre
d_G	diamètre moyen des grains
d_c	Diamètre de la cavité
d_{pt}	Diamètre de la petite tubulure
D	Module oedométrique
$[D]$	Matrice constitutive drainée
$\{\Delta\delta\}$	Vecteur d'incrément de déplacement
e	Indice des vides
e_o	Indice des vides initial
E	Module élastique
E_u	Module de déformation normale élastique non drainée du milieu
ε	Déformation normale

F	Force
ϕ'	Angle de frottement interne
Φ	Coefficient de forme
g	Accélération gravitationnelle
G	Module de cisaillement élastique
G_i	module de cisaillement pour des déformations inférieures à 0,1%.
γ	Déformation déviatorique
h	Différence de charge dans le sol
H	Différence de charge dans le puits
H_{moy}	Différence de charge moyenne dans le puits
H_r	Différence de charge corrigée
H'	Facteur qui lie l'indice des vides à la succion
i	Gradient hydraulique
i, j, k	Vecteurs unitaires orientés selon x, y, z
I	Polynôme
J_0, J_1, Y_0	Fonctions de Bessel
k	Perméabilité intrinsèque
K	Conductivité hydraulique
K_0	Coefficient des terres au repos
$[K_d]$	Matrice de la rigidité pour le déplacement
l	Longueur du trajet
L	Longueur du cylindre
$[L_d]$	Matrice de couplage pour le déplacement
$[L_f]$	Matrice de couplage pour l'écoulement
m	Coefficient de changement de volume
M	Paramètre du modèle Cam-Clay modifié
M_s	Masse des solides
M_w	Masse d'eau
$[M_N]$	Matrice de la masse
n	Porosité

n_{eff}	Porosité efficace
η_w	Viscosité de l'eau
N	Ordre du polynôme
$N_{n,T}$	Facteur de forme liant la porosité et la tortuosité,
$\langle N \rangle$	Vecteur-ligne des fonctions de forme
OCR	Rapport de surconsolidation
dp_o	Incrément de pression résiduel causé par le gonflement de l'obturateur
dp_t	Incrément de pression résiduel causé par l'insertion de la tige
$\overline{dp}_x$	Erreur absolue associée à un point de moyenne mobile à x chiffres
Δp	Intervalle d'échantillonnage des pressions mesurées
Δp_{ech}	Pas d'échantillonnage minimal pour que soit respecté le critère de précision
dp	Incrément de pression produit par le pulse
dp^*	Incrément de pression préliminaire
p'	Contrainte effective moyenne
$\overline{p}_x$	Point de moyenne mobile à x chiffres
P	Pente
Π	Plan
q	Flux de matière
q'	Demi contrainte déviatorique effective
Q	Débit volumique
Q_{inj}	Débit dans le tubage
Q_{sol}	Débit dans le sol
r	Distance radiale à l'axe de symétrie du cylindre
r^*	Rayon à partir duquel l'excédent de pression interstitielle devient négligeable
r_F	Distance d'application de la force
r_s	Rayon du système
r_t	Rayon du tubage
r_w	Rayon du puits

$r_w +$	Position immédiatement adjacente à la paroi du puits
R	Rayon à l'intérieur duquel le sol s'écoule plastiquement
R^2	Coefficient de détermination
R_f	Facteur de rétention
ρ_d	Masse volumique du sol sec
ρ_s	Masse volumique du grain solide
ρ_w	Masse volumique de l'eau
ρ_{w^0}	Masse volumique de l'eau à la pression de référence
S	Capacité de stockage ou d'emmagasinement,
S_s	Emmagasinement spécifique
$S_r(\%)$	Degré de saturation x100%.
S_u	Résistance au cisaillement non drainée
σ	Contrainte totale
σ'	Contrainte effective.
σ_h'	Contrainte effective horizontale
σ_p'	Contrainte de préconsolidation
σ_v'	Contrainte effective verticale
σ_{v0}'	Contrainte effective verticale initiale
σ_{vc}'	Contrainte effective verticale maximale
σ_{vo}'	Contrainte effective due au poids des terres
Ω	Fréquence
t	Temps.
T	Tortuosité
T_c	Température en degrés Celsius
T_w	Transmissivité à l'eau
τ	Contrainte de déviatorique
θ	Teneur en eau volumique
u_o	Pression interstitielle de référence
u_{abs}	Pression interstitielle absolue
u_w	Pression d'eau interstitielle relative

u_w^o	Pression interstitielle relative initiale
$\{\Delta u_w\}$	Vecteur d'incrément de pression interstitielle
v	Vitesse de l'eau
ν'	Coefficient de Poisson drainé
v_{moy}	Vitesse réelle moyenne de l'eau dans les pores,
ν_w	Viscosité cinématique de l'eau
dV	Volume injecté pour le pulse
V_c	Volume de la cavité
V_w	Volume d'eau
V_s	Volume des solides
V_t	Volume total
V_v	Volume des vides
V_{wg}	Volume d'eau gravitaire
W	Charge due au poids des terres
$w(\%)$	Teneur en eau massique
x, y, z	Directions du référentiel orthogonal
z	Élévation
ξ	Mouvement radial en expansion

INTRODUCTION

L'argile saine est un médium peu perméable. Lorsqu'elle est maintenue humide et à l'abri du gel et de la bioturbation, l'argile, en épaisseur suffisante et non fracturée, devient un outil intéressant pour ralentir la migration des contaminants. Combinée à des couches drainantes et protectrices, l'argile en place peut être partie prenante du design de cellules de confinement pour des déchets, sols contaminés ou résidus miniers générateurs d'acides.

Afin qu'il soit prouvé que l'argile en place est suffisamment imperméable, sa conductivité hydraulique doit être mesurée. Pour ce faire, les techniques généralement utilisées consistent à modifier le niveau de l'eau dans un puits d'observation pour provoquer un écoulement dans le sol environnant. Le retour du niveau d'eau à l'équilibre y est ensuite mesuré. Compte tenu de la faible vitesse à laquelle s'écoule l'eau au travers de l'argile, l'écoulement de tout le volume d'eau nécessaire au retour à l'équilibre requiert plusieurs jours. Aussi, comme il est généralement requis de répéter l'essai dans un même puits pour fins de validation, et de reproduire l'exercice en de nombreux endroits du site, l'étude de la conductivité hydraulique d'une couverture d'argile requiert temps et ressources.

L'essai de choc hydraulique permet d'obtenir la conductivité de l'argile française en un temps très court. Pour ce faire, Chapuis et Cazaux (2002) proposent une marche à suivre, pour le traitement des données, qui représente bien la physique de l'essai et qui permet d'obtenir des résultats comparables à toute autre technique beaucoup plus lente. Toutefois, les argiles françaises sont rigides. Celles de la Mer de Champlain, qu'on retrouve au nord-est de l'Amérique du Nord, sont par ailleurs plus jeunes, et donc beaucoup moins indurées. Elles sont molles, et le sont encore davantage lorsqu'elles sont remaniées. Par conséquent, l'utilisation de l'essai de choc hydraulique au Québec requiert que le traitement des données applicable aux argiles françaises soit adapté pour prendre en compte la déformabilité de l'argile de la Mer de Champlain.

La présente étude a pour principal objectif d'adapter l'essai de choc hydraulique afin qu'il puisse être réalisé dans l'argile déformable de la Mer de Champlain.

CHAPITRE 1 - DÉVELOPPEMENT THÉORIQUE

1.1 Notions de géologie

1.1.1 Contexte géologique de la Mer de Champlain

Le contexte géologique des essais de terrain effectués dans le cadre de la présente maîtrise est celui des Basses-Terres du St-Laurent et de l'argile molle et sensible de la Mer de Champlain.

Au cours du Wisconsinien Supérieur (figure 1.1), pendant lequel s'est déroulée la dernière glaciation du Quaternaire, le glacier continental a atteint une épaisseur maximale de 3 km et a fait s'enfoncer le socle rocheux de quelques centaines de mètres par isostasie (Hocq et Martineau, 1994). La dépression de la croûte a eu pour effet de favoriser l'intrusion marine en régions côtières et la formation de vastes lacs lors de la fonte du glacier. C'est par ce processus que s'est produite, vers l'an 12 400, l'intrusion de la Mer de Champlain à Québec, et vers 12 100 en Outaouais (figure 1.2). Elle s'est par la suite retirée il y a environ 9500 ans, et l'eau salée a progressivement remplacé l'eau douce et donné naissance au Lac Lampsilis, qui s'est à son tour évidé environ 2000 ans plus tard.

				ÉTAGE	SOUS-ÉTAGE	STADES ISOTOPIQUES	
				(ka)	(ka)	(ka)	
CÉNOZOÏQUE	QUATÉNAIRE	HOLOCÈNE	Supérieur	WISCONSINIEN		1	
		PLÉISTOCÈNE			10		
					Supérieur	13	
					23	2	28
					Moyen	32	
					64	3	64
					Inférieur	4	
					75		75
		Moyen	SANGAMONIEN		5		
					128		
					6	165	
					7	235	
					8	275	
					9	320	
					1	?	
					1	350	
					1	?	
					15	610	
						790	
						1640	
T	P						

Figure 1.1 Le Wisconsinien Supérieur au sein de l'échelle des temps géologiques
(d'après Hocq et Martineau, 1994)

La glaciation wisconsinienne a érodé presque tous les paléosols, les roches meubles et dépôts organiques qui avaient été mis en place lors des glaciations précédentes et au Tertiaire. En revanche, elle a laissé des vallées en U, des drumlins, des till et moraines, des eskers, des dépôts lacustres, des dunes, des plages et des tourbières.

Le sud de la province de Québec est le secteur qui « a enregistré les plus d'événements reliés à la dernière glaciation » (Hocq et Martineau, 1994).

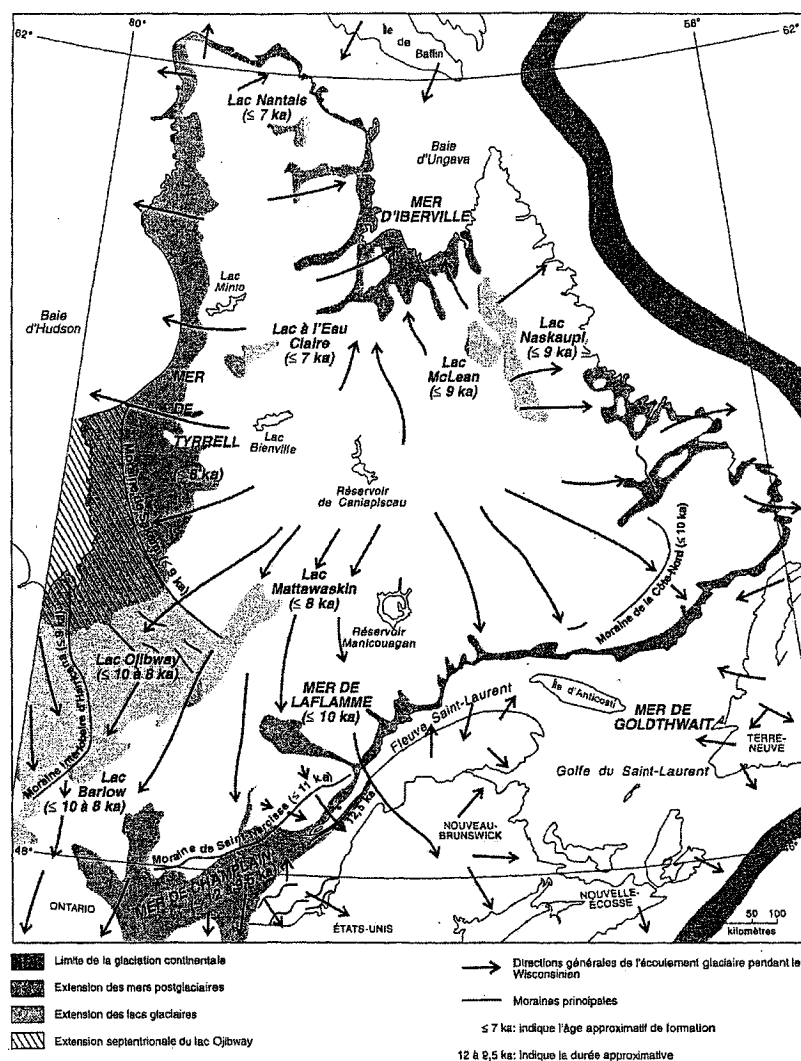


Figure 1.2 Principaux événements reliés à la glaciation wisconsinienne
(d'après Hocq et Martineau, 1994)

1.1.2 Structure de l'argile de la Mer de Champlain

D'après Bouma (1962), qui met en relation la taille des particules de sol et l'énergie de leur milieu de déposition, les particules de la taille des argiles ($< 4 \mu\text{m}$) sédimentent en milieu de faible énergie (Beaulieu, 2001). Les fonds des mers, estuaires et lacs sont

des exemples d'environnements où des conditions calmes prévalent. La déposition forme des stratifications quasi horizontales. Elles sont soumises à une contrainte verticale qui croît avec la déposition de couches sus-jacentes et sont en condition de déformation unidimensionnelle (Leroueil et al., 1985).

En raison de sa nordicité, l'argile de la Mer de Champlain subit les effets des cycles de gel-dégel et ceux dus aux fluctuations saisonnières de la nappe phréatique (Lafleur et Giroux, 1983). Ainsi, sur une épaisseur qui varie entre 2 à 6 mètres depuis la surface, l'argile est fissurée et oxydée (Hamouche, 1995 dans Silvestri, 2003).

D'autre part, la microstructure et la composition chimique de l'argile de la Mer de Champlain la rendent sensible (Holtz et Kovacs, 1991), c'est-à-dire qu'elle perd sa résistance lorsqu'elle est remaniée. Ceci est attribuable au lessivage des argiles, qui cause la dissociation des cations liés aux feuillets d'argile et ainsi augmente la répulsion entre les feuillets (Landry et Mercier, 1992). Aussi, selon Bentley et Smalley (1978) et Yong et al. (1979), il existe une relation entre la sensibilité de l'argile de la Mer de Champlain et la proportion d'environ 50% de farines de roche (Foscal-Mella, 1976; Bentley et Smalley, 1978) qui la constitue.

1.2 Notions d'hydrogéologie

1.2.1 Définition du problème physique

Afin de définir le problème de l'écoulement en milieu poreux, les propriétés de la matrice et du fluide doivent être quantifiées, une loi de comportement et une loi de conservation doivent être exprimées et les conditions initiales et aux frontières du modèle doivent être posées (Lefebvre, 2003). Les lois physiques et les conditions initiales et aux frontières combinées forment le système d'équations aux dérivées partielles à résoudre.

D'un point de vue mathématique, il est nécessaire que le milieu qui est décrit par les équations aux dérivées partielles soit continu. Le sol et les roches, par ailleurs, sont des milieux discontinus à l'échelle microscopique et à l'échelle macroscopique. Par conséquent, des propriétés moyennes pour un volume de milieu sont choisies. Pour

qu'elles soient représentatives de celui-ci, il faut que le volume soit suffisamment grand pour minimiser la variabilité des propriétés due aux pores, et suffisamment petit pour qu'il ne comprenne que la ou les formations géologiques d'intérêt. À ce propos, Ladanyi (1979) note que les effets d'échelle font en sorte que de gros et lourds échantillons sont requis pour les essais de laboratoire et que de nombreux échantillons sont nécessaires pour assurer la viabilité statistique des résultats.

De façon générale, 5 propriétés définissent le milieu (Lefebvre, 2003). La première est celle qui exprime la quantité de matière en jeu et c'est un scalaire. Il s'agit de la quantité du fluide, mesurée en masse M_w ou en volume V_w . La seconde propriété définit le potentiel et c'est aussi un scalaire. La différence de potentiel est à l'origine du transfert de matière, et sa distribution spatiale est caractérisée par son gradient, qui est une quantité vectorielle. La charge h quantifie le potentiel d'un problème d'écoulement en milieu poreux. La 3^e propriété qui définit le milieu décrit le flux de matière ou d'énergie q , et c'est un vecteur. Elle quantifie le transfert de matière au travers d'une surface unitaire au cours d'un intervalle de temps selon une direction donnée, sous l'effet du gradient de potentiel. La 4^e propriété du milieu étudié en caractérise, quant à elle, sa capacité de stockage ou d'emmagasinement S , et donc sa capacité à contenir de la matière. C'est une quantité scalaire. Enfin, la 5^e propriété est celle qui quantifie la capacité, ou la facilité du milieu à transférer de la matière qui est soumise au gradient de potentiel et c'est un tenseur. Ce tenseur définit la proportionnalité qui lie le flux au gradient au sein de la loi de comportement; Il s'agit de la conductivité hydraulique K dans le cadre d'un problème d'hydrogéologie. Le tableau 1.1 illustre diverses lois de comportement qui décrivent des phénomènes physiques connus et apparentés.

Tableau 1.1 Lois de comportements régissant différents phénomènes physiques (d'après Lefebvre, 2003)

LOI DE COMPORTEMENT	QUANTITÉ DE TRANSFERT	POTENTIEL	CONSTANTE DE PROPORTIONNALITÉ
Ohm	Électricité par conductance	Voltage	Conductance (1/Résistance)
Fick	Flux de masse par diffusion	Concentration	Diffusivité
Fourier	Chaleur par conduction	Température	Conductivité thermique
Newton	Contrainte dans un fluide	Vitesse du fluide	Viscosité
Darcy	Fluide dans un milieu poreux	Charge hydraulique	Conductivité hydraulique

Les inconnues du système d'équations à résoudre sont la distribution spatiotemporelle du potentiel, les valeurs de l'emmagasinement et de la conductivité et la grandeur et l'orientation spatiotemporelle des vecteurs de flux dans le milieu étudié. Puisque la distribution du flux forme un champ vectoriel dans l'espace tridimensionnel, les inconnues dans le référentiel x,y,z sont au nombre de 6. Par conséquent, 6 équations sont requises pour que le problème soit déterminé. Elles sont l'équation de conservation, les trois équations de Darcy qui décrivent les composantes du flux, et les équations qui lient l'emmagasinement et la conductivité à la teneur en eau ou à la pression interstitielle.

La condition initiale qui doit être posée pour résoudre le système d'équations différentielles est la distribution spatiale initiale du potentiel. La géométrie spécifique du cas étudié dicte ensuite le choix des conditions aux frontières du volume de sol ou de roc étudié. Toutes ces conditions réunies permettent la résolution du problème par voie numérique ou analytique. La résolution exacte se fait par transformée de Laplace ou de Fourier, par séparation de variables, puis par transformée inverse. La résolution numérique par discrétisation du réseau d'écoulement peut s'effectuer par la méthode

des différences finies, par la méthode des éléments finis, ou par la méthode des volumes de contrôle (Therrien, 2004).

1.2.2 Propriétés du milieu

L'évaluation des propriétés du milieu à l'étude, dont les composantes sont le milieu poreux et le fluide qui s'y écoule, s'effectue par mesures directes et, le plus souvent, par mesures indirectes de propriétés qui leur sont liées via des relations empiriques connues. Dans le cadre de cette maîtrise, on s'intéresse particulièrement à la conductivité hydraulique saturée des argiles de Champlain.

1.2.2.1 Mesure de la conductivité hydraulique

Il existe deux familles de méthodes pour mesurer la conductivité hydraulique, K , pour l'ensemble des sols, selon Domenico et Schwartz (1997). Il s'agit des essais de terrain et des essais de laboratoire. On peut aussi essayer de prédire K par des méthodes empiriques et semi-empiriques basées sur le diamètre des grains et sur la distribution granulométrique, aussi nommées modèles hydrauliques simples.

Les essais de terrain dans les argiles comprennent les essais de perméabilité à niveau constant, à niveau variable (slug tests) et les essais de choc hydraulique. En effet, les équations utilisées pour le traitement des données recueillies durant ces essais négligent ou non la déformation du sol (section 2.2.1) Les travaux de Chapuis (1998) ont démontré que l'emmagasinement est généralement négligeable et que les équations pour la résolution de l'essai de perméabilité en milieu rigide peuvent être utilisées (section 2.2.1.1). Lorsqu'il y a consolidation ou gonflement de la paroi, comme il se produit dans les aquitards faiblement consolidés, les seules théories disponibles qui considèrent une déformation différée sont celles de l'essai de perméabilité à niveau constant et à très faible débit (Chapuis, 1999). Ces essais permettent d'obtenir K et la compressibilité. Les essais de choc hydraulique, les slug tests et les essais de perméabilité à niveau constant en milieux compressibles seront discutés aux sections 2.1, 2.2.1.1 et 2.2.1.

L'essai de laboratoire qui permet d'obtenir la conductivité hydraulique de l'argile est l'essai de perméabilité à niveau variable ou constant en cellule triaxiale. Selon Baligh et Levadoux (1986), les mesures en laboratoire effectuées sur les sols à grains fins qui sont structurés peuvent sous-estimer la conductivité hydraulique de plusieurs ordres de grandeur. Par ailleurs, lorsqu'elles sont effectuées sur des échantillons remaniés, les valeurs de K obtenues sont différentes d'un facteur 2 ou 3, parfois 10 des valeurs in situ (Baligh et Levadoux, 1980). Aussi, des échantillons tirés de la même profondeur et testés en laboratoire fournissent typiquement des valeurs de K significativement dispersées (Baligh et Levadoux, 1980).

1.2.2.2 Capacité d'emménagement du milieu

Selon Terzaghi, la contrainte totale, la contrainte effective et la pression interstitielle au sein d'un sol sont en relation de la façon suivante :

$$\sigma = \sigma' + u_w$$

où

σ est la contrainte totale, et

σ' est la contrainte effective supportée par le squelette solide.

Lors de l'application d'une surcharge extérieure, l'incrément de charge est d'abord repris intégralement par la pression interstitielle parce que l'eau est plus rigide que le squelette solide. Un écoulement de fluide vers des secteurs moins pressurisés est ainsi provoqué, contrôlé par la conductivité hydraulique. Ce processus suit son cours jusqu'au retour à la pression hydrostatique et à la reprise intégrale de la surcharge par la contrainte effective. La contrainte effective est la portion de la charge qui est supportée par la matrice du sol. Par conséquent, avec l'augmentation de la contrainte effective, les grains adoptent une configuration plus compacte (Holtz et Kovacs, 1991).

Si la contrainte totale due au poids des terres sus-jacentes demeure constante, la diminution de la pression du fluide est intégralement compensée par un incrément de contrainte effective, et les grains adoptent une configuration plus dense. Lors d'un tel

abaissement de la charge, l'eau libérée provient d'une part de la compression de la matrice de sol, et d'autre part de la décompression de l'eau (Lefebvre, 2003).

Ainsi, pour quantifier la capacité du milieu à emmagasiner la matière dont on étudie l'écoulement, on s'intéresse à la compressibilité du milieu poreux et à la compressibilité de l'eau. On définit la compressibilité d'un matériau par le rapport du changement de volume qu'il subit à son volume initial lorsqu'il est sous l'effet d'un changement de l'état de contrainte, à température constante. Dans le cas d'un fluide, le changement de contrainte auquel il est soumis est produit par une modification de la pression (Lefebvre, 2003).

La compressibilité isotherme de l'eau peut être exprimée par (Domenico et Schwartz, 1997) :

$$\beta_w = \frac{1}{K_w} = -\frac{1}{V_w} \left(\frac{\partial V_w}{\partial u_w} \right)_{T,M}$$

où

$$\beta_w = 4,8 \times 10^{-10} \frac{m^2}{N} \text{ à } 25^\circ C$$

À masse constante, l'équation d'état applicable aux fluides compressibles devient (Lefebvre, 2003) :

$$\beta_w = \frac{1}{K_w} = -\frac{1}{V_w} \left(\frac{\partial V_w}{\partial u_w} \right)_{T,M} = -\frac{1}{\rho_w} \left(\frac{\partial \rho_w}{\partial u_w} \right)_{T,M}$$

En réorganisant et en intégrant, on obtient une expression pour la variabilité de la masse volumique de l'eau selon différentes conditions de pression.

$$\begin{aligned} \beta_w du_w &= \frac{d\rho_w}{\rho_w} \\ \int_{u_o}^{u_{abs}} \beta_w du_w &= \int_{\rho_{w_o}}^{\rho_w} \frac{d\rho_w}{\rho_w} \\ \rho_w &= \rho_{w_o} e^{\beta_w u_w} \end{aligned}$$

où

u_{abs} est la pression interstitielle absolue, et

u_0 est la pression interstitielle de référence.

La compressibilité de l'eau pure est de $4,4 \times 10^{-10} \text{Pa}^{-1}$ et elle peut être considérée indépendante de la température pour l'intervalle prévalant normalement dans les aquifères (Lefebvre, 2003). Quand la compressibilité du fluide est petite, on peut exprimer la masse volumique par le premier terme de l'expansion en série, soit :

$$\rho_w = \rho_{w_0} \left[1 + \beta_w (u_w - u_0) \right]$$

où

ρ_{w_0} est la masse volumique de l'eau à la pression de référence

Or, comme il faut une pression de 25MPa pour modifier de 1% un volume d'eau à température ambiante, on considère généralement l'eau incompressible lors de la résolution de problèmes hydrogéologiques (Chapuis, 1999).

Pour des grains incompressibles et sous compression verticale drainée, la compressibilité de la matrice est définie par (Domenico et Schwartz, 1997) :

$$\beta_t = -\frac{1}{V_t} \left(\frac{\partial V_t}{\partial \sigma'} \right)_{u_w, T} = -\frac{1}{V_t} \left(\frac{\partial V_v}{\partial \sigma'} \right)_{u_w, T} = \beta_v,$$

où

β_t est le module de compressibilité du volume total de milieu, et

β_v est le module de compressibilité verticale des vides (eau et air).

Sous de faibles contraintes, comme il est généralement le cas en hydrogéologie et en génie civil, la compression des grains est très faible et peut être considérée négligeable.

Dans le cas d'un fluide incompressible, le changement de volume des pores est égal au changement de volume de fluide :

$$dV_v = dV_w = -\beta_v V_i d\sigma' = \beta_v V_i du_w = \beta_v V_i \rho_w g dh$$

où

h est le potentiel d'écoulement, ou différence de charge.

Le volume d'eau extrait d'un volume unitaire de sol quand la charge s'abaisse d'un mètre dV_w , à élévation constante, peut ainsi être exprimée par :

$$dV_w = \rho_w g \beta_v$$

L'emmagasinement spécifique S_s total, dû à la compressibilité de la matrice et à celle de l'eau, est donc donné par :

$$S_s = \rho_w g (\beta_v + n\beta_w)$$

Et l'emmagasinement d'un aquifère d'épaisseur b dont la matrice se déforme de façon élastique linéaire (Jacob, 1950 dans Chapuis et al., 2001) :

$$S = bS_s = b\rho_w g \left(\frac{d\theta}{du_w} \right) = b\rho_w g m$$

où

m est le coefficient de changement de volume, et

$$u_w \geq 0$$

1.2.2.3 Construction d'un puits selon les règles de l'art

Lorsque des essais in situ sont réalisés ou que des mesures effectuées sur le terrain servent à calibrer un modèle numérique, il importe de s'assurer que les puits sont correctement installés et permettent des mesures représentatives du milieu investigué.

Selon Chapuis (1999), un puits fiable doit comporter une partie crépinée, un tuyau étanche, une zone filtre et un bouchon d'étanchéité (figure 1.3). Le bouchon a pour fonction d'isoler l'horizon d'intérêt des horizons adjacents et d'empêcher les écoulements verticaux le long du puits, depuis la surface. Le point de mesure du puits

est la position centrale de la zone filtre, selon Chapuis (1999) et Chapuis et Sabourin (1989).

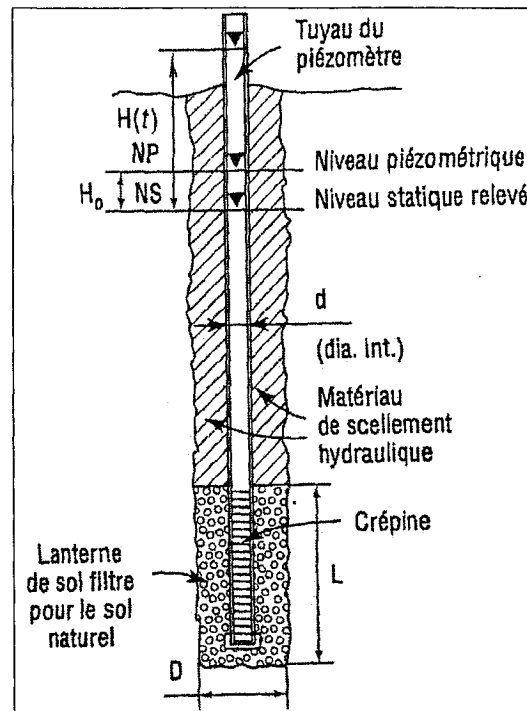


**Figure 1.3 Coupe d'un puits d'observation présentant ses composantes
(d'après Chapuis, 1999)**

La zone filtre est formée d'un sol grossier uniforme disposé annulairement autour de la crépine. Elle sert à empêcher la migration des particules de sol dans le puits tout en laissant passer l'eau (Chapuis, 1999). Une fois l'installation du puits complétée, il doit être développé pour en assurer la pleine efficacité et perennité. Le développement est réalisé dans les aquifères et dans les aquitards non plastiques seulement. Le développement consiste à extraire les particules fines de la zone filtre et du sol naturel environnant par succion. Il prévient leur migration vers le puits au fil du temps et leur accumulation qui pourrait modifier le patron d'écoulement aux environs du puits.

Selon Chapuis (1998), seul un puits correctement installé fournit véritablement la charge hydraulique du sol adjacent à la crépine. Pour qu'il le soit, il faut qu'il comporte tous les éléments nommés ci-haut, mais aussi que son bouchon d'étanchéité soit

efficace et intact. Lorsqu'il ne l'est pas, un suintement aux environs du tubage et suivant celui-ci survient et modifie la charge mesurée dans le puits. Lorsqu'une étanchéité a été réalisée sur toute la longueur, cet écoulement peut se produire à l'interface entre le matériau scellant et le sol naturel, ou à l'intérieur du sol naturel fissuré hydrauliquement ou ayant subi une érosion interne (Chapuis et Sabourin, 1989). Il est possible de détecter la présence d'un tel court-circuit hydraulique par le traçage du graphique des vitesses, présenté à la section 2.2.1.1. Une très forte erreur piézométrique et un bris de pente du graphique des vitesses peuvent indiquer la présence d'un suintement (figure 1.4).

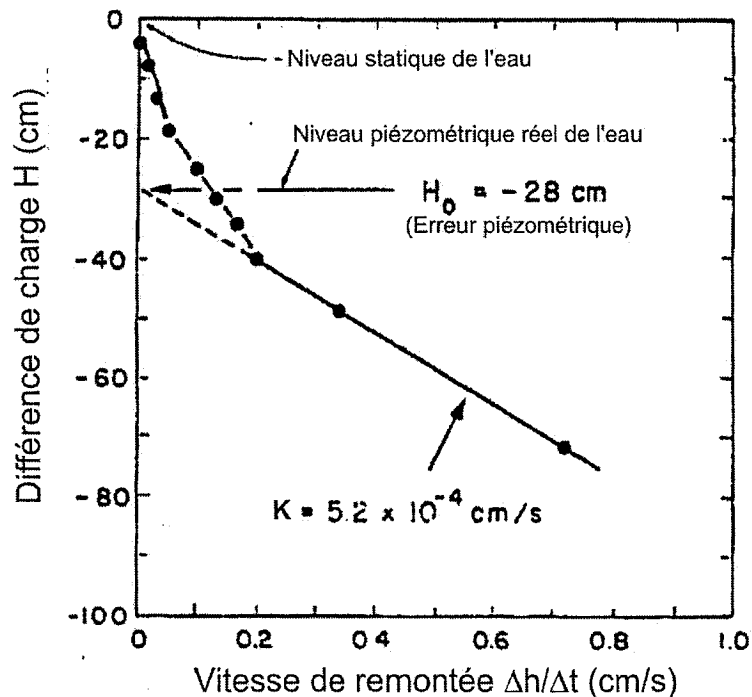


**Figure 1.4 Graphique des vitesses d'un puits dont le scellement est défectueux
(modifiée d'après Chapuis et Sabourin, 1989)**

Lorsque la distribution granulométrique d'un sol, dont un exemple est présenté à la figure 1.5, comporte une pente inférieure à 21,5% (Chapuis, 1992), et donc qu'il y a absence d'une plage de taille de grains, il y a risque que les plus petites particules migrent entre les grains plus gros. C'est ce qu'on appelle de l'érosion interne, ou suffosion. Selon Lubochkov (1968) dans Chapuis et Sabourin (1989), le gradient de

sortie dans un sol naturel doit être de moins de 0,20 afin d'éviter l'érosion interne. Ainsi, compte tenu que l'eau interstitielle mise sous pression par l'eau de forage peut atteindre des gradients de l'ordre de 1 :1000 (Chapuis et Sabourin, 1989), les sols dans les environs d'un forage peuvent être endommagés facilement. Selon Todd (1980), le développement du puits est aussi une étape critique en regard de l'érosion interne. En effet, Chapuis et Sabourin (1989) notent qu'un sable silteux à granulométrie étalée, lorsqu'il est bien développé, peut se transformer en un sable propre dans lequel le matériau scellant ne peut pas pénétrer.

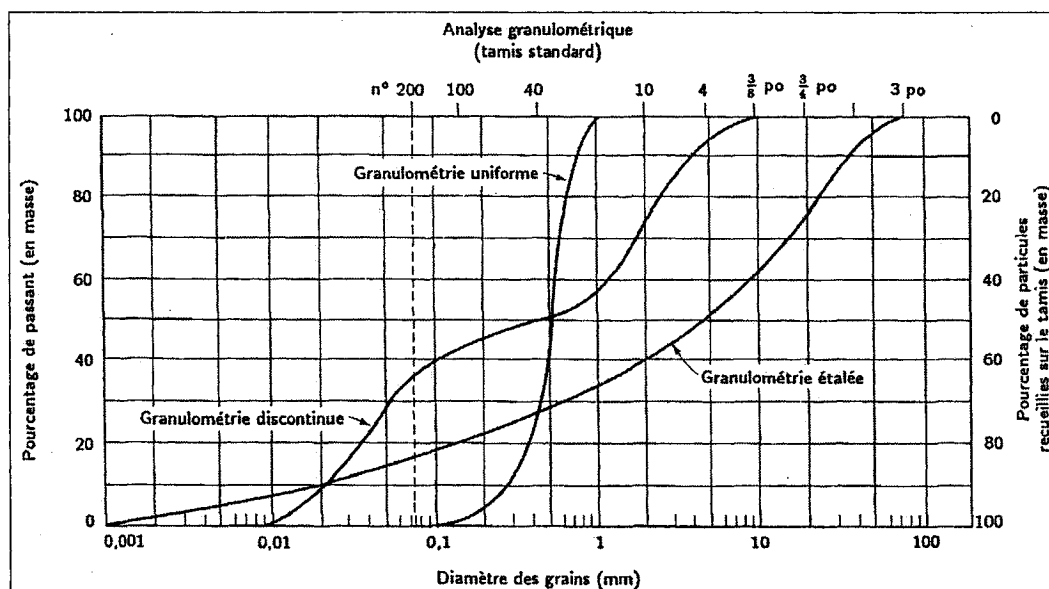


Figure 1.5 Exemple de distributions granulométriques (d'après Holtz et Kovacs, 1991)

Enfin, outre l'étanchéité du puits et la qualité de son contact hydraulique, la saturation du sable de la zone filtre doit aussi être examinée, selon Wilkinson (1968). L'utilisation de sable sec pour la construction des zones filtres mène à des degrés de saturation variant entre 92% à 97%, selon des essais en laboratoire effectués par l'auteur. Sous l'effet d'un incrément de pression, la présence d'air dans les pores entraîne des variations de volume et amorce une dynamique de dissolution de l'air dans l'eau décrite par la loi de Henry.

1.2.3 Loi de conservation

La loi de conservation de la masse d'eau exprime le lien entre la variation de flux et celle de l'emmagasinement. La différence entre le flux entrant et le flux sortant de toutes les faces d'un volume représentatif cubique s'exprime par :

$$-\left[\frac{\partial(\rho_w q_x)}{\partial x} + \frac{\partial(\rho_w q_y)}{\partial y} + \frac{\partial(\rho_w q_z)}{\partial z} \right] \Delta x \Delta y \Delta z ,$$

puis le changement de l'emmagasinement dans le temps par

$$\frac{\partial(\rho_w n)}{\partial t} \Delta x \Delta y \Delta z .$$

Combinées, on obtient :

$$-\nabla \cdot (\rho_w q) = -\left[\frac{\partial(\rho_w q_x)}{\partial x} + \frac{\partial(\rho_w q_y)}{\partial y} + \frac{\partial(\rho_w q_z)}{\partial z} \right] = \frac{\partial(\rho_w n)}{\partial t} ,$$

$$-\nabla \cdot q = -\left[\frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} + \frac{\partial q_z}{\partial z} \right] = \frac{1}{\rho_w} \frac{\partial(\rho_w n)}{\partial t}$$

Cette équation exprime que le changement net en flux sortant d'un volume unitaire de sol est égal au taux de changement de masse de fluide à l'intérieur du volume unitaire. La première expression balance les masses de fluide, la seconde, les volumes.

En introduisant la loi de Darcy pour un milieu isotrope et sous l'hypothèse que l'emmagasinement est proportionnel au changement de charge, on obtient :

$$\nabla^2 h = \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{S_s}{K} \frac{\partial h}{\partial t}$$

Sous cette forme, elle se nomme équation de diffusion. Elle s'applique aux écoulements transitoires. La solution de cette équation décrit le changement de charge hydraulique dans le temps en tout point d'un champ d'écoulement tridimensionnel (Domenico et Schwartz, 1997). Dans le cas où l'emmagasinement est négligeable, le terme de droite devient nul et l'équation devient celle de Laplace.

En coordonnées radiales, la loi de conservation s'exprime :

$$\frac{\partial^2 h}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial h}{\partial r} = \frac{S_s}{K} \frac{\partial h}{\partial t}$$

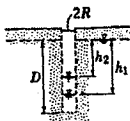
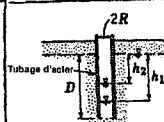
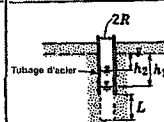
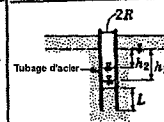
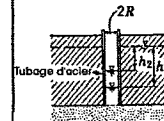
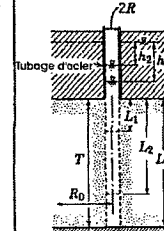
1.2.4 Conditions aux frontières

Selon Chapuis (1999), il existe deux familles de frontières : les frontières rapprochées et les frontières éloignées. Le premier type comprend l'extension géométrique de la zone filtre et est exprimé dans le choix du coefficient de forme. Le second type souligne la rencontre de formations géologiques dont la conductivité hydraulique contraste avec celle de l'horizon testé.

1.2.4.1 Coefficient de forme

Le coefficient de forme Φ , retrouvé dans l'équation de Hvorslev (1951) (section 2.2.1.1), doit être choisi en fonction de la géométrie de la lanterne et des frontières rapprochées, qui contrôlent le patron d'écoulement près du puits. Toutefois, le coefficient de forme est représentatif dans la mesure où il faut considérer que le forage, l'installation et le développement du puits en modifient la forme théorique. Ainsi, seul le produit $K\Phi$ peut être connu avec certitude (Chapuis, 1999). Le tableau 1.2 suivant présente différents coefficients de forme selon les configurations de puits.

Tableau 1.2 Coefficients de forme pour des essais de perméabilité à niveau variable (modifié d'après Hvorslev, 1951)

Configuration	Représentation graphique	Facteur de forme	Conductivité hydraulique par essai à niveau variable	Applicabilité
Puits d'observation ou piézomètre dans une formation saturée, isotrope et infinie	(a) Puits ouvert sur toute la hauteur	 $F = 16\pi DSR$	$F = \frac{R}{16DS} \times \frac{(h_2 - h_1)}{(t_2 - t_1)}$ pour $\frac{D}{R} < 50$	Non applicable dans des sols stratifiés; Pour des valeurs de S données
	(b) Forage avec tubage d'acier et bout ouvert sur l'aquifère	 $F = \frac{11R}{2}$ ou $F = 2,75(2R)$	$F = \frac{2\pi R}{11(t_2 - t_1)} \ln\left(\frac{h_1}{h_2}\right)$	Utilisé pour obtenir la conductivité hydraulique à de faibles profondeurs sous la nappe
	(c) Forage avec tubage d'acier remonté	 $F = \frac{2\pi L}{\ln(L/R)}$ (approximation)	$F = \frac{R^2}{2L(t_2 - t_1)} \ln\left(\frac{L}{R}\right) \ln\left(\frac{h_1}{h_2}\right)$ pour $\frac{L}{R} > 8$	Utilisé pour obtenir la conductivité hydraulique à de plus importantes profondeurs
	(d) Forage avec tubage d'acier avec section ouverte en remplissage partiel de sol	 $F = \frac{11\pi R^2}{2\pi R + 11L}$	$F = \frac{2\pi R + 11L}{11(t_2 - t_1)} \ln\left(\frac{h_1}{h_2}\right)$	Principalement pour obtenir la conductivité verticale en milieu anisotrope
Puits d'observation ou piézomètre dans un aquifère avec couche confinante	(e) Forage avec tubage d'acier et bout ouvert sur le dessus d'un aquifère infini	 $F = 4R$	$K = \frac{\pi R}{4(t_2 - t_1)} \ln\left(\frac{h_1}{h_2}\right)$	Utilisé pour obtenir la conductivité quand la couche confinante est relativement mince
	(f) Forage avec tubage avec trou ouvert sur toute la hauteur de l'aquifère d'épaisseur finie:		(1)	Utilisé pour obtenir la conductivité à des profondeurs de plus de 5pi (1,5m) pour des valeurs de C_s données
	(1) $\frac{L_1}{T} \leq 0.20$		$F = C_s R$	
	(2) $0.2 < \frac{L_2}{T} < 0.85$		$F = \frac{2\pi L_2}{\ln(L_2/R)}$	Utilisé pour obtenir la conductivité à des profondeurs plus importantes et pour des sols à grains fins
	(3) $\frac{L_3}{T} = 1.00$		$F = \frac{2\pi L_3}{\ln(R_0/R)}$	$\frac{R_0}{R} = 200$ est assumé à moins que R_0 soit connu
Note: R_0 est le rayon d'influence du puits				

Selon Chapuis (1989), deux solutions analytiques sont connues pour l'équation de Laplace pour une zone d'injection cylindrique. Ce sont des solutions approchées qui considèrent un ellipsoïde ou une sphère de surface équivalente à celle de la zone

cylindrique. Elles ont été développées avant 1940 par des mathématiciens et physiciens pour des conditions qui correspondent aux conditions à l'équilibre d'un essai à charge constante.

À partir de ces solutions, Hvorslev (1951) et Lefranc (1936, 1937) ont proposé deux coefficients de forme. Ces coefficients ont été vérifiés par Schneebeli (1966) à l'aide d'un montage électrique analogue au cas de l'écoulement à charge constante. Les courbes théoriques ont alors présenté une bonne correspondance aux résultats expérimentaux obtenus. En outre, Mandel (1939) a également proposé des coefficients de forme qui utilisent des solutions mathématiques conventionnelles de l'équation de Laplace.

Plus récemment, des coefficients de forme ont été obtenus de la modélisation de l'essai à charge constante à l'aide d'éléments finis et de différences finies. Or, il apparaît que les résultats obtenus de l'utilisation de ces coefficients plus récents varient sensiblement entre eux (Tavenas et al., 1990). En effet, les résultats de conductivité hydraulique obtenus présentent un écart qui peut atteindre jusqu'à 100% de celui fourni par le coefficient de Hvorslev.

Selon Chapuis (1989), la raison de cet écart repose principalement sur les hypothèses concernant la perméabilité du fond de la lanterne et sur le caractère fini du modèle numérique. En effet, certains coefficients de forme considèrent le fond de la lanterne perméable à l'écoulement, et d'autres le considèrent imperméable. De plus, le modèle numérique est de taille finie et ses limites produisent l'effet de frontières de recharge et de frontières imperméables superposées à la solution analytique pour un domaine infini. Pour ces raisons, seuls les coefficients de forme obtenus de solutions analytiques de l'équation de Laplace devraient être utilisés pour le traitement d'essais de perméabilité en forage ou en piézomètre.

1.2.4.2 Frontières imperméable et de recharge

Lorsque la transmissivité est cent fois plus faible dans un secteur périphérique à la formation géologique d'intérêt, il y a frontière imperméable; Il y a frontière de recharge

lorsqu'elle y est cent fois plus élevée. Dans un aquifère, les frontières sont détectables par des essais de pompage de remontée. Leurs positions près d'une lanterne de piézomètre est connue par la stratigraphie établie à l'aide du forage.

Trois types de conditions aux frontières peuvent être imposées pour déterminer le système d'équations aux dérivées partielles. Elles sont la condition de Dirichlet ou à potentiel imposé, de Newman ou à flux imposé, et de Cauchy-Euler ou à flux imposé fonction du potentiel (Lefebvre, 2003). La première est utile pour représenter des cours d'eau dont la charge demeure constante, la seconde pour imposer le flux nul d'une surface imperméable, et la dernière pour représenter l'infiltration en bordure d'un bassin, qui dépend de l'élévation du bassin.

1.3 Notions de mécanique des sols

1.3.1 Compressibilité du milieu

Sous l'effet d'une modification de l'état de contrainte, les argiles se compriment ou se gonflent. Cette compressibilité s'effectue en partie de façon non drainée et instantanée, en partie suivant l'écoulement au fil du temps, et en partie au fil du temps à contrainte constante. Ces processus se nomment compression primaire, consolidation, et compression secondaire, respectivement (Holtz et Kovacs, 1991).

La consolidation primaire est la composante majeure du tassement des argiles inorganiques. Pour celui des tourbes et les sols fortement organiques, la compression secondaire joue un rôle plus important (Holtz et Kovacs, 1991).

Comme ces différents phénomènes ont lieu successivement au sein d'un matériau sous contrainte, il est possible qu'à l'intérieur d'une même couche épaisse la portion près de la sortie du drainage ait complété sa consolidation et expérimente de la compression secondaire tandis que les autres secteurs de la couche en soient à diverses étapes de la consolidation, selon la position. La distinction des effets peut alors être difficile.

Plusieurs facteurs influencent la compressibilité de l'argile. Levadoux et Baligh (1986) souligne qu'elle dépend notamment de l'historique des contraintes qui lui ont été

appliquées depuis sa formation, de l'amplitude de ces contraintes et de la taille des incréments lors des changements d'état de contrainte. Il souligne aussi l'effet du remaniement sur la compressibilité.

1.3.2 Compression primaire instantanée

La compression primaire instantanée est la portion de la déformation du matériau qui se produit sous un incrément de charge et qui, comme sa désignation l'indique, se produit au cours d'un intervalle de temps négligeable.

Holtz et Kovacs (1991) disent du tassement immédiat que bien qu'il ne puisse être qualifié d'élastique, il est estimé en général à l'aide de la théorie de l'élasticité.

Toutefois, selon Anderson et al. (1987), au cours d'une déformation considérée non drainée, il aurait une part de consolidation et la matrice du sol pourrait subir un certain fluage, ce qui en complique l'évaluation.

1.3.3 Consolidation

La consolidation est la partie de la déformation qui s'effectue suite au réarrangement des grains permis par le drainage de l'eau interstitielle. Elle est contrôlée par la relation entre la contrainte, la déformation et la vitesse de déformation et par la loi de Darcy qui sont couplées (Leroueil et al., 1985). Comme la vitesse à laquelle s'effectue la déformation dépend de la conductivité hydraulique du milieu poreux, les déformations dans l'argile peuvent se poursuivre sur des mois, des années et des dizaines d'années. L'ampleur du réarrangement des grains de la matrice est fonction de la rigidité du squelette et donc de sa microstructure; Elle est tributaire de l'historique géologique du sol et de l'intervention humaine (Holtz et Kovacs, 1991).

La contrainte effective maximale ayant été appliquée à un sol au cours de son passé géologique se nomme contrainte de préconsolidation σ_p' . En deçà de cette contrainte, le sol est plus résistant qu'il ne l'est lorsque son état de contrainte est porté au-delà. En effet, la structure du sol s'affaisse lorsqu'elle subit un chargement supérieur à ceux

qu'elle a déjà supporté par le passé. On dit d'un sol qu'il est normalement consolidé lorsqu'il supporte la charge maximale qu'il ait expérimenté, et on le dit surconsolidé s'il supporte un poids inférieur à ce qu'il a expérimenté jadis. Une déposition suivie d'une érosion, et la dessiccation des couches supérieures d'un dépôt sont des exemples de phénomènes qui peuvent mener à une surconsolidation.

Le rapport de surconsolidation OCR décrit le degré de surconsolidation d'un dépôt :

$$OCR = \frac{\sigma_p'}{\sigma_{vo}'}$$

où

σ_{vo}' est la contrainte due au poids des terres

L'ampleur de la surconsolidation varie parfois à l'intérieur d'une même couche. Selon Hamouche (1995) dans Silvestri (2003), l'argile de la Mer de Champlain de Louiseville, Québec, sur laquelle des essais ont été réalisés, est surconsolidée.

Vu la double rigidité d'une argile selon qu'elle soit normalement consolidée ou surconsolidée, la courbe contrainte-déformation ou contrainte-indice des vides, construite au fil du temps lors d'une consolidation, comporte un bris de pente (figure 1.6). La première portion se nomme courbe de reconsolidation, et la seconde courbe de consolidation vierge.

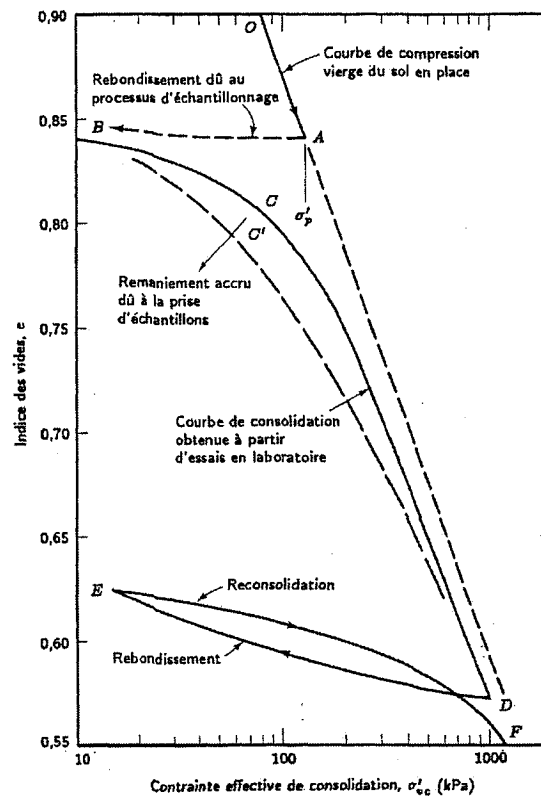


Figure 1.6 Exemple de courbe de consolidation (d'après Holtz et Kovacs, 1991)

Les paramètres qui caractérisent la consolidation peuvent être évalués par des essais réalisés en laboratoire ou in situ. En laboratoire, un incrément de contrainte totale est imposé sur l'échantillon afin que l'augmentation de pression interstitielle soit reprise par la matrice du sol tandis que l'éprouvette est laissée libre de se drainer. Il s'agit de l'essai oedométrique. Lors de l'essai de consolidation in situ, on n'altère pas l'état des contraintes totales. L'augmentation des contraintes effectives est plutôt provoquée par la diminution de la pression interstitielle (Mieussens et Ducasse, 1976). Pour ce faire, le niveau d'eau dans le puits est abaissé de façon constante par l'application d'une succion dans le puits, ce qui comporte comme risque la mise en solution aqueuse d'air (Wilkinson, 1968).

Au laboratoire, le remaniement de l'échantillon de sol qui se produit lors de sa taille et sa préparation rend plus difficile l'obtention de la contrainte de préconsolidation parce qu'il a pour effet de lisser le bris de pente de la courbe de consolidation (Holtz et

Kovacs, 1991). D'autre part, la faible taille de l'éprouvette utilisée pour l'essai oedométrique laisse douter de sa représentativité, selon Mieussens et Ducasse (1976).

Les mesures de chargement et de déformation effectuées lors d'un essai oedométrique ou de consolidation in situ permettent le calcul de divers paramètres. Ils sont (Holtz et Kovacs, 1991) :

- Le coefficient de compressibilité a :

$$a = \frac{-de}{d\sigma'} = -\frac{\Delta e}{\Delta \sigma'} = \frac{e_1 - e_2}{\sigma'_2 - \sigma'_1};$$

- Le coefficient de changement de volume m :

$$m = \frac{-d\varepsilon}{d\sigma'} = \frac{\Delta \varepsilon}{\Delta \sigma'} = \frac{a}{1 + e_0} = \frac{1}{D}$$

où

ε est la déformation normale,

e_0 est l'indice des vides initial, et

D est le module oedométrique;

Il peut aussi être exprimé par :

$$m = \frac{d\theta}{du_w}$$

selon Chapuis et al. (2001);

- L'indice de compression C_c

$$C_c = \frac{-de}{d \log \sigma'} = \frac{e_1 - e_2}{\log \sigma'_2 - \log \sigma'_1} = \frac{e_1 - e_2}{\log \frac{\sigma'_2}{\sigma'_1}};$$

- Et enfin l'indice de compression modifié $C_{c\varepsilon}$

$$C_{c\varepsilon} = \frac{\Delta \varepsilon}{\log \frac{\sigma'_2}{\sigma'_1}} = \frac{C_c}{1 + e_0}.$$

Terzaghi et Peck (1948) dans Holtz et Kovacs (1991) ont publié l'équation de Terzaghi, qui décrit la consolidation unidimensionnelle. Elle est obtenue par conservation de masse en considérant que la différence de volume d'eau entrant et sortant d'un volume élémentaire pendant un intervalle de temps infinitésimal est égale au volume de sol comprimé :

$$\frac{-k}{\rho_w g} \frac{\partial^2 u_w}{\partial z^2} dz dt = \frac{-a}{1+e_o} \frac{\partial u_w}{\partial t} dt dz$$

où

t est le temps

En réarrangeant les termes, elle devient :

$$c \frac{\partial^2 u_w}{\partial z^2} = \frac{\partial u_w}{\partial t}$$

$$\text{avec } c = \frac{k}{\rho_w g} \frac{1+e_o}{a} = \frac{k}{\rho_w g} \frac{1}{m} = \frac{2G(1-\nu')}{1-2\nu'}$$

où

c est le coefficient de consolidation,

G est le module de cisaillement élastique, et

ν' le coefficient de Poisson drainé.

L'équation de consolidation radiale,

$$c_h \left(\frac{\partial^2 u_w}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u_w}{\partial r} \right) + c_v \frac{\partial^2 u_w}{\partial z^2} = \frac{\partial u_w}{\partial t}$$

où

c_h est le coefficient de consolidation horizontale, et

c_v est le coefficient de consolidation verticale.

L'équation de Terzaghi est valide lorsque le sol est saturé, homogène, élastique et que la consolidation est linéaire, c'est-à-dire que le coefficient de consolidation demeure

constant au fil de l'essai. Il est aussi requis que l'incrément de charge soit appliqué très rapidement et maintenu constant. Enfin, les déplacements et déformations provoqués doivent être petits et l'écoulement doit être régi par la loi de Darcy.

Pour que le coefficient de consolidation soit constant durant la consolidation, le rapport entre la perméabilité et la compressibilité doit demeurer constant. Lorsque l'argile est normalement consolidée, les variations de la compressibilité et la perméabilité se compensent et ainsi le coefficient de consolidation demeure approximativement constant. Par ailleurs, lorsqu'elle est surconsolidée et que la contrainte de préconsolidation est approchée ou dépassée, la consolidation devient fortement non linéaire (Levadoux et Baligh, 1986). Une autre difficulté à rencontrer les conditions de validité de l'équation de Terzaghi réside dans le fait que les déformations d'un sol ne s'effectuent souvent pas de façon instantanée suite à l'application d'une surcharge à cause de sa viscosité structurale (Leroueil et al., 1985). Enfin, s'il est possible de reprocher à la théorie de Terzaghi qu'elle ne considère pas le couplage entre les contraintes totales et la pression interstitielle, la prise en compte du couplage ne modifie pas les résultats obtenus dans le cas unidimensionnel d'une situation cylindrique, selon Sills (1975) dans Levadoux et Baligh (1986).

Le coefficient de consolidation obtenu expérimentalement comporte une incertitude qui varie selon l'erreur associée à l'estimation des pressions interstitielles initiales et à l'équilibre. Lorsque l'erreur sur la distribution de la pression interstitielle à l'équilibre est grande, l'utilisation des points de début de consolidation minimise l'incertitude sur le coefficient de consolidation. Inversement, lorsque la distribution de la pression initiale est incertaine, les points de fin de consolidation doivent être priorisés (Baligh et Levadoux, 1986).

1.3.4 Compression secondaire

À contrainte constante, et à vitesse réduite par rapport à la consolidation primaire (Holtz et Kovacs, 1991), l'argile peut se déformer au fil du temps. Elle expérimente alors un fluage. Lors de l'expansion d'une cavité cylindrique, la déformation par fluage la plus

importante est produite par le fluage déviatorique et la balance par le fluage volumique, aussi appelé compression secondaire (Anderson et al., 1987 dans Ladanyi, 1995).

La compression secondaire se produit après que toute surpression interstitielle se soit dissipée et que la contrainte effective soit devenue constante (Holtz et Kovacs, 1991). Toutefois, puisque il y a déformation, il y a écoulement, et donc nécessairement une surpression interstitielle, selon la loi de Darcy. Ces pressions sont toutefois trop faibles pour être mesurées (Leroueil et al., 1985). Selon Holtz et Kovacs (1991), la compression secondaire est attribuable à une compression des liens interparticules et à d'autres phénomènes microscopiques qui demeurent dans une certaine mesure inexpliqués.

1.3.5 Relations contrainte-déformation

L'argile qui se dépose en stratifications horizontales se consolide en une seule dimension, selon la courbe de consolidation vierge. La contrainte effective horizontale σ_h' augmente alors linéairement avec la contrainte effective verticale σ_v' , et leur

rapport est définit par le coefficient des terres au repos $K_o = \left(\frac{\sigma_h'}{\sigma_v'} \right) \sigma_{vo}'$. Au fil des ans,

des processus peuvent contribuer à structurer l'argile, tels la cimentation et les effets thixotropiques (Bjerrum, 1967, dans Leroueil et al., 1985).

Lorsque l'état de contrainte d'une argile est modifié, il s'en suit nécessairement une déformation; *Ut tensio sic vis*. Ainsi, que cette déformation se produise de façon instantanée et non drainée ou au fil du temps et drainée, le comportement du sol suivant un cheminement de contrainte donné est régi par une relation rhéologique. En réalité, cette relation est complexe et est tributaire de la structure spécifique de l'argile étudiée et des conditions de l'essai mécanique. Lorsqu'elle est évaluée, elle ne peut être qu'approchée par une relation simple déterminée à l'aide de quelques paramètres empiriques.

1.3.5.1 Comportement mécanique observé de l'argile

D'un point de vue mécanique, les sols sont des matériaux visco-élastiques (Holtz et Kovacs, 1991), puisque l'étude de leur déformation comporte un facteur temps. Toutefois, la théorie mathématique visco-élastique connue ne s'applique qu'aux matériaux qui ont un comportement linéaire et celui des sols ne l'est pas rigoureusement. Il diffère d'ailleurs selon que l'argile soit en chargement ou en déchargement (Levadoux et Baligh, 1986). De plus, la déformation des argiles comporte une part irréversible, ou plastique, qui ne peut être représentée par une analyse visco-élastique.

En cisaillement non drainé, la résistance de l'argile de la Mer de Champlain diminue avec la déformation (figure 1.7), c'est-à-dire qu'elle a un comportement fortement antiécrouissant (Leroueil et al., 1985; Ladanyi, 1972; Levadoux et Baligh, 1986; Silvestri, 2003). La résistance mesurée est de grandeur variable selon le cheminement de contrainte emprunté en cours d'essai (Leroueil et al., 1985), et selon la vitesse à laquelle la déformation se produit (Ladanyi, 1995). Ces variabilités mises à part, Windisch et Yong (1990) ont constaté qu'il existe pour les argiles de la Mer de Champlain une corrélation entre la résistance au cisaillement non drainée S_u et la contrainte effective verticale maximale σ_{vc}' , d'une part, et d'autre part entre $\frac{S_u}{0,27\sigma_{v0}'}$ et l' OCR , avec σ_{v0}' la contrainte effective verticale initiale.

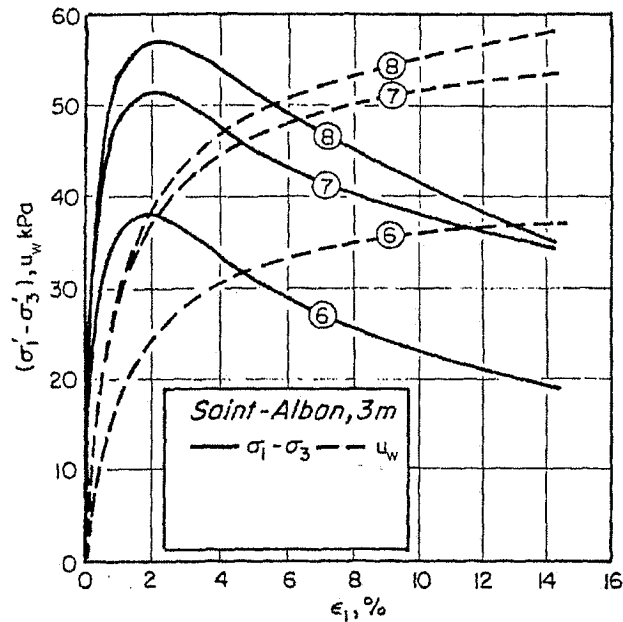


Figure 1.7 Courbes rhéologiques expérimentales pour une argile de la Mer de Champlain (modifiée d'après Leroueil, 1985)

En outre, au cours d'un essai mécanique où l'argile est laissée libre de se drainer et qu'elle se consolide, sa résistance s'accroît (Randolph et Wroth, 1979; Roscoe et Burland; 1968). Par conséquent, la relation rhéologique non drainée de l'argile est dynamique et se modifie pendant la consolidation.

1.3.5.2 Effet du remaniement sur le comportement mécanique

Le forage d'un trou dans le sol relâche les contraintes en place, et cisaille le sol à l'intérieur d'un anneau périphérique au trou foré (Law et Eden, 1980).

Lorsqu'un forage est foncé plus rapidement, le déchargement du sol y devient plus important à cause de la plus grande agitation de l'eau de forage qui s'y produit, selon Benoit et Clough (1986) dans Papaharan et al. (1990). Par la suite, lorsque la cavité est remise sous pression par la réalisation d'un essai, l'état intact du sol n'est pas restauré (Prevost, 1979, dans Papaharan et al., 1990).

À l'intérieur de l'anneau cisailé, l'argile de la Mer de Champlain est ramollie. Sa rigidité, la contrainte limite à partir de laquelle s'y produit l'écoulement plastique et sa résistance au cisaillement pour de faibles déformations sont alors plus faibles que lorsqu'elle est intacte (Sayed et Hamed, 1988; Prapaharan et al., 1990; Law et Eden, 1980). On considère un rapport de la résistance au pic à la résistance remaniée de 5 à 10 dans le cas d'une argile sensible typique (Randolph et al., 1979).

Conséquemment, afin de correctement mesurer les paramètres mécaniques de l'argile, il faut tenter d'en préserver la structure représentative de l'historique du dépôt (Leroueil et al., 1985). Dans le cas où cela s'avère possible, le remaniement doit être pris en compte, en particulier pour les argiles de l'est du Canada, selon Law et Eden (1980).

1.3.5.3 Modèle linéaire élastique parfaitement plastique

Différents modèles peuvent être utilisés pour approcher le comportement rhéologique des argiles. Un des plus communs est le modèle linéaire élastique parfaitement plastique, ou modèle Tresca. Il est déterminé par un module de déformation et par la résistance. Les modules de déformation sont définis par :

$$G = \frac{\partial(\sigma_1 - \sigma_3)}{\partial\gamma} \text{ en cisaillement,}$$

où

γ est la déformation déviatorique,

$$E = \frac{\partial(\sigma_1 + \sigma_3)}{2\partial\varepsilon} \text{ en compression.}$$

Au-delà de la contrainte de résistance au cisaillement, la relation rhéologique devient une fonction constante (figure 1.8).

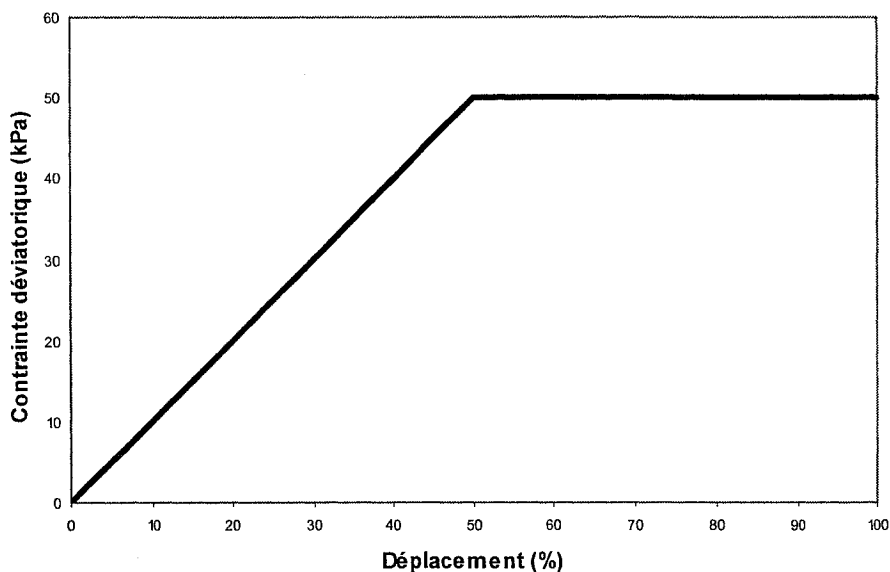


Figure 1.8 Représentation graphique du modèle élastique parfaitement plastique

Selon Ladanyi (1995), le comportement de l'argile est souvent non élastique pendant le chargement. En ce sens, Randolph et al. (1979) soulignent que le modèle Tresca est simpliste puisqu'il néglige l'augmentation de la pression due au fluage déviatorique, et qu'il ne lie pas correctement la résistance du sol à son historique.

Par ailleurs, plusieurs auteurs affirment que l'hypothèse élastique linéaire est acceptable pour de faibles variations de pressions (Chapuis, 1998) et pour un sol déchargé par cisaillement durant la consolidation (Carter et al., 1979 dans Randolph et al., 1979). Aussi, le modèle Tresca semble représenter plus adéquatement le comportement de l'argile de la Mer de Champlain que le modèle hyperbolique (Silvestri, 2003). La figure 1.9 illustre la correspondance entre des mesures effectuées dans l'argile de la Mer de Champlain et le modèle Tresca.

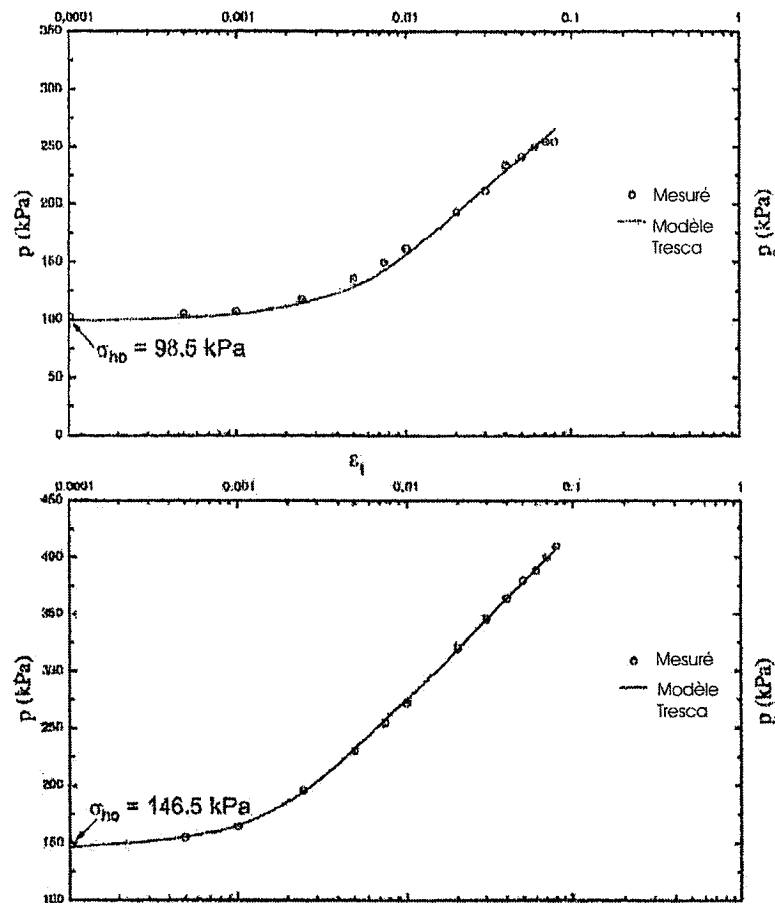


Figure 1.9 Ajustement de données expérimentales obtenues d'une argile de la Mer de Champlain à un modèle élastique parfaitement plastique (modifiée d'après Silvestri, 2003)

Lorsque le comportement d'un matériau peut être approché par le modèle linéaire élastique parfaitement plastique et qu'il est isotrope, la relation bien connue suivante est applicable (Palmer, 1972) :

$$E = 2(1 + \nu)G$$

1.3.5.4 Modèle Cam-Clay modifié

Le modèle Cam-Clay, développé à Cambridge par Roscoe et al. (1963) et modifié par Burland (1965) permet le calcul de courbes de contrainte-déformation en considérant

dans l'espace $e - p' - q$ une surface limitant le comportement élastique et sur laquelle se produit l'écoulement plastique de l'argile (figure 1.10), et une courbe déterminant l'état de fluage déviatorique (Roscoe et Burland, 1968; Leroueil et al., 1985). Il s'agit d'un modèle durcissant. Il s'applique aux argiles remaniées et isotropes, et les concepts mécaniques sur lesquels il repose considèrent la résistance du sol pour de grandes déformations (Randolph et al., 1979).

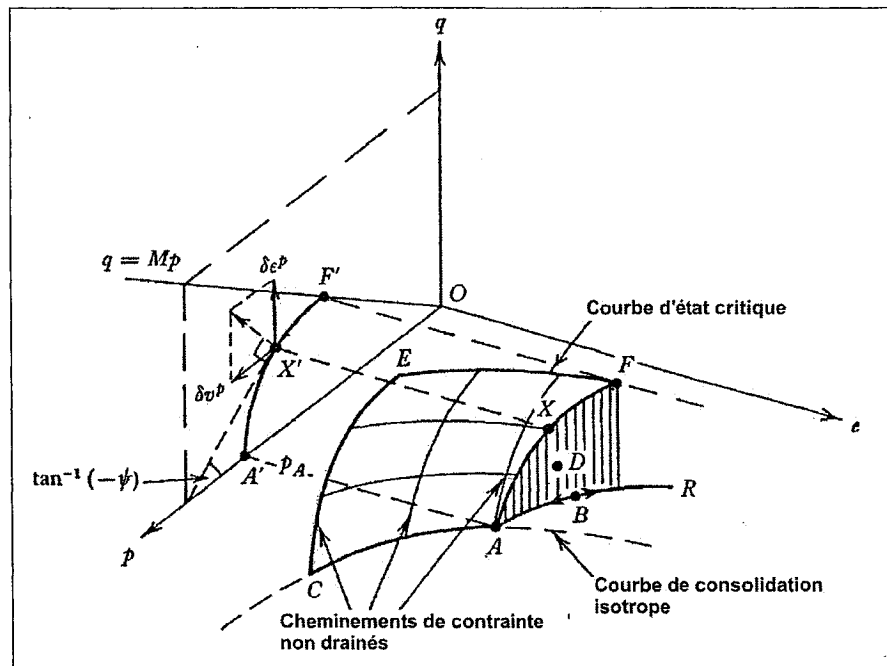


**Figure 1.10 Représentation graphique du modèle Cam-Clay modifié
(modifiée d'après Roscoe et Burland, 1968)**

En deux dimensions, les paramètres p' et q' sont définis de la façon suivante (Holtz et Kovacs, 1991) :

$$p' = \frac{\sigma_v' + \sigma_h'}{2}$$

$$q' = \frac{\sigma_v' - \sigma_h'}{2}$$

Dans le domaine élastique, soit sous la surface d'état critique, les déformations sont déterminées par le module élastique E et le module de cisaillement G . Selon ce modèle, E est dépendant de l'état de contrainte et G est considéré constant. L'état de contraintes dans la zone de déformation plastique est quant à lui déterminé par M et S_u , avec M définit de la façon suivante (Randolph et al., 1979) :

$$M = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'}$$

où

ϕ' est l'angle de frottement interne

Les paramètres sont déterminés expérimentalement, et leur validité est considérée discutable, selon Roscoe et Burland (1968).

Lorsque le modèle Cam-Clay modifié est utilisé pour l'étude de la consolidation, il suppose le coefficient de consolidation dépendant de l'état contrainte-déformation courant mais la conductivité hydraulique reste en tout temps constante. Ce modèle rhéologique s'accorde bien aux données expérimentales dans des sols sensibles mais il considère le sol capable de supporter des contraintes en tension, alors que celui-ci risque de fissurer dans un tel cas (Randolph et al, 1979).

1.3.5.5 Modèle hyperbolique

La relation rhéologique qui définit le modèle hyperbolique est la suivante :

$$\tau = \frac{\varepsilon}{\frac{1}{2G_i} + \frac{\varepsilon}{S_{ult}}},$$

où

τ est la contrainte de cisaillement,

S_{ult} est la résistance au cisaillement ultime durant le chargement, et

G_i est le module de cisaillement pour des déformations inférieures à 0,1%.

Elle est illustrée à la figure 1.11. Selon Ferreira et Robertson (1993), la relation hyperbolique représente efficacement le comportement des argiles de faible sensibilité et qui sont légèrement surconsolidées à normalement consolidées.

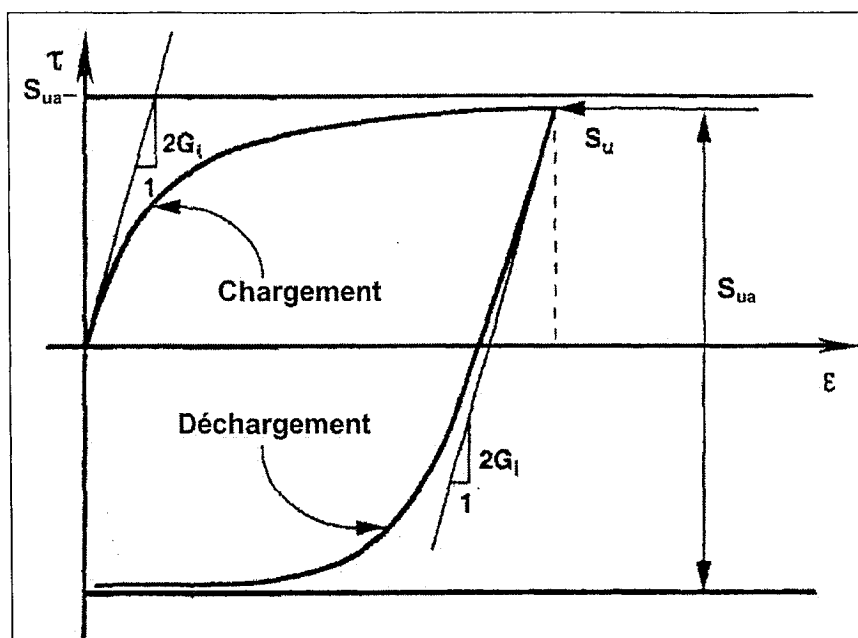


Figure 1.11 Représentation graphique du modèle hyperbolique en chargement et en déchargement (d'après Ferreira et Robertson, 1992)

1.4 Notions de modélisation numérique

Les solutions aux problèmes physiques qui peuvent être décrits par des systèmes d'équations aux dérivées partielles et dont on ne connaît pas la solution exacte peuvent être approchées à l'aide d'une solution analytique ou encore elles peuvent être simulées à l'aide d'un modèle numérique.

Le modèle construit pour la simulation numérique est constitué d'un milieu discrétisé en une grille d'éléments polygonaux liés par des nœuds de forme et de taille variables (éléments finis) ou encore en une grille de nœuds régulièrement espacés liés par des segments de droite (différences finies) (Therrien, 2004). À chaque pas de temps, le système d'équations est résolu en chacune des positions discrètes de la grille et les résultats sont comparés aux précédents pour vérifier la convergence du calcul. Les conditions initiales et frontières qui sont imposées au modèle ne peuvent représenter

parfaitement l'hétérogénéité spatiale des propriétés; Leur valeur moyenne est plutôt imposée par secteurs de façon à approcher le plus fidèlement le comportement réel du milieu. Ainsi, une place importante est laissée, d'une part à la qualité du programme informatique contrôlant le choix d'équations et le calcul, et d'autre part au jugement de l'utilisateur quant à son choix de la géométrie et des paramètres du modèle.

Conséquemment, dans le cadre d'un design, la qualité des données introduites, la justesse du modèle schématisé, les méthodes de calcul employées et la qualité des données que fournit le calcul numérique doivent être contrôlées, selon Chapuis (1991, 1995), dans Chapuis et al. (2001). Afin d'y parvenir, il importe d'évaluer le code numérique employé, selon Anderson et Randall (1979), et Bladur et Fortin (1991). Ceci consiste à vérifier que le code considère les équations appropriées, les résout correctement et fournit des prédictions fiables (Chapuis et al., 2001).

Chapuis et al. (2001) proposent d'évaluer le code d'un logiciel de modélisation en comparant des solutions numériques connues de cas simples à des solutions analytiques approchées par la simulation. Il s'agit d'éprouver le logiciel en examinant des cas allant des plus simples aux plus complexes, c'est-à-dire du régime permanent au transitoire, du modèle unidimensionnel au tridimensionnel et de l'écoulement saturé au non saturé. Les cas doivent demeurer simples et idéaux afin qu'il soit possible d'en trouver la solution analytique dans un livre d'hydrogéologie ou son approximation dans une table, compte tenu que les solutions à la plupart des problèmes hydrogéologiques plus réalistes restent inconnues (Chapuis et al., 2001).

Selon Chapuis et al. (2001), le code de Seep/W, l'un de deux logiciels produits par Geo-Slope International et employés dans le cadre de cette maîtrise, décrit les fonctions $K(u_w)$ et $\theta(u_w)$ à l'aide de fonctions splines et effectue une substitution de

façon itérative. La norme euclidienne de la charge de pression $\frac{u_w}{\rho_w g}$ est le paramètre

utilisé pour la vérification de la convergence du calcul. Selon Crespo (1993) dans Chapuis et al. (2001), les résultats fournis par Seep/W pour la réfraction du flux lors d'un changement de milieu sont en accord avec la loi de la réfraction. Aussi, selon

Aubertin et al. (1996), Seep/W fournit des résultats probants lors de la simulation d'une période de sécheresse et de la remontée capillaire résultante.

Par ailleurs, il importe de souligner qu'un problème hydrogéologique réel est influencé par plusieurs phénomènes qui modifient les propriétés du fluide et de la matrice poreuse, et qui ne sont pas pris en compte lors des simulations numériques à l'aide des logiciels de la famille Geoslope. La variabilité des relations contrainte-déformation dans le temps et de la viscosité face à la température, l'érosion interne des sols, les phénomènes de gel-dégel, et les précipitations de composés chimiques sont des exemples de processus qui sont exclus des modèles hydrogéologiques numériques (Chapuis et al., 2001).

1.5 Notions de traitement de signal

Lorsqu'il y a superposition de plusieurs phénomènes physiques et que des mesures effectuées comportent une incertitude importante, le signal brut recueilli est composé de signaux d'amplitudes et de longueurs d'onde différentes et il est aussi bruité.

Des moyens mathématiques existent afin de séparer des signaux périodiques superposés. En effet, à l'aide d'une transformée de l'espace temporel vers l'espace fréquentiel, puis en filtrant les fréquences pour ne retenir que certaines plages de fréquence, et enfin en obtenant la transformée inverse des fréquences choisies, il est possible de tenter un tri des signaux. Dans la présente section, la transformée discrète de Fourier sera présentée, ainsi que le filtre Chebychev.

1.5.1 Transformée discrète de Fourier

Une série de Fourier décrit de façon discrète des fonctions finies dans le temps ou des fonctions périodiques. De façon analogue, une transformée discrète de Fourier discrétise le résultat d'une transformée de Fourier, qui est une fonction (Corinthios, 1987).

Pour une séquence finie de N points $x(n)$, généralement non-nulle pour $0 \leq n \leq N-1$, la transformée de Fourier de $x(n)$ est donnée par :

$$X(e^{j\Omega}) = \sum_{n=0}^{N-1} x(n)e^{-j\Omega n}$$

où

$\Pi = re^{j\Omega}$ est l'équation d'un cercle de rayon r dans le plan Π en coordonnées polaires de fréquence Ω .

La transformée discrète de Fourier, quant à elle, est la période de base de l'échantillonnage uniforme en N points suivant :

$$\begin{aligned} X(k) &= X(e^{j\Omega}) \Big|_{\Omega = \frac{2\pi}{N}k} \\ &= X\left(e^{j\frac{2\pi}{N}k}\right); k = 0, 1, 2, \dots \\ &= \sum_{n=0}^{N-1} x(n)e^{-j\frac{2\pi}{N}nk}; k = 0, 1, 2, \dots \end{aligned}$$

La transformée inverse est donnée par :

$$x(n) = \frac{1}{N} \sum_{k=0}^{N-1} X(k)e^{j\frac{2\pi}{N}nk}$$

1.5.2 Filtre fréquentiel

Lorsque le signal est transformé du domaine du temps au domaine fréquentiel, il peut ensuite être filtré. Pour ce faire, un seuil de fréquence est choisi en dessous duquel les fréquences sont considérées être d'intérêt. Le type de filtre qui permet de ne conserver que les fréquences sous le seuil se nomme filtre passe-bas. Idéalement, il doit faire en sorte de conserver intégralement les fréquences plus basses que le seuil, sans atténuation. Sa forme graphique devrait donc être une fenêtre parfaitement rectangulaire (figure 1.12).

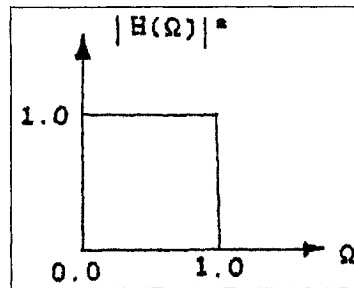


Figure 1.12 Représentation graphique du filtre idéal (d'après Corinthios, 1987)

Malheureusement, il n'est possible mathématiquement que d'approcher ce résultat à l'aide d'une fonction de transfert rationnelle, c'est-à-dire par le rapport de 2 polynômes. Le filtre Butterworth est l'approximation qui permet le mieux de reproduire les fréquences conservées. Toutefois, il atténue fortement l'amplitude des fréquences près du seuil (figure 1.13).

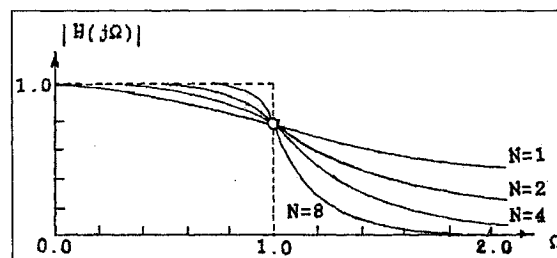


Figure 1.13 Représentation graphique du filtre Butterworth (d'après Corinthios, 1987)

Le filtre Chebyshev, en revanche, conserve mieux les fréquences qui s'approchent du seuil de coupure (figure 1.14). Est illustré sur les graphiques l'amplitude $H(\Omega)$ en fonction de la fréquence normalisée, pour des polynômes de différents ordres N .

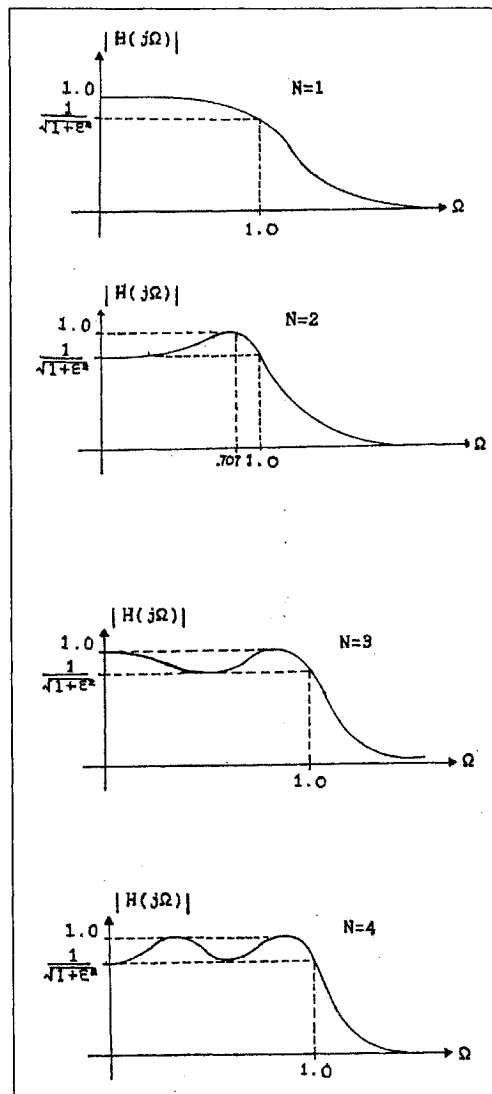


Figure 1.14 Représentation graphique du filtre Chebyshev (d'après Corinthios, 1987)

CHAPITRE 2 - BIBLIOGRAPHIE DE LA TECHNIQUE ÉTUDIÉE

2.1 Choc hydraulique

2.1.1 Principe de la méthode

L'essai de choc hydraulique consiste à isoler une section de puits ouverte sur un aquitard à l'aide d'obturateurs et à lui imposer un incrément de pression interstitielle dont la dissipation est observée au fil du temps à l'aide d'un capteur. La surpression interstitielle peut être produite par l'ajout d'un petit volume d'eau dans la cavité cylindrique isolée ou par une petite réduction du volume de la cavité. Compte tenu du faible écoulement requis pour la rééquilibration de la pression, l'essai de choc hydraulique est beaucoup plus court, à niveau de précision équivalent, que l'essai de perméabilité ou l'essai de pompage (Bredehoeft et Papadopoulos, 1980), tel qu'il est illustré à la figure 2.1.

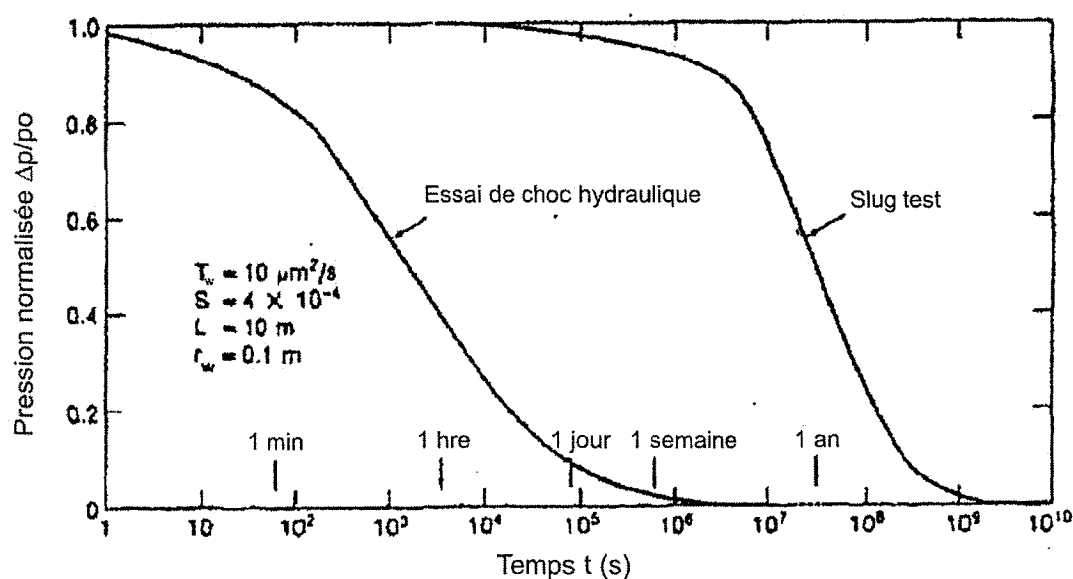


Figure 2.1 Temps requis pour un essai de choc hydraulique comparativement à un slug test dans une formation peu perméable (d'après ASTM D4631)

Durant le pulse de surpression, aucune dissipation de la pression n'est supposée survenir (Chapuis et Cazaux, 2002). Pour assurer la validité de cette hypothèse, le sol doit être suffisamment peu perméable. La norme ASTM D4631 pose la limite supérieure de perméabilité à 10^{-8} m/s. Il y est aussi recommandé de limiter l'amplitude du pulse à 1 MPa (145 psi) de façon à ne pas produire la rupture du matériau testé et son temps d'application à 1% du temps pris à la demi-surpression pour se dissiper. Selon Chapuis (1998), le temps d'application n'a d'influence sur la dissipation numérique que pour les sols les plus compressibles, pour lesquels S est de l'ordre de 10^{-3} . En outre, la norme recommande que le capteur de pression permette une précision sur la mesure d'au moins ± 3 kPa, et une résolution minimale de 1 kPa.

Afin de s'assurer que se maintienne l'étanchéité de la portion du puits isolée lors de l'application de l'incrément de pression, la norme recommande l'utilisation de deux obturateurs, sus-jacent et sous-jacent. Ces obturateurs doivent sceller des longueurs d'au moins 0,5m et doivent être à fonctionnement hydraulique. Aussi, ils est requis qu'ils contiennent une pression supérieure à celle qui est atteinte au sein de la cavité lors du pulse, mais inférieure à la contrainte requise pour la fracturation du milieu poreux.

2.1.2 Traitement des données recueillies

Les conditions frontières de l'essai de choc hydraulique, sont, selon Chapuis et Cazaux (2002) :

$$h(r, 0) = 0 \text{ pour } r > r_w$$

$$H(0) = H_0$$

$$h(r_w, t) = H(t) \text{ pour } t > 0$$

$$h(\infty, t) = 0 \text{ pour } t > 0$$

où

r_w est le rayon du puits,

H est la différence de charge dans le puits, et

$r_w +$ est la position immédiatement adjacente à la paroi du puits.

L'analyse des données recueillies par essai de choc hydraulique recommandée par la norme ASTM D4631 est basée sur une analogie thermique pour laquelle Carslaw et Jaeger (1959) ont fourni une solution. Le problème d'écoulement thermique qui est considéré être analogue est celui d'un cylindre de parfaite conductivité thermique entouré d'un milieu infini de conductivité thermique beaucoup moindre. Aucune résistance thermique ne marque l'interface entre les milieux. Un écoulement thermique est provoqué par des gradients de température.

L'équation à résoudre exprime la continuité du débit (Bredehoeft et Papadopoulos, 1980) :

$$\frac{\pi d_c b K \left[\frac{\partial h(r_w +, t)}{\partial r} \right]}{\partial r} = V_w \beta_w \rho_w g \left[\frac{\partial h(t)}{\partial t} \right]$$

où

d_c est le diamètre de la cavité

L'analyse repose sur l'hypothèse d'un milieu élastique linéaire instantané saturé, de la symétrie radiale du problème et de la pénétration complète de la formation étudiée (Chapuis et Cazaux, 2002).

Cette équation aux dérivées partielles peut être apparentée à l'équation de diffusion (section 1.2.3) :

$$\frac{\partial^2 h}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \left(\frac{\partial h}{\partial r} \right) = \left(\frac{S}{T} \right) \left(\frac{\partial h}{\partial t} \right) \text{ pour } r > \frac{d_c}{2}.$$

Conséquemment, la solution proposée par Bredehoeft et Papadopoulos (1980) est similaire à celle de Cooper et al. (1967) pour le slug test (section 2.2.1.1). Elle est :

$$\frac{H(t)}{H_i} = F(\alpha, \beta) = \left(\frac{8\alpha}{\pi^2} \right) \int_0^\infty \exp\left(-\frac{\beta u_w^2}{\alpha} \right) \frac{du_w}{u_w} \Delta u_w$$

$$\text{avec } \Delta u_w = \left[u_w Y_0(u_w) - 2\alpha Y_1(u_w) \right]^2 + \left[u_w J_0(u_w) - 2\alpha J_1(u_w) \right]^2,$$

$$\alpha = \frac{\pi r_w^2 S}{V_w \beta_w \rho_w g}, \text{ et}$$

$$\beta = \frac{\pi K b t}{V_w \beta_w \rho_w g}$$

où

J_0 , J_1 , Y_0 et Y_1 sont les fonctions de Bessel

La résolution se fait par comparaison des données expérimentales à des courbes-types. Les mesures de pression obtenues sont normalisées par la pression initiale et opposées au logarithme du temps. La courbe obtenue est comparée à une série de

fonctions de $F(\alpha, \beta)$ selon α , si α est supérieur à 0,1, et selon $\alpha\beta = \left(\frac{\pi^2 r_w^2 T S t}{(V_w \beta_w \rho_w g)^2} \right)$ si

α est inférieur à 0,1, pour lesquelles la valeur de β varie. Un point commun choisi sur la courbe expérimentale et la courbe théorique correspondante permet de tirer des valeurs de T et de S . Des tables sont fournies par Cooper et al. (1967) et Bredehoeft et Papadopoulos (1980).

La validité de cette méthode d'analyse du choc hydraulique proposée par l'ASTM a été évaluée expérimentalement par Cazaux (1998) qui a effectué la comparaison des résultats de conductivité hydraulique fournis par 11 techniques expérimentales. Les essais ont été réalisés dans une argile rigide. Toutes les méthodes employées ont fourni des valeurs de K comprises entre 10^{-9} m/s et 10^{-10} m/s à l'exception de l'essai de choc hydraulique traité par Bredehoeft et Papadopoulos (1980) dont les résultats étaient inférieurs à 10^{-11} m/s.

Selon Chapuis et Cazaux (2002), l'analogie à l'écoulement thermique pour représenter l'écoulement de l'eau en milieu poreux est inadéquate. En effet, l'écoulement de la

chaleur est un transfert d'énergie, tandis que celui de l'eau est un transfert d'énergie et de matière. Cette double transmission n'est pas représentée par les équations de Bredehoeft et Papadopoulos (1980). En outre, elles ne prennent pas non plus en compte la déformabilité de l'instrumentation, qui est mis sous pression en plus de l'eau et les parois du forage, ni la compression à délai du milieu poreux peu perméable.

Des pistes alternatives pour le traitement des données de choc hydraulique sont proposées par Chapuis et Cazaux (2002). Il y est d'abord suggéré de modifier α et β de sorte que la déformabilité du système formé par l'eau et instrumentation soit substituée à la déformabilité de l'eau pour un volume équivalent, et qu'ainsi un K corrigé soit obtenu.

$$\alpha_{vrai} = \frac{Sr_s^2}{br_s^2\beta_{syst}} = \frac{bS_sr_s^2}{br_s^2\beta_{syst}} = \frac{S_s}{\beta_{syst}},$$

$$\beta_{vrai} = \frac{\pi Kbt}{br_s^2\beta_{syst}}, \text{ et}$$

$$K = \frac{K\alpha_{cotypes}}{\alpha_{vrai}}$$

où

r_s est le rayon du système

β_{syst} est la compressibilité du système, et

$\alpha_{cotypes}$ est la valeur obtenue des courbes types qui considèrent la déformabilité de l'eau.

La déformabilité du système peut être approchée par celle des obturateurs, mesurée en laboratoire. Le matériau équivalent formé par le système peut en outre être considéré élastique linéaire et la déformabilité estimée à partir des mesures de pression obtenues lors de l'essai. À cet effet, il est utile de considérer l'expansion radiale de la cavité cylindrique dV_c dans un milieu élastique linéaire infini (Lamé, 1852) :

$$dV_c = \frac{2(1+\nu)V_w\Delta\sigma}{E_u}$$

$$\text{avec } V_w = \frac{b\pi d_c^2}{4},$$

où

E_u est le module de déformation normale élastique non drainée du milieu

Les résultats de K obtenus suite à cette substitution sont très sensibles au choix de la compressibilité introduite et les valeurs de S_s obtenues sont trop faibles.

L'ASTM propose, d'après les travaux de Neuzil (1982) de remplacer β_w par β_{obs} , tel que :

$$\beta_{obs} = \frac{\left(\frac{dV}{V_c}\right)}{dp}$$

où

dV est le volume injecté pour le pulse,

V_c est le volume de la cavité, et

dp est l'incrément de pression produit par le pulse.

Selon Chapuis et Cazaux (2002), cette procédure doit être évitée car la déformabilité β_{obs} comprend la déformabilité de l'ensemble eau et instrumentation β_{sys} mais aussi la compressibilité primaire instantanée de la cavité. β_{obs} est donc supérieure à β_{sys} qui est la déformabilité recherchée.

Chapuis et Cazaux (2002) proposent ensuite d'interpréter l'essai de choc hydraulique effectué en milieu élastique linéaire instantané comme s'il s'agissait d'un essai de perméabilité à niveau variable (section 2.2.1.1). Pour ce faire, il s'agit de considérer le volume d'eau injecté ou le volume de cavité réduit pour créer le pulse et de l'assimiler à un même volume d'eau dans une petite tubulure dV_w . À ce volume dans une tubulure

de section choisie correspond la différence de charge initiale imposée lors d'un essai de perméabilité à niveau variable (Bredehoeft et Papadopoulos, 1980).

$$dV = dV_w = \Delta h A_{pt} = \frac{\Delta h \pi d_{pt}^2}{4}$$

où

A_{pt} est la surface de la section de la petite tubulure, et

d_{pt} est le diamètre de la petite tubulure.

Les résultats obtenus par Chapuis et Cazaux (2002) à l'aide de cette méthode ont fourni des valeurs de K comparables à celles obtenues à l'aide des autres techniques étudiées par Cazaux (1998). Par ailleurs, les graphiques des vitesses (section 2.2.1.1) obtenus sont courbes pour les plus grands incréments de pression. Ceci pourrait être dû à la saturation incomplète du sol ou à la déformation partiellement drainée et non drainée de la paroi (Chapuis et Cazaux, 2002). De façon à représenter de façon plus adéquate la déformation différée qui est associée aux milieux de faible perméabilité et dans lesquels s'effectuent les essais de choc hydraulique, Chapuis et Cazaux (2002) soulignent que des termes doivent être ajoutés ou modifiés à l'équation de conservation basée sur la seconde loi de Fourier.

Enfin, lorsque le puits est ouvert, soit avant le gonflement des obturateurs, y faire varier de façon importante la charge cause d'importantes variations de l'emménagement, comme il se produit dans un aquifère à nappe libre. Par ailleurs, lorsque le système est fermé, de grandes variations de charges ne modifient que faiblement l'emménagement et la structure de la matrice du sol est plus rigide. Par conséquent, remplir le puits avant la mise sous pression tel que suggéré par Bredehoeft et Papadopoulos (1980) provoque d'importantes variations de la pression interstitielle, de l'ordre de celui causé par le pulse. Il en résulte que le quasi-équilibre doit être atteint avant de réaliser l'essai de choc hydraulique afin que la condition de différence de charge initiale nulle dans le sol soit rencontrée (Neuzil, 1982).

2.2 Méthodes apparentées et pistes de réflexion

2.2.1 Essai de perméabilité et essai à niveau variable dans l'argile

L'essai de perméabilité et le slug test consistent à provoquer un écoulement aux environs d'un puits en y modifiant la charge et à en mesurer les caractéristiques afin d'obtenir la conductivité hydraulique et potentiellement l'emmagasinement du milieu poreux.

L'essai de perméabilité à niveau variable est effectué en modifiant rapidement la charge d'un puits et en mesurant son retour à l'équilibre par écoulement à l'aide d'un capteur de pression ou d'une sonde à niveau d'eau. Il permet d'obtenir la conductivité hydraulique. La variation initiale de la charge s'effectue par l'ajout ou le retrait d'un volume d'eau ou par la submersion d'un objet ou l'émersion d'un objet pour provoquer une altération significative au niveau d'eau. La norme BNQ 1988a et 1988b souligne qu'il est essentiel de ne réaliser les essais à niveau remontant que dans les puits bien développés et dont la granulométrie du sable filtre a été choisie pour minimiser les risques d'ensiltement (Chapuis, 1998). Plusieurs équations de l'essai de perméabilité à niveau variable font l'hypothèse d'un milieu élastique linéaire rigide, donc pour lequel l'emmagasinement est négligeable. Lorsque l'emmagasinement est considéré significatif et que le milieu poreux se déforme de façon monotone, certaines théories sont censées donner la transmissivité et l'emmagasinement (Cooper et al., 1967 et Hyder et al.).

L'essai à niveau constant est quant à lui réalisé en mesurant et ajustant le débit d'injection ou de pompage dans un puits de sorte que la charge demeure constante lorsque le régime permanent de l'écoulement est atteint. Des mesures de débit pour différentes charges sont réalisées.

Selon Mieussens et Ducasse (1976), c'est Gibson (1963, 1966, 1970) qui fut le premier à développer les théories pour le traitement des essais à charge variable et à charge constante en milieu déformable.

2.2.1.1 Traitement des données obtenues du slug test

Le système d'équations différentielles qui décrit le slug test est formé de l'équation de diffusion pour l'écoulement transitoire dans une formation confinée (section 1.2.3), de l'équation de continuité du débit dans le tubage et le sol et des conditions initiales et aux frontières :

$$\begin{aligned}\frac{\partial^2 h}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial h}{\partial r} &= \frac{S}{T} \frac{\partial h}{\partial t} \\ h(r, 0) &= 0 \\ H(0) &= H. \\ h(r_w, t) &= 0 \\ h(\infty, t) &= 0 \\ 2\pi r_s T \frac{\partial h}{\partial r}(r_s, t) &= \pi r_c^2 \frac{\partial H}{\partial t}(t)\end{aligned}$$

où

r_i est le rayon du tubage

Tel que pour l'interprétation de l'essai de choc hydraulique présenté à la section 2.1.2, le traitement graphique proposé par Cooper et al. (1967) dans Bredehoeft et Papadopoulos (1980) permet d'obtenir la transmissivité et l'emmagasinement suite à l'utilisation de courbes-types de $F(\alpha, \beta)$. Les expressions pour α et β ne considèrent pas, par ailleurs, la compressibilité de l'eau. Elles sont :

$$\begin{aligned}\alpha &= \frac{\pi r_w^2 S}{r_c}, \text{ et} \\ \beta &= \frac{\pi K b t}{r_w}\end{aligned}$$

Comme ces équations ont été obtenues par analogie au problème de conduction de chaleur (Carslaw et Jaeger, 1959), elles n'expriment ici encore qu'un transfert d'énergie et négligent le transfert de masse qui se produit simultanément. Ainsi, ces équations

représentent davantage la physique d'un essai de choc hydraulique que celle d'un slug test (Chapuis, 1998), bien qu'elles n'y parviennent pas de manière suffisante (section 2.1.2).

Par ailleurs, lorsque les données expérimentales d'un essai de perméabilité à niveau variable sont traitées par la méthode de Hvorslev (1951), il est attendu que le graphique comporte une courbure due à l'effet de l'emménagement du milieu poreux. Toutefois, Chapuis (1998) a démontré qu'il n'en est pas le cas pour les essais dont le niveau piézométrique à l'équilibre est connu. Ainsi, l'emménagement peut être négligé pour la grande majorité des milieux poreux et les essais peuvent être analysés en négligeant la déformation à l'aide de Hvorslev (1951).

Cette méthode utilise la continuité des débits dans le tubage Q_{inj} et dans le sol Q_{sol} environnant la crépine :

$$Q_{inj} = -A_{inj} \left(\frac{dH}{dt} \right) = Q_{sol} = FKH$$

Par séparation des variables et intégration :

$$\ln \left(\frac{H_1}{H_2} \right) = - \left(\frac{Kc}{A_{inj}} \right) (t_1 - t_2)$$

où

A_{inj} est la section intérieure du tuyau, et

F un facteur de forme représentatif de la zone d'injection.

La différence de charge et le temps sont illustrés en graphique semi-logarithmique. La conductivité hydraulique est obtenue de la pente P à l'aide de la relation suivante :

$$K = \frac{PA_{inj}}{F}$$

Dans l'argile, il peut prendre plusieurs semaines pour qu'un niveau piézométrique soit obtenu dans une petite burette ouverte, en supposant qu'il demeure constant pendant le temps d'observation (Hvorslev, 1951 dans Chapuis et Cazaux, 2002). Des valeurs

approximatives sont souvent utilisées en pratique. Par conséquent, les valeurs de différence de charge utilisées pour le traitement des données sont souvent erronées et la forme du graphique de Hvorslev s'en trouve modifiée.

Le traçage du graphique des vitesses permet de remédier à cette incertitude puisqu'il fournit la correction piézométrique à apporter. L'équation de continuité des débits, sans intégration, indique que la mise en graphique de H vs $\frac{dH}{dt}$ doit fournir une courbe directement proportionnelle. En effet, selon la loi de Darcy, à différence de charge nulle il n'y a pas d'écoulement possible et la vitesse du niveau de l'eau dans le puits est nécessairement nulle. Lorsque l'ordonnée à l'origine est non nulle, elle correspond à l'erreur piézométrique systématique qui doit être soustraite de la différence de charge (Schneebeli, 1954; Chapuis et al., 1981).

Dans le cas d'un essai de perméabilité réalisé dans un sol compressible comme l'argile de la Mer de Champlain (figure 2.2), le graphique des vitesses comporte une portion courbe qui est due à la consolidation, et une portion linéaire qui répond à la loi de Darcy (Chapuis, 1998). Selon Mieussens et Ducasse (1976), pour un sol compressible, puisque l'essai à niveau variable s'effectue en dépression ou en surpression, une portion du sol est en consolidation alors qu'une autre est en gonflement simultanément. Ceci fait en sorte que ni l'obtention du coefficient de consolidation ni celle du coefficient de gonflement n'est possible à l'aide de cette méthode.

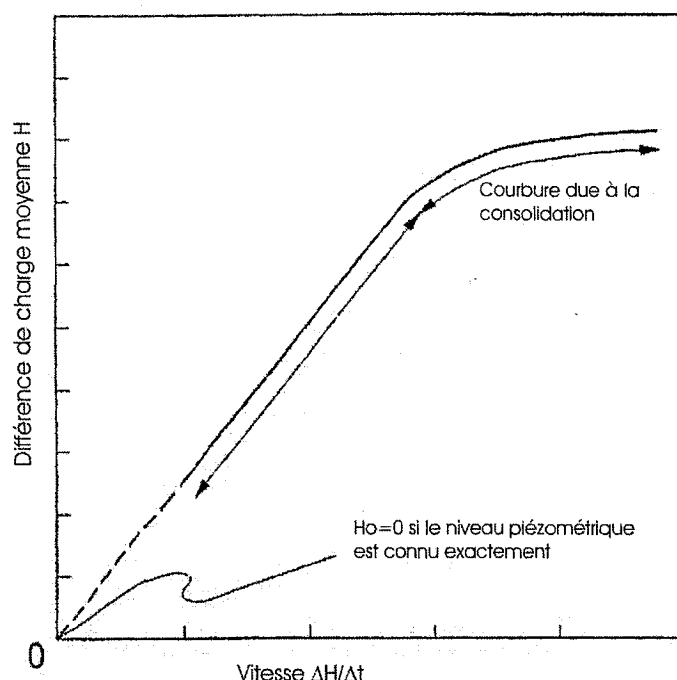


**Figure 2.2 Graphique des vitesses d'un essai en milieu peu perméable
(d'après Chapuis, 1998)**

2.2.2 Pressiomètre

Le pressiomètre est un instrument qui s'utilise en forage et qui permet l'obtention des paramètres mécaniques d'un sol par l'application contrôlée d'une pression à la paroi et l'observation de l'incrément de volume résultant (Ladanyi et Johnston, 1973; Gibson et Anderson, 1961). Il consiste en 3 obturateurs indépendants gonflés avec un fluide, la cellule centrale ayant pour fonction de mesurer la déformation de la cavité et les cellules périphériques d'atténuer les effets de bord et favoriser des conditions de déformation plane (Gibson et Anderson, 1961; Palmer, 1972).

Il existe trois différents types d'essais pressiométriques qui sont associés à des techniques interprétatives qui leur sont propres. Ce sont les essais préforés, les essais autoforés et les essais enfoncés. Les premiers requièrent des hypothèses concernant

la relation contrainte-déformation et sont interprétés de façon semi-empirique à l'aide d'une méthode standardisée, les seconds comprennent une interprétation théorique qui vise l'obtention de la relation rhéologique réelle, et l'interprétation des derniers est toujours en développement (Anderson et al., 1987; Ferreira et Robertson, 1992). Les essais se font à pression constante ou, moins fréquemment, à déformation constante, et les portions de chargement et de déchargement de l'essai peuvent l'une et l'autre être traitées.

Selon Thevanayagam et al. (1994), le comportement des argiles sous essai pressiométrique dépend de l'état de contraintes initial, de l'indice des vides, des contraintes de confinement, du ratio de surconsolidation (OCR), de l'anisotropie et du cheminement des contraintes. Par conséquent, lors de l'interprétation, un souci est porté à l'évaluation du remaniement dû au forage, au drainage partiel pendant la mise sous pression, à l'anisotropie, au cheminement de contraintes, à l'expansion radiale pure de la cavité, à l'univocité de la relation contrainte-déformation, et à la fissuration radiale (Prapaharan et al., 1990).

En particulier, le degré de remaniement total est fonction de la technique d'installation de l'instrument (ou du puits), de la résistance du sol et sa sensibilité, et de l'état de contrainte in situ (Prapaharan et al., 1990). Le remaniement est particulièrement marqué dans les sols très sensibles (Sayed et Hamed, 1988). Lorsqu'il est effectué dans un sol fortement remanié, l'essai pressiométrique doit produire une plus grande expansion radiale de la cavité pour qu'un volume suffisant de sol non remanié subisse un incrément de charge et contrôle la réponse du sol (Ferreira et Robertson, 1993). Pour pallier aux effets du remaniement, l'état de référence qui est choisi pour l'analyse des essais pressiométriques est celui du sol rechargé à la contrainte en place initiale préalable au forage (Palmer, 1972).

D'autre part, Ladanyi (1977) et Wood et Wroth (1977) soulignent que les éléments de sol autour du capteur peuvent être sous contrainte tangentielle de tension et donc peuvent rupturer comme s'ils n'étaient pas sous pression de confinement. D'après les travaux de Thevanayagam et al. (1994), la fissuration radiale ne peut survenir que si

l'angle de frottement effectif de l'argile normalement consolidée à la résistance au pic est plus grand que 37° lors de l'essai en compression au triaxial.

L'analyse de l'essai pressiométrique suppose les conditions de déformation plane et d'axisymétrie valides (Prapaharan et al., 1989; Sayed et Hamed, 1988; Gibson et Anderson, 1961; Ladanyi, 1972; Thevanayagam et al., 1994). Selon Gibson et Anderson (1961), bien que le mode de déformation soit approximativement radial et bidimensionnel, ni la déformation plane, ni la contrainte plane ne correspond à la réalité. Toutefois, des conditions de déformations planes rendues difficiles par la géométrie de la sonde engendrent moins d'effets sur les résultats obtenus dans l'argile de la Mer de Champlain que ce qui est exprimé par la communauté scientifique pour l'ensemble des autres milieux (Silvestri, 2003).

Lorsque la pression est appliquée sur les parois du forage par le pressiomètre, la contrainte radiale augmente et la contrainte tangentielle diminue par la détente de la paroi. Ainsi, la contrainte déviatorique augmente (Prapaharan et al., 1989). En outre, les cheminements de contrainte de l'essai pressiométrique, à pression maintenue constante, montrent une phase de chargement, suivie d'une phase de déchargement. Ainsi, la consolidation laisse place au gonflement, selon Fioravante et al. (1994). Un coefficient de consolidation obtenu de l'ensemble des données d'un essai perd de ce fait sa signification physique. Par ailleurs, tel que souligné par Ferreira et Robertson (1992), plusieurs études, telles Hughes et Robertson (1986) et Robertson (1982), ont démontré que la portion déchargement de l'essai pressiométrique est insensible au remaniement. Conséquemment, il est possible et recommandé de n'utiliser que la portion de gonflement de l'essai (Silvestri, 2003). Toutefois, Ferreira et Robertson (1992) notent que le fluage cause souvent une expansion de la cavité au début du déchargement.

Pour l'analyse semi-empirique de l'essai pressiométrique, Gibson et Anderson (1961) et Clarke et al. (1979) approchent le comportement mécanique de l'argile par une relation linéaire élastique parfaitement plastique drainée. Par ailleurs, Carter et al. (1979) dans Clarke et al. (1979) démontrent que la solution de dissipation de pression

proposée par Randolph et Wroth (1979) pour un sol élastique est suffisamment précise pour être appliquée à un sol élastique parfaitement plastique.

Les méthodes analytiques pour le traitement des essais pressiométriques proposent plutôt des expressions qui permettent d'obtenir la relation contrainte-déformation de l'argile à partir de la relation entre l'expansion volumique et la pression obtenue expérimentalement (Palmer, 1972; Ladanyi, 1972; et Baguelin et al., 1972). Par exemple, l'intégration numérique de cylindres minces concentriques en expansion et liés, chacun, d'une part à un point de la courbe contrainte-déformation, et d'autre part à l'expansion de la surface du forage, fournit les expressions suivantes (Ladanyi, 1972) :

$$q_p = q_{i,i+1} = (\sigma_1 - \sigma_3)_{i,i+1} = \frac{p_i - p_{i+1}}{\frac{1}{2} \left[\ln \left(\frac{\Delta V_c}{V_c} \right)_i - \ln \left(\frac{\Delta V_c}{V_c} \right)_{i+1} \right]}$$

$$\gamma_p = \gamma_{i,i+1} = \frac{1}{2} \left[\left(\frac{\Delta V_c}{V_c} \right)_i + \left(\frac{\Delta V_c}{V_c} \right)_{i+1} \right]$$

qui sont transformés de la déformation plane (indice p) en symétrie axiale (indice a) :

$$q_a = \frac{1}{2} \sqrt{3} q_p$$

$$\varepsilon_a = \frac{\gamma_p}{\sqrt{3}}$$

Par ailleurs, puisque la contrainte déviatorique est fonction de la vitesse de déformation du sol et que celle-ci varie autour du pressiomètre avec l'inverse du carré du rayon, il est fort probable que la relation contrainte-déformation applicable en une position varie avec la distance à la paroi. Par conséquent, la courbe contrainte-déformation obtenue est une relation moyenne qui dépend de la vitesse à laquelle l'expansion de la cavité se produit (Wroth, 1975).

Selon Fioravante et al. (1994), la pression interstitielle maximale qui est atteinte lors de la mise sous pression dépend du taux de déformation, du type de sol, de la microstructure, de la macrostructure, de la conductivité hydraulique, de l'historique des contraintes subies par le sol et de la déformation maximale atteinte. Un drainage

partiel lors de l'application de la surcharge a , par ailleurs, un effet considérable sur la pression interstitielle. Enfin, la distribution de la pression interstitielle en excès, immédiatement après l'expansion initiale, est logarithmique selon le rayon à l'intérieur de la zone déformée plastiquement, et nulle dans la zone déformée élastiquement (figure 2.3).

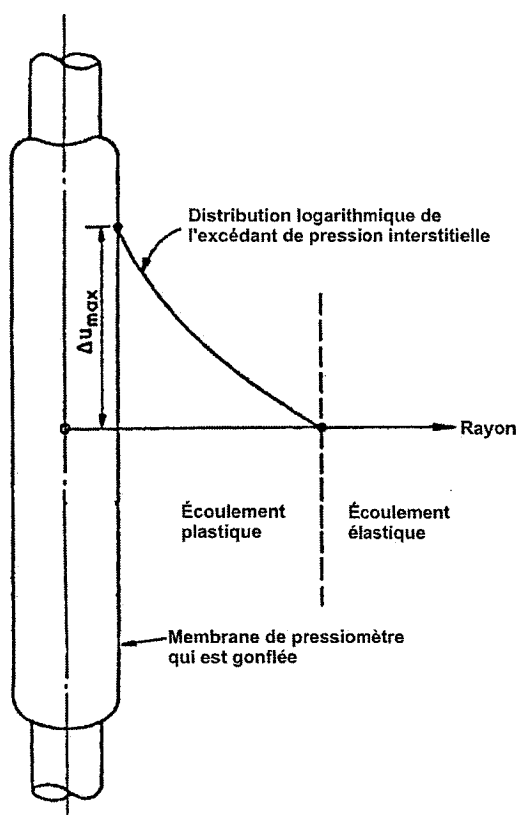


Figure 2.3 Distribution de la pression interstitielle depuis la paroi du pressiomètre (d'après Clarke et al., 1979)

2.2.3 Consolidation autour d'un pieu foré

Le fonnement d'un pieu dans l'argile provoque des soulèvements de sol près de la surface et un mouvement de sol purement radial plus en profondeur (Randolph et Wroth, 1979). En effet, si les mesures in situ fiables de la distribution des pressions sont peu nombreuses, elles tendent toutefois à démontrer que les gradients majeurs de pression interstitielle sont radiaux. Randolph et Wroth (1979) posent pour leurs travaux

l'hypothèse que l'écoulement lors de l'enfoncement d'un pieu est radial et que le mouvement des particules s'effectue radialement et selon des conditions planes et axisymétriques.

La consolidation autour d'un pieu foré est considérée élastique, bien que la portion de la zone annulaire sous contrainte la plus près du pieu soit supposée avoir atteint la rupture en cisaillement pendant son enfoncement (Randolph et Wroth, 1979). L'écoulement plastique a toujours lieu dans le secteur annulaire directement adjacent au pieu, puisque l'augmentation de la résistance au cisaillement causée par la consolidation autour du pieu décroît plus rapidement que la contrainte déviatorique avec le rayon, selon Randolph et al. (1979). La consolidation autour d'un pieu foré peut être assimilée à un problème de décharge en cisaillement, et elle est principalement contrôlée par l'écoulement de l'eau au travers de l'important volume de sol situé à rayon « intermédiaire » (Randolph et Wroth, 1979).

Selon Randolph et Wroth (1979), suite à l'enfoncement du pieu, la pression à sa surface chute très rapidement initialement. Aussi, un sol plus rigide en cisaillement développe de plus grandes pressions en excès, qui affectent une plus vaste zone et requièrent un temps plus long pour se dissiper (Randolph et al., 1979). Par ailleurs, la rigidité en cisaillement semble ne pas affecter l'état de contrainte final.

Le choix d'un modèle contrainte-déformation applicable à un sol modifie la génération de la pression interstitielle simulée (Randolph et al., 1979) mais en affecte peu la dissipation pendant la consolidation. Il a par ailleurs une incidence sur l'état de contrainte final obtenu (Carter et al., 1979 dans Randolph et Wroth, 1979). En conséquence, Randolph et al. (1979) ont privilégié l'utilisation du modèle élastique parfaitement plastique, et Randolph et Wroth (1979) le modèle Cam-Clay modifié.

Les équations à résoudre, l'une et l'autre équivalentes, pour la consolidation autour d'un pieu foré lorsque le milieu est considéré élastique parfaitement plastique, sont (Randolph et Wroth, 1979) :

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_r \left[\frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} \left(r \frac{\partial u_w}{\partial r} \right) \right] + g(t) = c \nabla^2 u_w + g(t)$$

où

$$c_r = \frac{K}{\rho_w g} G^* = \frac{K}{\rho_w g} \frac{2G(1-\nu)}{(1-2\nu)},$$

$g(t)$ est une constante d'intégration, et

$$\frac{\partial \xi}{\partial t} = \frac{K}{\rho_w g} \frac{du_{w^0}}{dr} + c \left\{ \frac{\partial}{\partial r} \left[\frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} (r \xi) \right] \right\} - \frac{f(t)}{r}$$

où

ξ correspond au mouvement radial en expansion, et

u_{w^0} est la pression interstitielle relative initiale.

Les conditions frontières sont les suivantes :

$$\xi(r, 0) = 0$$

$$\xi(r_w, t) = 0$$

$$\xi(r \rightarrow \infty, t) \rightarrow 0$$

$$u_w(r, 0) = u_0$$

$$u_w(r \rightarrow \infty, t) \rightarrow 0$$

$$u_w(r, t \rightarrow \infty) \rightarrow 0$$

$$\frac{\partial u_w(r_w, t)}{\partial r} = 0$$

La première équation exposée est identique à l'équation de consolidation de Terzaghi en une dimension à l'exception de la constante d'intégration. Ainsi on peut associer c_r

à $c = \left(\frac{K}{\rho_w g} \right) \left(\frac{1}{m} \right)$ et donc G^* à $\frac{1}{m}$. D'ailleurs, il apparaît que la géométrie de la

consolidation radiale devient similaire à celle de la consolidation en une dimension à grande distance du puits, et que les deux problèmes physiques ne présentent qu'un degré de liberté.

La résolution de ces systèmes d'équation aux dérivées partielles se fait le plus fréquemment par des méthodes numériques qui traitent des différences finies (Banerjee, 1970, dans Randolph et Wroth, 1979). La distribution initiale de la pression interstitielle autour du pieu est alors obtenue de la solution pour l'expansion d'une cavité à rayon initial nul. Elle est donnée par :

$$u_{w^0} = 2S_u \ln\left(\frac{R}{r}\right) \text{ lorsque } r_0 \leq r \leq R, \text{ et}$$

$$u_0 \text{ lorsque } R < r \leq r^*$$

où

$$\frac{R}{r_0} = \left(\frac{G}{S_u}\right)^{\frac{1}{2}} \frac{G}{S_u},$$

r^* est le rayon à partir duquel l'excédent de pression interstitielles devient négligeable, et

R est le rayon à l'intérieur duquel le sol s'écoule plastiquement.

2.2.4 Essai de pénétration au piézocône

Le piézocône est un outil géotechnique qui permet d'obtenir la résistance non drainée et la pression interstitielle simultanément. Sa géométrie est celle d'une pointe conique surmontée d'un corps cylindrique. Les mesures de pressions sont effectuées en plusieurs positions de la pointe et du corps de l'instrument.

D'après l'analyse non couplée de la consolidation supposée linéaire autour du corps du piézocône (Levadoux et Baligh, 1986), le coefficient de consolidation horizontal contrôle la dissipation et de façon plus marquée dans le premiers instants. Les résultats obtenus par simulation numérique ont démontré que le couplage, dans un matériau isotrope linéaire, n'engendre pas d'effet significatif sur les résultats à grande échelle, et que ces effets ne se limitent qu'au voisinage immédiat de la pointe.

Suite à l'insertion de l'instrument dans le sol, les éléments modélisés qui sont adjacents au corps cylindrique sont d'abord déchargés par l'augmentation de la pression

interstitielle, et ensuite rechargés. Ainsi, pendant la dissipation de la pression, le sol au voisinage de la cavité est sujet à une diminution de volume, tandis que le sol à l'extérieur de ce secteur tend plutôt à gonfler.

Dans le cas d'une argile normalement consolidée, l'introduction de l'appareil y induit une surconsolidation locale. Par conséquent, la consolidation a d'abord lieu en mode surconsolidé et ne produit que de faibles changements de volume. La dissipation peut alors être considérée élastique linéaire. Par la suite, selon Levadoux et Baligh (1986), la consolidation ne s'écarte que faiblement de la linéarité puisque deux phénomènes mécaniques se produisent et se compensent : D'une part, la formation d'une zone à la paroi où le sol est déformé plastiquement, et, d'autre part, l'augmentation de la rigidité du sol due à la reprise de l'incrément de charge par la contrainte effective. Le premier a pour effet de retarder l'écoulement, et le second de le favoriser.

La distribution de la pression interstitielle initiale n'affecte pas l'état de contrainte final mais influence grandement la dissipation de la pression. Aussi la dissipation n'est contrôlée que par les caractéristiques du secteur de sol qui est soumis à un incrément de pression initial, et très peu par celles du sol périphérique à ce secteur (Levadoux et Baligh, 1980). Ainsi, vu l'importance de la distribution de la pression interstitielle initiale sur le taux de dissipation pendant la consolidation, les méthodes d'interprétation qui ne s'appuient que sur la mesure de la surpression initiale à la paroi du cylindre comportent des incertitudes significatives, selon Acar et al. (1982) dans Levadoux et Baligh (1986).

CHAPITRE 3 - MÉTHODOLOGIE ET CONCEPTION DE L'EXPÉRIMENTATION

Trois avenues ont été explorées afin de rencontrer l'objectif de développer une méthode d'interprétation des données d'essai de choc hydraulique dans l'argile de la Mer de Champlain. D'une part, des essais de choc hydraulique et des slugs tests ont été effectués sur trois sites extérieurs, d'autre part des montages ont été produits en laboratoire pour permettre la réalisation d'essais de choc hydraulique, et enfin la modélisation de la consolidation a été entreprise. Les sections ci-après résument la démarche poursuivie et la portée des travaux effectuées suivant chacune de ces pistes d'enquête.

3.1 Essais réalisés in situ

Pour la conception d'une méthode de traitement des données de choc hydraulique dans l'argile qu'on sache fiable, il a été trouvé essentiel d'obtenir de données de mesures in situ dans le cadre de la présente étude. De cette façon, la précision et la reproductibilité des données obtenues ont pu être contrôlées à la satisfaction des participants.

Les données de terrain ont ainsi été obtenues à l'aide d'un outil développé pour les fins de cette étude. Les essais ont été réalisés sur 3 différents sites et à l'intérieur de 3 puits d'observation sur chacun de ceux-ci. Ils ont été réalisés en au moins trois répétitions dans chacun des puits, et ont été précédés de slugs tests effectués généralement à niveau descendant, pour référence. Les essais de terrain ont été effectués à l'automne 2003 et à l'hiver 2004.

3.1.1 Caractéristiques des sites hôtes des essais

Les trois sites sur lesquels les essais ont été réalisés sont situés à Delson, Mercier et Berthierville, dans la région géologique des Basses-Terres du St-Laurent. La figure 3.1 illustre la localisation des trois propriétés. Ces sites ont été choisis en raison de leur accessibilité, de la qualité et l'épaisseur de l'argile silteuse de leur sous-sol et de la

disponibilité de documentation antérieure concernant les caractéristiques géotechniques des sols au droit des forages.

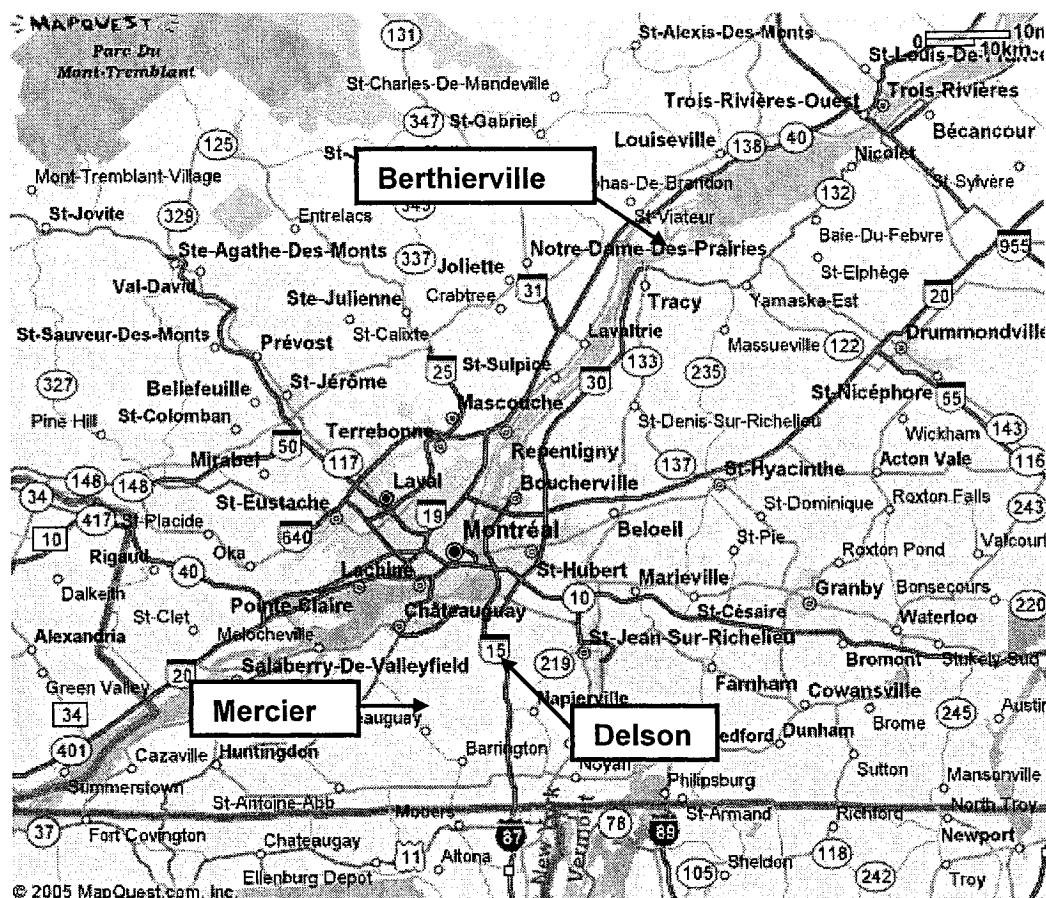


Figure 3.1 Localisation des sites où les essais ont été réalisés

3.1.2 Choix des puits retenus pour y réaliser les essais

Les puits qui ont été sélectionnés pour d'abord y réaliser les slug tests l'ont été sur la base de la profondeur suffisante de leur crépine et sur la qualité de l'eau qu'ils captent. En effet, il a été vérifié que la crépine des puits choisis soit ouverte sur une argile qui échappe au cycle de gel-dégel, de façon à minimiser le risque de présence d'une

porosité secondaire qui servirait de chemin préférentiel à l'écoulement. Aussi, il a été assuré que les puits retenus recueillent une eau dont les paramètres physiques, telle la viscosité, soient le plus près de ceux de l'eau pure afin que le comportement en écoulement soit celui attendu.

Suite à la réalisation des slug tests et à l'analyse des données obtenues, certains puits ont été rejetés parce que l'argile silteuse s'y est trouvée être trop perméable. Ainsi, les puits pour lesquels la conductivité hydraulique corrigée pour le niveau piézométrique a excédé 10^{-8} m/s (section 2.1.1) n'ont pas été retenus pour la conduite d'essai de choc hydraulique.

Les puits dans lesquels les essais ont été réalisés sont présentés au tableau 3.1 et les schémas de construction des puits sont présentés à l'annexe A.

Tableau 3.1 Liste des puits dans lesquels les essais ont été réalisés

SITE	PUITS	PROFONDEUR DU FOND	LONGUEUR DE LA LANTERNE	MÉTHODE DE FORAGE
Delson	p7-5i	9,15m	3,45m	Tarrière évidée diamètre extérieur 10po
	pZ-23B	7,50m	3,20m	Tarrière évidée diamètre extérieur 10po
	pZ-25C	12,00m	3,85m	Tarrière évidée diamètre extérieur 10po
Berthierville	F303B	39,25m	1,90m	Tarrière évidée diamètre extérieur 10po
	F305B	39,88m	2,03m	Tarrière évidée diamètre extérieur 10po
	F307B	40,09m	2,35m	Tarrière évidée diamètre extérieur 10po
Mercier	PO-1B	5,86m	1,86m	Tarrière évidée diamètre extérieur 10po
	PO-2B	6,10m	1,95m	Tarrière évidée diamètre extérieur 10po
	PO-3B	6,00m	2,00m	Tarrière évidée diamètre extérieur 10po

Des résultats d'analyse de l'argile aux sites étudiées obtenues par les compagnies de consultant qui gèrent ces sites sont fournis à l'annexe B.

3.1.3 Essais de perméabilité à niveau variable réalisés in situ

Les slug tests (section 2.2.1) ont été réalisés par ajout d'eau provenant de l'aqueduc municipal ou par retrait d'un volume d'eau à l'aide d'un échantillonneur Waterra dédié. Un capteur Levellogger a été utilisé pour mesurer le niveau d'eau au fil de l'essai, et les temps marquant les principaux événements ont été observés à l'aide d'une montre de poche synchronisée à l'horloge interne du capteur. Enfin, la pression atmosphérique a été mesurée par un capteur Barologger afin que la pression totale obtenue du Levellogger puisse être convertie en pression relative.

Lors du traitement des données recueillies, les mesures de pression barométriques ont été soustraites aux données brutes de pression totale car ce sont les pressions relatives qui sont requises dans les équations d'hydrogéologie. Les données ont ensuite été échantillonnées à pas égaux de différence de charge de 5, 10, 15 ou 20 cm afin qu'une quantité limitée de données soient traitées graphiquement.

Lors des essais réalisés au site de Berthierville, le Barologger a subi une défectuosité et les pressions relatives n'ont pas été obtenues. Pour minimiser l'influence des variations de pression barométrique, les données de chacune des journées ont été traitées indépendamment. En raison de la faible variation du niveau de l'eau au cours d'une seule journée, le pas de différence de charge utilisé pour le traitement graphique est petit et, en conséquence, la précision de l'analyse est faible. Pour pallier à ce manque, une moyenne mobile a été appliquée aux mesures afin de rehausser la précision des données. L'augmentation de la précision des données par moyenne mobile est traitée plus en détails à la section 3.1.5.4.

Le jeu de données retenu pour chacun des essais a servi à tracer un graphique des vitesses (section 2.2.1.1) qui a permis d'obtenir une correction piézométrique. Les données corrigées ont ensuite été traitées par la méthode de Hvorslev (section 2.2.1.1).

Le coefficient de forme Φ qui a été choisi pour le calcul de K par cette méthode est celui de Hvorslev, et il est donné par :

$$\Phi = \frac{2\pi L}{\ln\left(\frac{2L}{D}\right)}$$

Les dimensions des tubages de PVC pleins et des lanternes ont été obtenues des schémas de construction des puits présentés à l'annexe A. Le diamètre des lanternes a été choisi être le diamètre extérieur des tarières utilisées pour le forage des puits.

La conductivité hydraulique obtenue pour les essais de Mercier et de Berthierville a été corrigée afin de représenter la conductivité du sol pour l'eau à une température de 20°C. Cette correction a été effectuée puisque la dépendance de la viscosité à la température modifie la mécanique de l'écoulement.

Un exemple du formulaire qui a été utilisé pour le traitement des données recueillies par slug test est présenté à l'annexe C.

3.1.4 Essais de choc hydraulique

3.1.4.1 Conception de l'appareil de choc hydraulique

Les essais de choc hydraulique ont été réalisés à l'aide d'un appareil dont la conception a été effectuée de façon itérative jusqu'à l'obtention d'essais reproductibles.

Une représentation en plan et en coupe de l'appareil est présentée à la figure 3.2. Sa composante principale est un obturateur en caoutchouc dont le cœur cylindrique est plein et en PVC (A). Il est muni d'une tubulure fixe qui permet l'amenée d'air nécessaire au gonflement de la membrane (B) et d'un crochet auquel est fixé un fil d'acier qui lui sert de support (C). Le cœur cylindrique de PVC de l'obturateur est percé axialement en deux conduits. Un premier orifice permet le passage d'une tige d'aluminium formée de sections vissées qui est munie d'un cran d'arrêt amovible (D), et le second est ouvert sur une courte portion de tubulure finie par un connecteur femelle

(E), qui accueille une tubulure munie d'un connecteur mâle (F). Le connecteur femelle est ceinturé d'un anneau attaché à une ficelle (G). Des joints toriques assurent l'étanchéité au contact entre les pièces du système. La tubulure fixe, le fil d'acier, la tige d'aluminium, la tubulure détachable et la ficelle sont tous suffisamment longs pour être accessibles depuis la surface lorsque l'appareil est descendu dans le puits. La tubulure fixe pour le gonflement de l'obturateur est liée en surface à une pompe à bicyclette munie d'une valve à fermeture manuelle.

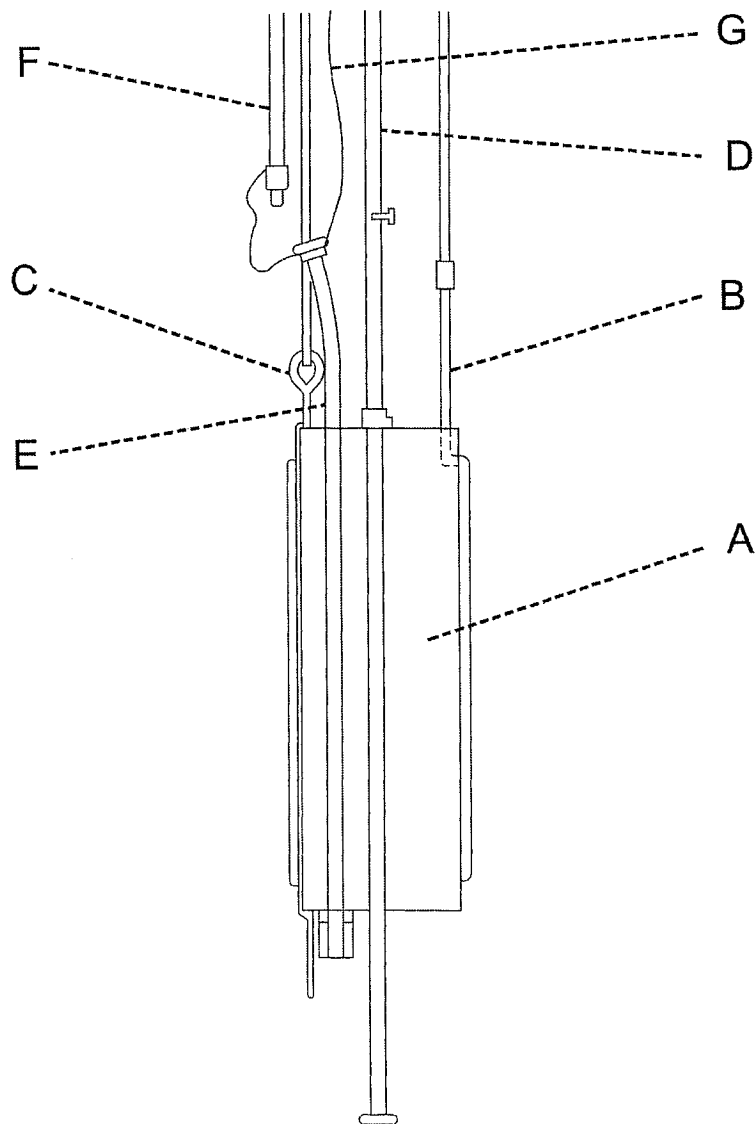


Figure 3.2 L'appareil employé pour la réalisation d'essais de choc hydraulique

La technique qui a été choisie pour provoquer un écoulement dans la portion du puits isolée par l'obturateur gonflé est par la diminution du volume qui y est disponible pour l'eau. Ainsi, par l'introduction d'un volume de tige d'aluminium connu dans l'espace isolé, l'augmentation de la pression de l'eau en provoque l'écoulement hors du puits et la déformation de la cavité. La somme du volume d'eau expulsé et de l'incrément de volume de la cavité en expansion est égale, en théorie, au volume de la tige introduite. Le cran d'arrêt sur la tige peut être positionné en 4 endroits différents et permet l'introduction de portions variant entre 0,15 et 0,60 m de longueur, soit une variation de volume de 10,9 cm³ à 43,4 cm³.

La tubulure détachable, fixée au second orifice de l'obturateur, a pour fonction de permettre la libération d'une partie de la pression imposée à la cavité par le gonflement de l'obturateur. Il a été trouvé qu'à diamètre trop petit, cette tubulure est peu efficace pour y recueillir de l'eau de la cavité et abaisser la pression, et qu'à diamètre trop fort, l'eau qu'y s'y élève a tendance à s'évider aussitôt par gravité une fois la consolidation de la cavité amorcée.

3.1.4.2 Manipulations pour la réalisation de l'essai de choc hydraulique

Puisque les essais ont été réalisés à l'automne et à l'hiver suivant les pluies d'automne, le niveau d'eau réel dans l'argile silteuse était alors plus élevé que le niveau d'eau dans les puits. Il en est ainsi car l'eau provenant du sol chargé de pluie qui s'écoule vers l'intérieur d'un puits le fait très lentement dans un sol peu conducteur (section 2.2.1.1).

Par conséquent, pour qu'un écoulement soit provoqué du puits vers le sol, l'incrément de pression provoqué pour l'essai de choc hydraulique doit non seulement élever la pression d'eau dans le puits, mais aussi outrepasser le niveau piézométrique réel de l'eau dans le sol. Afin de rencontrer cet objectif efficacement, il a été choisi de rehausser le niveau de l'eau dans le puits à un niveau comparable à celui du sol, qui est obtenu par le graphique des vitesses de l'essai à niveau variable. Ceci a été effectué par ajout d'eau provenant de l'aqueduc municipal.

Suite au réajustement du niveau d'eau dans le puits testé, les manipulations suivantes ont été effectuées systématiquement:

- Un capteur de type Levelogger a été programmé pour prendre des mesures de pression absolue aux 0,5 secondes;
- Le capteur a été fixé à une ficelle de nylon faiblement extensible;
- Le capteur a été descendu au fond du puits à la profondeur voulue, préalablement mesurée et marquée sur la ficelle qui a été fixée en surface; Le temps a été noté;
- La tubulure détachable a été vidée de son eau et enclenchée dans le connecteur de sorte qu'elle soit ouverte sur l'orifice de l'obturateur;
- Le cran d'arrêt de la tige d'aluminium a été vissé à la position voulue pour fixer la longueur de la tige d'insertion; La longueur a été notée;
- La tige a été tirée en position haute de sorte qu'initialement elle ne dépasse pas de la limite inférieure de l'obturateur;
- L'instrumentation a été descendue en étant soutenue par le fil d'acier et les sections de la tige d'aluminium ont été vissées au fur et à mesure; Le nombre de sections utilisées a permis d'évaluer la profondeur de l'instrument; Le temps et le nombre de sections de tige ont été notés;
- À profondeur voulue (approximative), l'obturateur a été gonflé à l'aide de la pompe à bicyclette, la valve fermée en surface et l'embout détaché de la pompe. La pression et le temps ont été notés;
- La ficelle a été tirée brusquement afin de libérer la tubulure détachable et fermer le conduit de l'obturateur pour la libération de la pression;
- La tige a été enfoncée d'un geste rapide jusqu'au cran d'arrêt et barrée en place; Le temps a été noté;

- La longueur de tige dépassant de la margelle du puits a été mesurée à l'aide d'un ruban à mesurer afin de préciser la profondeur réelle de l'instrument;
- Après un temps d'attente donné, toute l'instrumentation a été extraite du puits et les données ont été téléchargées du Levellogger sur place, à l'aide d'un ordinateur portable.

3.1.4.3 Mise à l'épreuve en laboratoire

Afin que puisse être observée de visu l'étanchéité de l'obturateur lors de la mise sous pression, des essais de choc hydraulique ont été réalisés en laboratoire à l'intérieur d'une colonne de plexiglass rigide de 0,06 m de diamètre et de 2,13 m de hauteur, surmontée d'un tube de PVC de 0,15m de diamètre par 3,09 m de hauteur. L'obturateur a été positionné en surface et en partie dénoyé de sorte qu'il soit possible d'observer le scuintement d'eau entre le plexiglass et la membrane, qui causerait une accumulation d'eau sur le dessus du ballon (figure 3.3). Des mesures de pression ont aussi été effectuées à l'aide d'un Levellogger positionné en profondeur à l'intérieur de la colonne.

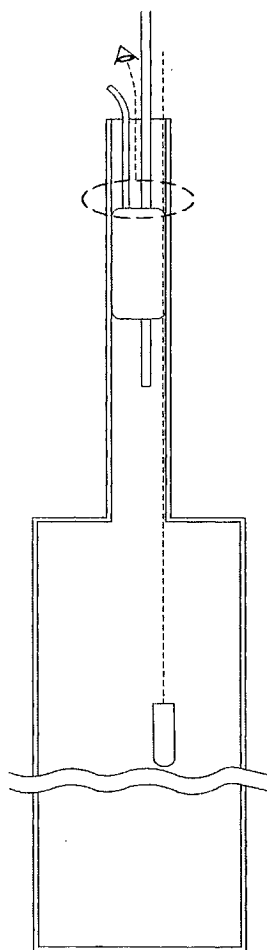


Figure 3.3 Représentation schématique de l'essai de choc en colonne rigide

3.1.5 Programme analytique

3.1.5.1 Analyse des jeux de mesures de pression

Les étapes suivantes de l'essai de choc hydraulique ont été identifiées sur les graphiques de la pression mesurée au fil du temps :

- Mise à l'eau du capteur;
- Mise à l'eau de l'instrumentation;

- Gonflement de l'obturateur;
- Relaxation de la pression de l'eau par le biais de la burette détachable;
- Mise sous pression par insertion de la tige d'acier, et
- Retour de la pression à l'équilibre.

L'incrément de pression résiduel causé par le gonflement de l'obturateur dp_o et celui causé par l'insertion de la tige dp_i ont été mesurés et notés. Un exemple de cette compartimentation graphique de la pression est illustré à la figure 3.4.

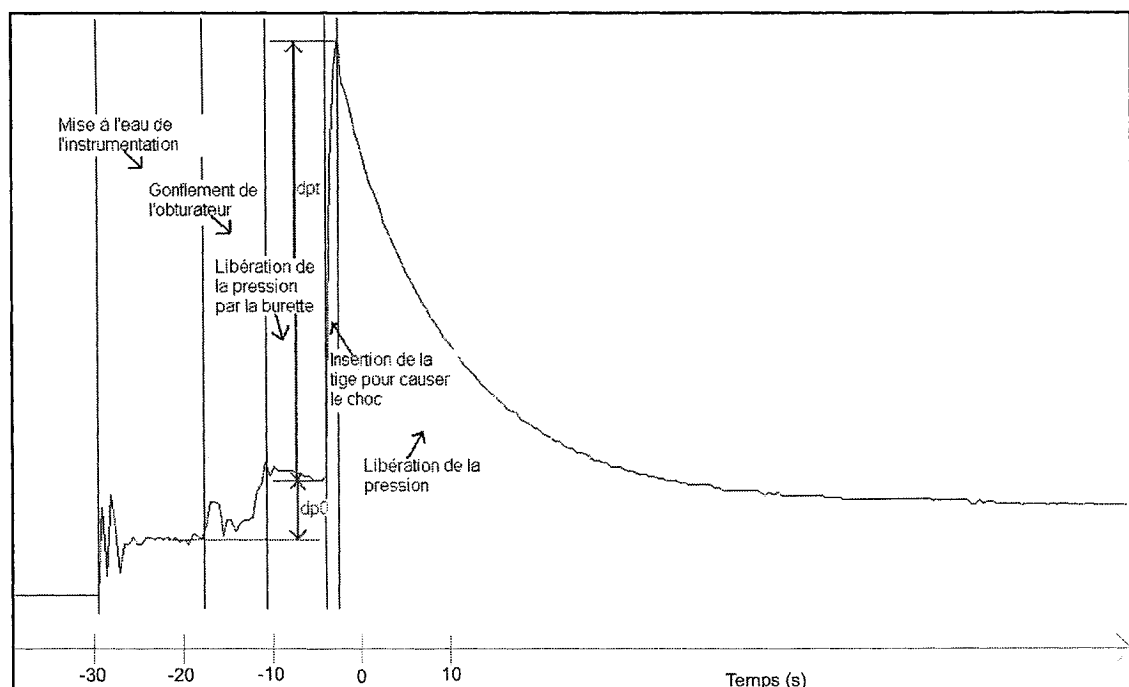


Figure 3.4 Analyse d'un signal recueilli par Levelogger lors d'un essai de choc hydraulique

La burette détachable a pour fonction de libérer le surplus de pression dans la cavité qui est causé par le seul gonflement de l'obturateur. Toutefois, elle n'y parvient pas complètement et un incrément de pression dp_o persiste, avant même que la tige d'aluminium soit insérée pour créer le choc hydraulique. Cet incrément de pression

parasite peut être assimilé à un volume de tige supplémentaire fictif et la somme des volumes de tige réel et fictif peut ainsi être considérée le volume inséré dans la cavité pour créer le choc hydraulique.

Par relation linéaire, il a été possible d'obtenir le volume de tige fictif assimilé au gonflement de l'obturateur. En effet, le rapport entre le volume de tige réel insérée sous l'obturateur et l'incrément de pression qui en a découlé dp_i permet le calcul du volume de tige fictif à l'aide de l'incrément de pression résiduel causé par l'obturateur dp_o . Le volume total des tiges réelle et fictive dV qui est retranché à l'espace pour l'eau dans la cavité pour créer le choc hydraulique représente le volume d'eau qui doit s'écouler pour que le retour à l'état de pression initial de la cavité soit réalisé.

3.1.5.2 Échantillonnage des données brutes

Les données obtenues à toutes les 0,5 s par le capteur Levelogger en cours d'essai comportent une grande quantité de doublons puisque le retour de la pression à l'équilibre est lent. Par conséquent, et aussi pour ne travailler qu'avec un jeu de données de taille raisonnable, les données brutes doivent être échantillonnées. Les critères choisis pour encadrer l'échantillonnage revêtent une importance particulière car ils ont une incidence sur l'erreur relative associée aux différences de charge moyennes H_{moy} et aux vitesses v qui sont calculées à partir des pressions échantillonnées.

Ainsi, suite à l'échantillonnage, des traitements ont été appliqués à certains jeux de données pour en améliorer la précision. Notamment, le retranchage de la variation de la pression qui est due à la compression primaire (section 1.3.2) et la filtration du bruit du signal de pression ont été tentés.

3.1.5.3 Échantillonnage de faible précision

En un premier temps, les données brutes du Levelogger ont été échantillonnées à pas de pression approximativement égaux. Il a été choisi qu'une mesure de pression à un temps donné serait retenue lorsqu'elle marque le début d'un intervalle de temps

pendant lequel la pression demeure constante. Des séries de mesures à intervalles ΔH de 0,01, 0,02 et 0,06 m ont été échantillonnées.

Selon Chapuis (2004) (entretien), l'intervalle entre les points de différences de charge retenus pour le traitement par graphique de vitesses doit être au moins 10 fois plus grand que l'erreur absolue associée à chacune des données pour qu'un niveau de précision acceptable soit atteint. Or, l'erreur relative des mesures effectuées à l'aide du Levelogger est de 0,25%. Ainsi, l'intervalle de différence de charge ΔH utilisé pour le calcul de la vitesse entrée au graphique des vitesses comporte une erreur absolue de $2(H_1 \times 0,0025 + H_2 \times 0,0025)$. Le facteur 2 représente les erreurs associées au Barologger et au Levelogger qui ont été soustraites pour obtenir les mesures de pression relative. Pour une différence de charge H de l'ordre de 4 m, par exemple, l'erreur absolue associée à chacun des points est de $2(4 \times 0,0025 + 4 \times 0,0025) = 0,04m$. Afin de rencontrer le critère de précision énoncé par Chapuis, le pas d'échantillonnage entre les points entrés au graphique devrait donc être de 0,4 m. Des intervalles d'échantillonnage de 0,01, 0,02 et 0,06 m s'avèrent ainsi être de grandeur largement insuffisante. En conséquence, les valeurs de conductivité hydraulique obtenues des échantillonnages à intervalles de 0,01, 0,02 et 0,06 m, et qui n'ont subi aucune manipulation pour en améliorer la précision, ne seront utilisées qu'à titre indicatif.

Traitement fréquentiel des jeux de données de faible précision

Afin d'extraire le signal qui représente les phénomènes physiques étudiés, il a été tenté de filtrer le signal initial imprécis. Pour ce faire, les mesures de vitesse corrigées pour le niveau piézométrique $v = \frac{\Delta H}{\Delta t}(H_{\text{moy}})$ ont été transférées du domaine temporel au domaine fréquentiel par transformée de Fourier (section 1.5.1) et y ont été filtrées. Elles ont ensuite été reproduites dans le domaine temporel via la transformée de Fourier inverse, et mises en graphique aux côtés de la charge moyenne H_{moy} afin d'illustrer un graphique des vitesses filtré.

Les graphiques des vitesses obtenus à l'aide des données échantillonnées à petit intervalle sont ondulés en raison de la faible précision associée à chacun des points (figure 3.5). La courbe de la dissipation de pression qui est attendue lors du traçage du graphique des vitesses est relativement lisse et régulière. À la figure 3.5, pourtant, il apparaît que cette courbe semble superposée de signaux de plus grande fréquence et de plus faible amplitude.

a)

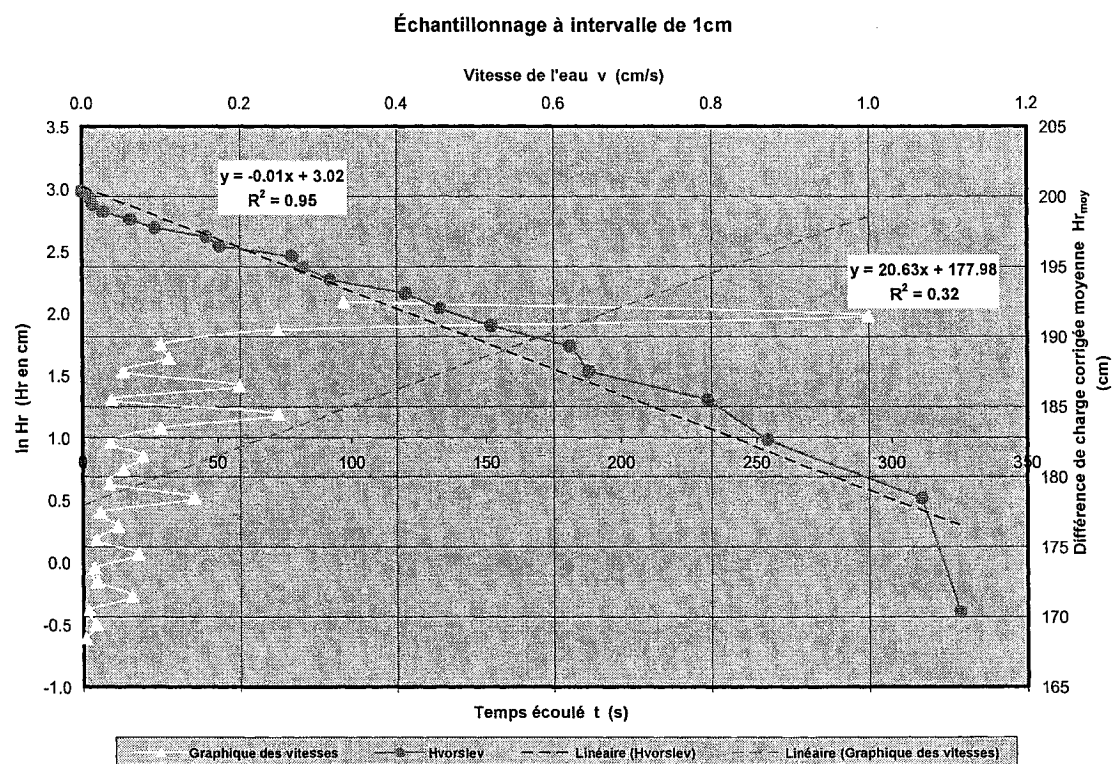
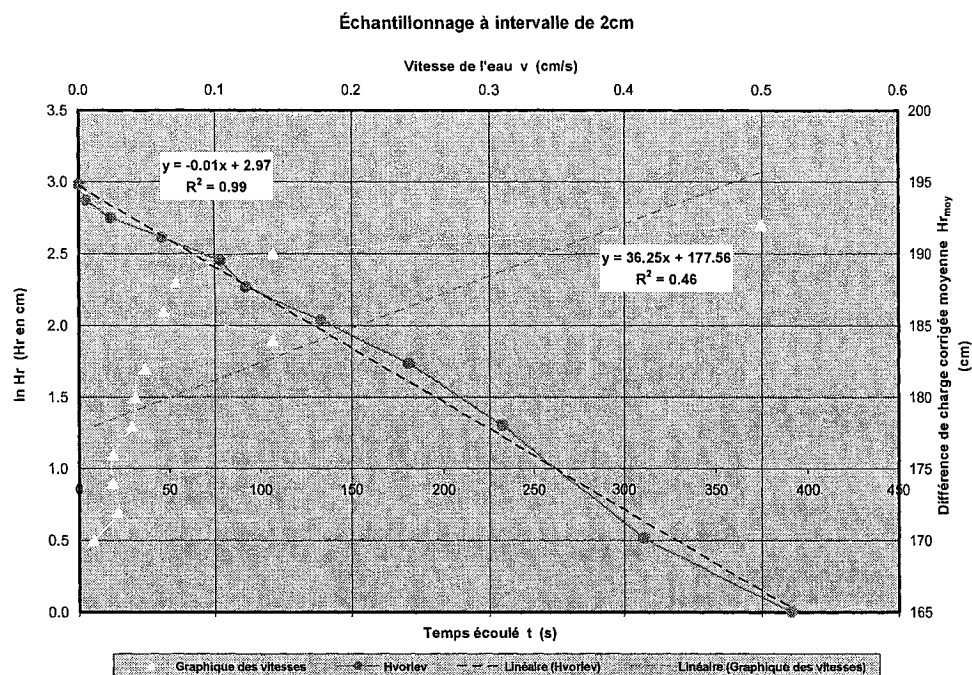


Figure 3.5 Graphiques des vitesses des pas d'échantillonnage de 1 cm (a), 2 cm (b) et 6 cm (c)

b)



c)

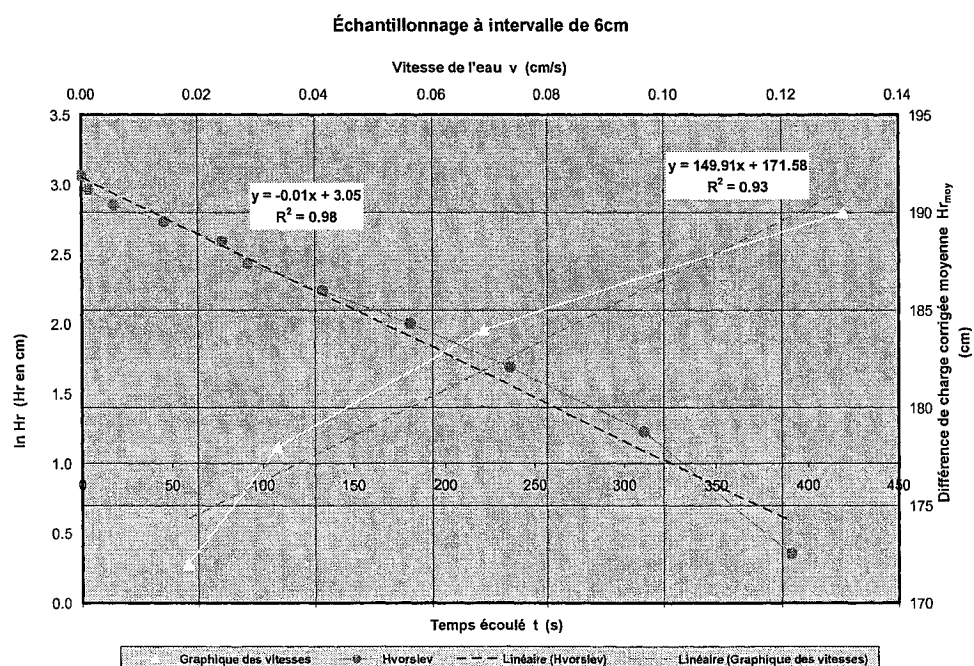


Figure 3.5 (Suite) Graphiques des vitesses des pas d'échantillonnage de 1 cm (a), 2 cm (b) et 6 cm (c)

Afin d'extraire le signal qui représente les phénomènes physiques étudiés, il a été tenté de filtrer le signal initial imprécis. Pour ce faire, les mesures de vitesse corrigées pour le niveau piézométrique $v = \frac{\Delta H}{\Delta t} (H_{moy})$ ont été transférées du domaine temporel au domaine fréquentiel par transformée de Fourier (section 1.5.1) et y ont été filtrées. Elles ont ensuite été reproduites dans le domaine temporel via la transformée de Fourier inverse, et mises en graphique aux côtés de la charge moyenne H_{moy} afin d'illustrer un graphique des vitesses filtré.

Deux types de filtres ont été employés : Un filtre passe-bande trapézoïdal et des filtres Chebychev (section 1.5.2) passe-bas, passe-haut et basse-bande. Les programmes ont été créés à l'aide du logiciel MatLab, et sont présentés à l'annexe D. Employés à la suite d'un premier programme qui effectue la transformée de Fourier, les programmes de filtres, qui ont été créés dans le cadre de la présente recherche, fournissent les extrants suivants :

- Fréquences échantillonnées;
- Amplitudes des signaux initiaux pour l'ensemble des fréquences;
- Amplitudes résultantes après filtration des fréquences;
- Seuils fréquentiels choisis pour les filtres;
- Vitesses de l'eau v résultantes après filtration du signal; et
- Figure en quatre temps qui illustre le signal filtré et le bruit, isolément, dans le domaine fréquentiel, puis les graphiques des vitesses du signal filtré et du bruit seul.

3.1.5.4 Échantillonnage de précision suffisante

Dans un premier temps, un échantillonnage à pas trop court a été effectué, et un traitement fréquentiel a été appliqué aux jeux de données pour en améliorer la qualité (section 3.1.5.3).

Dans un second temps, il a plutôt été choisi d'améliorer la précision des données en abaissant l'erreur absolue qui leur est associée avant même d'en effectuer l'échantillonnage. Ceci a eu pour conséquence de permettre l'échantillonnage de données espacées par un intervalle Δp plus court et ainsi d'obtenir plus de points pour le graphique des vitesses lorsque l'incrément de pression total de l'essai de choc s'est avéré relativement petit.

Amélioration de la précision des données brutes par moyenne mobile

La moyenne mobile est une fenêtre d'un nombre donné de chiffres qui est balayée sur un jeu de données et à l'intérieur de laquelle une moyenne est calculée. Pour le cas présent où une erreur relative de 0,25% est associée aux mesures initiales, l'erreur absolue $d\bar{p}_x$ d'un point de moyenne mobile à x chiffres $\bar{p}_x$ calculé est

$$d\bar{p}_x = \left(\frac{d\bar{p}_{\max} \times 0,0025}{x} \right).$$

Des moyennes mobiles sur 3 à 11 chiffres et sur 20 chiffres ont été calculées à partir des mesures de pression brutes des essais de choc hydraulique. Les paramètres suivants ont été calculés pour chacune des moyennes mobiles :

- Erreur absolue moyenne $\left(d\bar{p}_x\right)_{\text{moy}}$ associée aux données moyennes $\bar{p}_x$;
- Pas d'échantillonnage minimal Δp_{ech} pour que soit respecté le critère de précision; et
- Nombre de points retenus permis par l'incrément de pression total de l'essai dp et le pas d'échantillonnage Δp_{ech} .

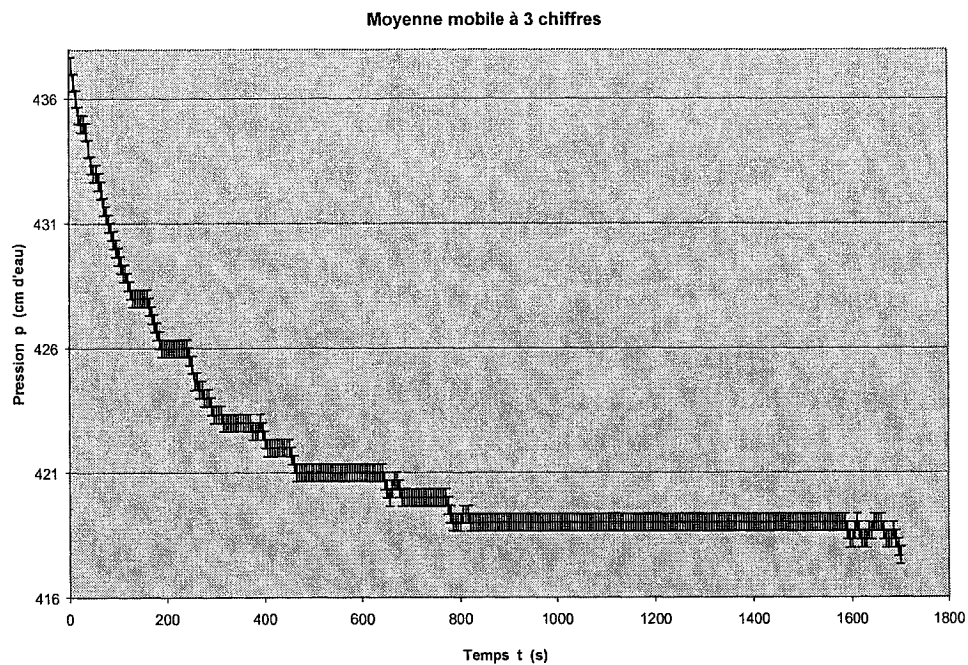
Aussi, les pressions moyennes au fil du temps et leurs intervalles d'incertitudes ont été représentés graphiquement.

Pour chacun des essais, le résultat de moyenne mobile, parmi les moyennes sur 3 à 11 chiffres et sur 20 chiffres calculés, qui a rencontré au mieux les critères suivants a été retenu :

- Qui permet d'obtenir au moins 3 points d'échantillonnage; et
- Dont l'illustration graphique démontre la meilleure configuration pour qu'un polynôme approche les données moyennes en demeurant au sein des barres d'erreur.

La figure 3.6 suivante illustre la comparaison entre deux jeux de données obtenues de moyennes mobiles à 3 chiffres et à 11 chiffres appliquées aux mêmes mesures initiales.

a)



b)

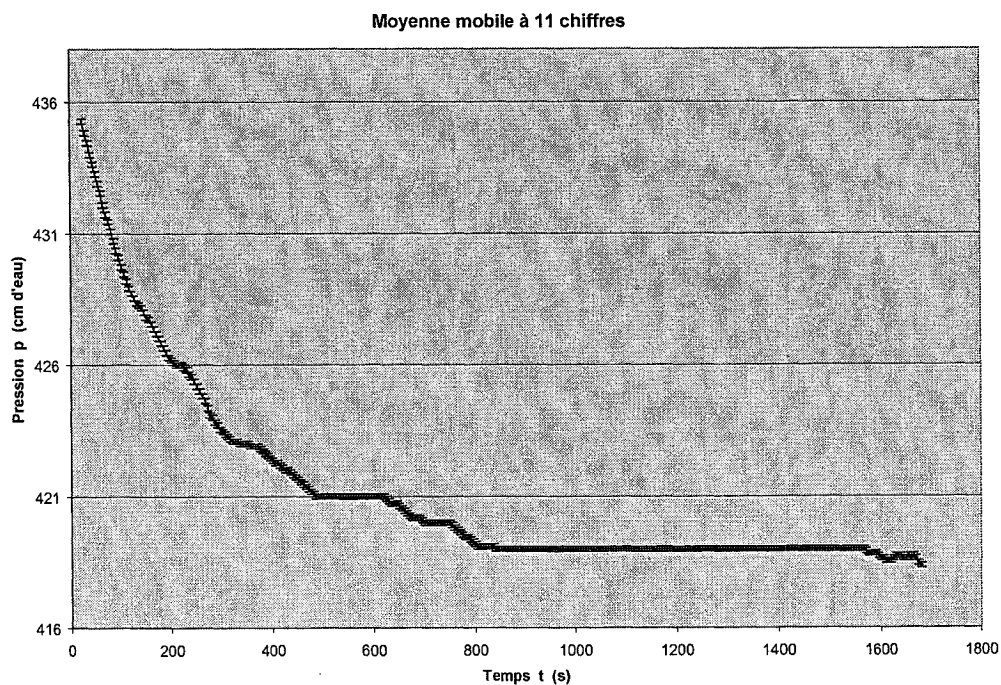


Figure 3.6 Comparaison entre des moyennes mobiles d'une même série de mesures
 (a) moyenne mobile à 3 chiffres (b) moyenne mobile à 11 chiffres

Représentation des jeux de données échantillonnées par des polynômes

Malgré la précision adéquate des données de pression obtenues par moyenne mobile, la descente de la pression observée graphiquement n'est pas régulière (figure 3.6). En effet, des ondulations et paliers persistent, favorisant des échantillonnages variables menant à des graphiques des vitesses et des conductivités hydrauliques calculées variables.

Afin de lisser les données discrètes obtenues par moyenne mobile, des polynômes de degrés 1 à 9 ont été calculés pour approcher les données par régression à l'aide de la méthode des moindres carrés. Ce calcul a été effectué par un programme Matlab présenté à l'annexe D. Le programme produit les extrants suivants :

- Valeurs de pression évaluées par les polynômes à chacun des temps de mesure; et
- Coefficients de ces polynômes.

Une figure est également produite, sur laquelle 9 graphiques illustrent la superposition de chacun des polynômes aux données de moyenne mobile.

Suite à l'examen de cette figure, des polynômes ont été retenus. Les pressions fournies par ces polynômes ont été importées dans Excel et superposées graphiquement aux données de moyenne mobile accompagnées de leurs barres d'erreurs, pour une meilleure visualisation. Le polynôme I rencontrant au mieux les critères suivants a été retenu :

- Qui approche correctement les données de moyenne mobile;
- Dont la courbure est concave vers le haut $\frac{d^2 I}{dt^2} > 0$;
- Dont la pente est descendante $\frac{dI}{dt} < 0$.

Des points du polynôme ont ensuite été échantillonnés à intervalle plus grand ou égal à dix fois l'erreur absolue moyenne $\left(\overline{dp_x}\right)_{moy}$ associée aux résultats de la moyenne mobile.

3.1.5.5 Soustraction du mouvement linéaire élastique instantané du jeu de données obtenu

Le retour vers l'équilibre de la pression d'eau dans le puits qui est mesuré en cours d'essai est en partie dû à l'écoulement, mais aussi en partie à la consolidation de la paroi du puits (section 1.3.3) et à son mouvement élastique instantané (section 1.3.2). Afin de mesurer l'importance de ces phénomènes sur le calcul de K , il a été tenté de corriger les mesures par la portion de changement de pression qui serait due à la déformation instantanée. Sous l'hypothèse que cette déformation est linéaire élastique et non drainée, la relation de Lamé (section 2.1.2) a été utilisée pour évaluer la modification du volume attribuable à ce phénomène pour chacune des variations de l'état de pression représentées au graphique des vitesses. Le volume de cavité déformé a ensuite été converti en correction à appliquer à la charge.

Pour le calcul du volume par Lamé, le coefficient de Poisson ν et le coefficient élastique non drainé E_u ont été obtenus de la littérature. Les valeurs fournies par Silvestri (2003) et Law et Eden (1979), respectivement, qui ont été obtenues expérimentalement sur des argiles de la Mer de Champlain, ont été retenues. Elles sont :

$$\nu = 0,2$$

$$E_u = 2,67 \times 10^7 Pa$$

Au moment où se produit le choc hydraulique, la cavité prend de l'expansion par déformation élastique instantanée. Par la suite, la dissipation de la surpression fait en sorte que le mouvement élastique tend à refermer la cavité au fil de la relaxation et donc à élever la charge d'eau. Cet effet augmente la différence de charge H en

chaque point de pression échantillonné et il s'atténue linéairement avec la dissipation de la supression. Il en résulte que la correction calculée à l'aide de la relation de Lamé pour une variation de l'état de pression a été retranchée à la variation de différence de charge ΔH .

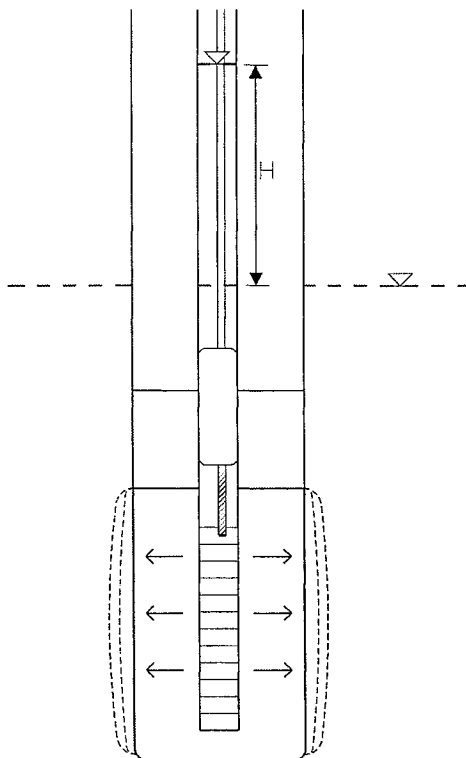


Figure 3.7 Représentation schématique du mouvement élastique instantané pendant l'essai de choc

Suite à la correction sur chacun des points, le graphique des vitesses a été retracé, la correction piézométrique recalculée, et la conductivité hydraulique réévaluée par le graphique des vitesses et par Hvorslev.

3.1.5.6 Utilisation du graphique des vitesses

Toutes les données obtenues sur le terrain ont été échantillonnées pour ne conserver qu'un jeu restreint de données, puis traitées à l'aide du graphique des vitesses pour effectuer la correction piézométrique sur le niveau d'eau mesuré dans le puits

(section 2.2.1.1). Le graphique des vitesses a été utilisé pour traiter les données échantillonnées de faible précision, les données précisées par moyenne mobile et lissées par régression, et pour traiter des données corrigées pour la compression primaire instantanée. Après correction de l'erreur piézométrique systématique, les données ont été traitées par la méthode graphique de Hvorslev (section 2.2.1.1).

Les données échantillonnées ont toutes été traitées au sein du même formulaire. Les séquences des calculs effectués au sein du formulaire se résument ainsi :

- Calcul d'un diamètre équivalent d'une burette imaginaire qui contiendrait le volume d'eau qui doit s'écouler hors de la cavité, et dont la hauteur de colonne d'eau est égale à l'incrément de charge créé lors de l'essai.
- Calcul du coefficient de forme ϕ de Hvorslev (section 1.2.4.1).
- Correction du niveau piézométrique par le graphique des vitesses.
 - Un premier graphique des vitesses est obtenu en utilisant tous les points entrés au formulaire et réservé pour consultation.
 - Selon le comportement de la courbe, un second graphique des vitesses est tracé à partir d'une portion des données. La première portion de l'essai durant laquelle la vitesse est beaucoup plus importante n'est pas retenue.
 - Le second graphique des vitesses est utilisé pour obtenir la correction piézométrique à apporter.
 - De façon itérative, les données de fin d'essai pour lesquelles le niveau piézométrique réel semble avoir été atteint sont exclues, et la correction piézométrique (ordonnées à l'origine de la droite de régression) est recalculée sans l'utilisation de ces derniers points.

- Le degré d'accord entre les données et la droite de régression est illustré aux côtés de l'équation de la droite, sur le graphique, sous la forme du coefficient de détermination R^2 (proportion de la variance de H_{moy} imputable à la variance de v).
- Calcul de la conductivité hydraulique à l'aide du graphique des vitesses. La section de la burette imaginaire, le coefficient de forme de Hvorslev et la pente du graphique des vitesses sont employés.

$$K = \frac{A}{\Phi \times P} = \frac{A}{\Phi \times \left(\frac{\Delta H_{moy}}{\Delta \left(\frac{\Delta H}{\Delta t} \right)} \right)}.$$

- Correction des différences de charge H par l'erreur piézométrique systématique. La différence de charge corrigée est H_r .
- Calcul de la conductivité hydraulique à l'aide de la méthode de Hvorslev (section 2.2.1.1). La section de la burette imaginaire, le coefficient de forme de Hvorslev et la pente du graphique de Hvorslev sont employés.

$$K = \frac{A}{\Phi} \times P = \frac{A}{\Phi} \times \left(\frac{\Delta \ln H_r}{\Delta t} \right).$$

3.2 Essais réalisés en laboratoire

Le volet laboratoire de la présente recherche visait de maximiser le contrôle des conditions de l'essai de choc hydraulique. Pour ce faire, il était prévu de déstructurer l'argile, de la caractériser par essais géotechniques, puis de la compacter de façon contrôlée dans un montage aux dimensions et caractéristiques connues. Ensuite, l'argile du montage allait être mise en saturation, et au moment venu, des essais de choc hydraulique et des slug tests allaient être effectués en montages contrôlés.

3.2.1 Préparation de l'argile

L'argile utilisée en laboratoire a été extraite à l'automne 2003 du site pédagogique de l'école Polytechnique de Lachenaie, situé à proximité du site d'enfouissement appartenant à BFI. L'argile échantillonnée était remaniée, et a été entreposée dans des chaudières fermées hermétiquement. Elle était humide, fissurée sous l'effet des cycles de gel-dégel, et était parsemée de matériaux organiques et de cailloux. À l'hiver 2004, elle a été mise à sécher à l'air libre et sous un ventilateur de type résidentiel positionné à environ 1 m. Elle a ensuite été tamisée, réhumidifiée par vaporisation et entreposée dans des contenants hermétiques pour favoriser l'uniformisation de la teneur en eau.

3.2.2 Caractérisation géotechnique et hydrogéologique de l'argile

Au printemps et à l'été 2004, l'argile de Lachenaie a été caractérisée en laboratoire par une série d'essais géotechniques. Les mesures suivantes ont été obtenues avec respect des recommandations méthodologiques énoncées par les normes de l'ASTM appropriées :

- Distribution granulométrique par tamisage et sédimentométrie;
- Poids spécifique des grains;
- Limites de plasticité et de liquidité;
- Optimum Proctor; et
- Conductivité hydraulique par cellule triaxiale

Les résultats des essais géotechniques effectués en laboratoire sont présentés à l'annexe E.

3.2.3 Montages pour la réalisation d'essais de choc hydraulique et de perméabilité

À l'été 2004, l'argile de Lachenaie a été compactée en 11 couches dans un moule de PVC rigide cylindrique de 0,3 m de diamètre et de 0,25 m de hauteur, autour d'une tige de 0,018 m de diamètre positionnée selon l'axe de symétrie du cylindre (figure 3.8). À la périphérie du cylindre, une géogridde rigide jointe à un géotextile a été fixée pour faire office de frontière perméable. Dans la partie basse et la partie haute du cylindre, deux trous ont été pratiqués dans le moule de PVC et au travers de la géogridde, dans lesquels des connecteurs ont été fixés. Des couvercles de PVC rigide ont été fixés au montage, celui du fond étant plein, et celui du dessus étant troué en son centre pour y laisser traverser la tige axiale. Aux interfaces argile-couvercle, des beurages de sable-bentonite ont été appliqués pour assurer l'étanchéité. Suite au compactage, la tige a été remontée et le trou dans l'argile a été brossé à l'aide d'une brosse métallique cylindrique afin de contrer le colmatage de la paroi causé par le cisaillement axial lors du retrait de la tige. Le trou a ensuite été rempli de sable de grade 0, et une burette rigide a été fixée dans l'orifice du couvercle supérieur. Un schéma du montage est présenté à la figure 3.8, et des photographies du montage et de sa préparation sont présentées à l'annexe F.

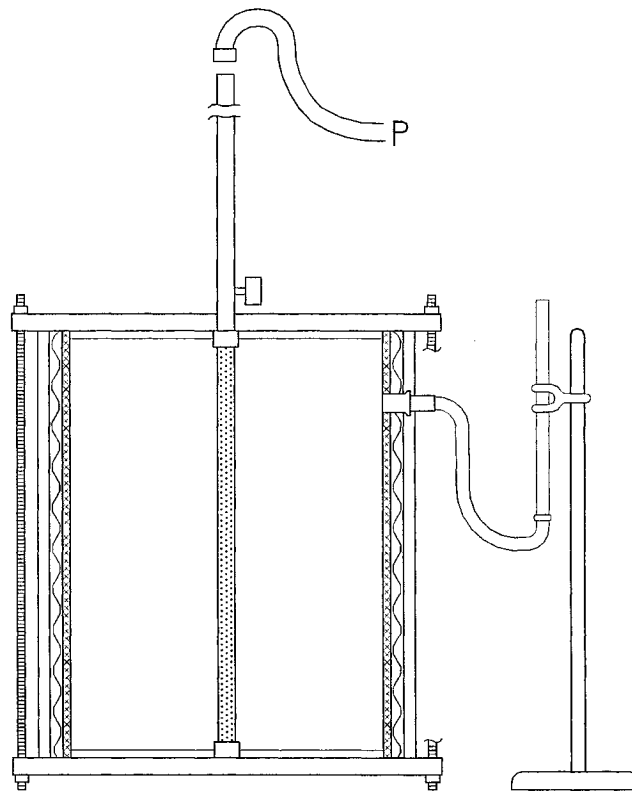


Figure 3.8 Montage d'argile effectué en laboratoire

Le cylindre d'argile a par la suite été soumis à une différence de charge de l'ordre de 1-1,5 m afin d'imposer un écoulement vers le haut et en favoriser la saturation. 2 mois après le début de la mise en saturation, le gradient a été inversé et des essais à niveau variable descendant à l'aide d'une burette d'entrée et une burette de sortie graduées ont été réalisés (A). Des essais de choc hydraulique ont ensuite été effectués par injection d'air pressurisé sur la colonne d'eau de la burette d'entrée. Le calcul du volume d'eau injecté lors du choc a été permis par l'observation de l'abaissement de la tête d'eau dans la burette sous l'effet de la poussée d'air (B). Immédiatement après l'imposition du choc hydraulique, la cavité a été fermée par une valve située à la base de la burette d'entrée. Un capteur de pression inséré dans la cavité a mesuré la décroissance de la charge au fil du temps.

Afin de pouvoir comparer des résultats obtenus dans l'argile de la Mer de Champlain à ceux obtenus des mêmes essais dans un matériau rigide, un montage similaire au premier a été réalisé à l'aide d'un cylindre de mortier.

Le mortier a d'abord été coulé dans un moule jumeau de celui utilisé pour contenir l'argile lors de la compaction. Deux jours après le coulage du mortier, il a été entièrement démoulé, son trou a été brossé et il a ensuite été submergé dans un bassin d'eau pour en favoriser la saturation. Il y est resté pendant 8 mois. Cinq jours après le début de son immersion, des couvercles de PVC rigide ont été fixés au cylindre, celui du haut étant troué et laissant pénétrer une burette graduée ouverte sur l'orifice axial du mortier. Le mortier ainsi équipé a été submergé jusqu'au couvercle supérieur et le niveau de l'eau dans le bassin a été maintenu constant pour afin de créer une frontière perméable périphérique. Le montage de mortier est présenté à la figure 3.9.

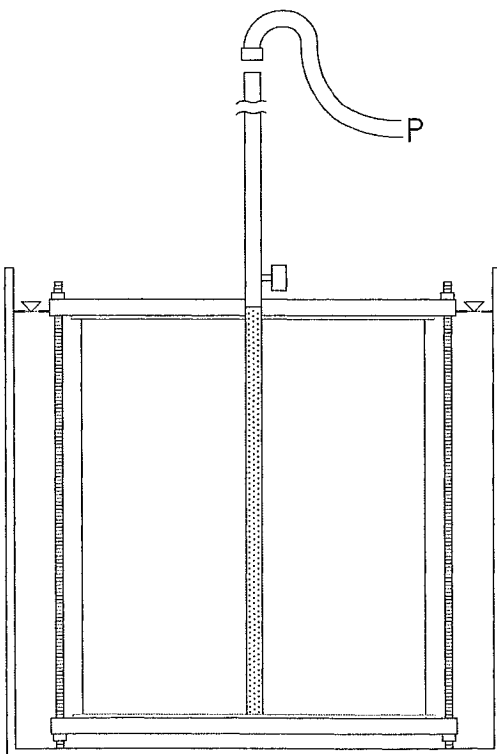


Figure 3.9 Montage de mortier effectué en laboratoire

Des essais de perméabilité à niveau variable descendant ont été réalisés dans le mortier à l'aide d'une burette graduée, et des essais de choc hydraulique ont été réalisés par application d'air comprimé sur la burette d'entrée.

3.2.4 Formulaires utilisés pour le traitement des données

Compte tenu de la configuration particulière du montage d'argile, un coefficient de forme adapté a été calculé et le formulaire pour le traitement des données a été modifié en conséquence.

3.2.5 Difficultés rencontrées

Au cours des essais de perméabilité à niveau variable et des essais de choc hydraulique dans l'argile et dans le mortier, des difficultés ont été rencontrées et des modifications ont été apportées.

D'abord, des problèmes d'étanchéité ont été observés au contact entre les couvercles et l'argile. Dans le cadre d'un processus itératif, quatre vis supplémentaires ont été ajoutées au montage, le beurrage sable-bentonite a été refait, des barres d'aluminium rigides ont été vissées aux couvercles et ceux-ci ont été rainurés.

Par ailleurs, il s'est avéré que des bulles de dégazages de l'argile restaient prises dans la géogrille périphérique du montage au dessus du connecteur supérieur. Par plusieurs reprises, le montage a donc été incliné de sorte que le connecteur supérieur devienne positionné en point haut et que le dégazage puisse s'effectuer.

Ensuite, des problèmes d'étanchéité aux interfaces entre le mortier et les couvercles ont aussi été observés. Ceci a mené à la réétanchéisation de l'interface à l'aide d'ajout de beurrage ciment-bentonite, puis à son remplacement par un couli de silicone.

Enfin, il a été observé de l'interprétation des résultats des essais effectués sur l'argile et sur le mortier que la saturation n'était pas réalisée après 8 mois de mise en saturation des montages sous d'importantes différences de charge. En conséquence de cet état de fait, les essais en laboratoire ont été abandonnés.

3.3 Modélisation

La modélisation de la consolidation a été tentée à l'aide des logiciels d'éléments finis Seep/W et Sigma/W utilisés conjointement afin de réaliser la résolution couplée du système d'équation. En effet, en chacun des nœuds du modèle, 3 équations, soient deux de déplacement, et une d'écoulement, sont résolues en simultané par ces logiciels.

Les équations de déplacement sont données par l'expression suivante :

$$\begin{aligned} \Sigma[B]^T [D][B]\{\Delta\delta\} + \Sigma[B]^T [D]\{m_H\}\langle N\rangle\{\Delta u_w\} \\ [K_d] &= [B]^T [D][B] \\ [L_d] &= [B]^T [D]\{m_H\}\langle N\rangle \\ \{m_H\}^T &= \left\langle \frac{1}{H} \frac{1}{H} \frac{1}{H} 0 \right\rangle \end{aligned}$$

où

$[B]$ est la matrice du gradient (ou matrice de deformation),

$[D]$ est la matrice constitutive drainée (Biot, 1941),

$[K_d]$ est la matrice de la rigidité pour le déplacement,

$[L_d]$ est la matrice de couplage pour le déplacement,

$\{\Delta\delta\}$ est le vecteur d'incrément de déplacement,

$\{\Delta u_w\}$ est le vecteur d'incrément de pression interstitielle, et

$\langle N \rangle$ est le vecteur-ligne des fonctions de forme.

L'équation d'écoulement, quant à elle, est donnée par :

$$\beta_w [L_f] \{\Delta\delta\} - \left(\frac{\Delta t}{\gamma_w} [K_f] + \omega [M_N] \right) \{\Delta u_w\} = \Delta t \left(\{Q\}_{t+\Delta t} + \frac{1}{\gamma_w} [K_f] \{u_w\}_t \right)$$

avec

$$[K_f] = \int [B]^T [K_w] [B] dV,$$

$$\omega = \frac{1}{R_f} - \frac{\beta_w}{H'},$$

et où

R_f est le facteur de rétention,

H' est un facteur qui lie l'indice des vides e à la succion,

$[L_f]$ est la matrice de couplage pour l'écoulement, et

$[M_N]$ est la matrice de la masse.

Afin de réaliser la simulation, chacun des paramètres du modèle a été étudié et choisi. Ils sont la géométrie du modèle, les propriétés des sols, les conditions aux frontières et le cadre du calcul.

Ce choix des différents paramètres du modèle a nécessité que différentes hypothèses soient posées. Ainsi, la géométrie du modèle a été choisie de façon à refléter l'hypothèse selon laquelle l'écoulement et la déformation peuvent être considérés ne comporter aucune composante verticale et ne se produire qu'à l'intérieur du plan perpendiculaire à l'axe du puits. Aussi, les modèles rhéologiques qui ont été choisis pour représenter le comportement de la lanterne et le comportement de l'argile sont des modèles simplificateurs. Par ailleurs, ils sont considérés adéquats par différents auteurs (section 1.3.5.3). Enfin, il a été supposé que l'eau soit pure et à 25°C, que la conductivité hydraulique demeure constante dans l'espace et dans le temps, que le sable de la lanterne soit parfaitement saturé, que la géométrie de la lanterne soit parfaitement cylindrique, que le sable de la lanterne et l'argile soient solidaires, puis que les conditions de contraintes et d'écoulement soient à l'équilibre à une distance radiale d'une 1 m depuis la paroi du puits.

Suite à la réalisation du modèle, l'essai de perméabilité à niveau constant a été simulé et le résultat obtenu a été comparé au résultat théorique fourni par la solution de Mieussens et Ducasse (1976). Finalement, la fiabilité des logiciels étudiés pour la simulation de l'écoulement et de la consolidation simultanés a été évaluée en regard des résultats obtenus.

3.3.1 Géométrie du modèle

La géométrie du modèle pour la simulation de l'essai de perméabilité à niveau constant a été limitée à la représentation d'une section radiale de la lanterne et du sol environnant. La figure 3.10 illustre la grille des éléments utilisée. La demi-section du puits, dans la partie gauche du modèle, est de dimension égale au rayon extérieur des tarières utilisées pour le forage corrigé pour l'expansion élastique instantanée initiale. La cavité est ainsi formée d'un seul élément de 3,5 m de hauteur, par 0,1036 m d'extension radiale. Le sol adjacent est constitué pour sa part de 100 éléments selon la direction radiale et jusqu'à une distance de 1 m depuis la paroi de la cavité. Ces éléments mesurent 3,5 m de hauteur et leur dimension radiale s'accroît en direction de la périphérie selon un ratio 2 :1.

Le choix d'un tel modèle ne comportant qu'un élément selon l'élévation a été effectué afin de forcer un écoulement qui soit purement radial.

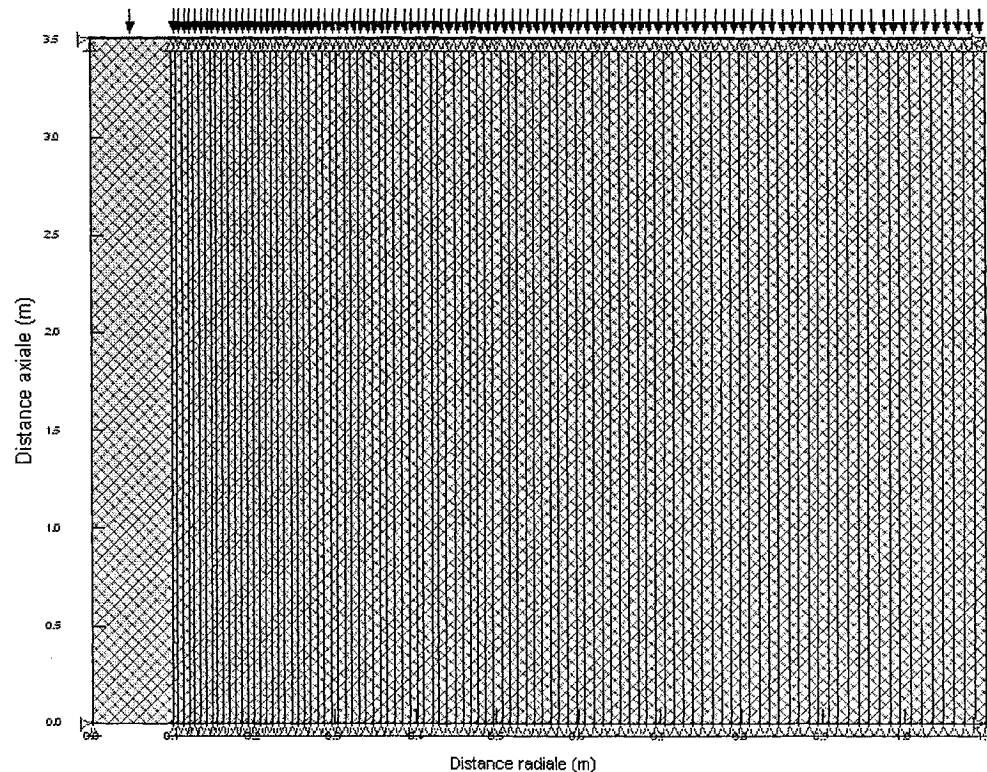


Figure 3.10 Modèle à éléments finis pour l'essai de perméabilité à niveau constant

3.2.2 Paramètres des matériaux du modèle

Aux deux matériaux du modèle, soient le sable et l'argile, ont été associées des relations de comportement et des propriétés qui ont été jugées approcher au mieux le comportement de l'argile de la Mer de Champlain. Ces relations hydrogéologiques, géotechniques et géomécaniques, imposées dans Seep/W ou dans Sigma/W, sont présentées à l'annexe G.

3.3.2.1 Paramètres régissant l'écoulement

Afin de représenter correctement l'écoulement simulé par Seep/W, les relations $\theta(u)$ et $K(u)$ y ont été définies pour chacun des matériaux. La pente de la relation $\theta(u)$ dans Seep/W est l'expression de l'emmagasinement dû à la compressibilité de l'eau et des pores du matériau (section 1.2.2.2). L'emmagasinement modifie le relargage d'eau qui se produit lorsqu'il y a modification de la pression d'eau. Ce paramètre exerce donc une influence sur le débit calculé par Seep/W au fil d'une simulation d'écoulement. Par ailleurs, l'expansion ou la contraction élastique du volume des pores, prise en compte par l'imposition de la pente de $\theta(u)$, ne produit pas un déplacement des nœuds du modèle dans Seep/W. Pendant une simulation de la consolidation par Seep/W et Sigma/W couplés, la modification de la pression interstitielle ne provoque pas non plus de mouvement des nœuds dans Sigma/W.

Pour le matériau de la cavité, la pente de la relation $\theta(u)$ a été choisie égale à la compressibilité de l'eau $C_w = 4,8 \times 10^{-10} \frac{m^2}{N}$ à 25°C (Domenico et Schwartz, 1990), et θ égale à l'unité à pression atmosphérique ($u=0$) puis supérieure à l'unité à de plus grandes pressions d'eau. La conductivité hydraulique K de ce matériau a été choisie très perméable ($K = 10^3 \frac{m}{s}$) de sorte que l'élément du puits ne freine pas l'écoulement de l'eau.

La pente de $\theta(u)$ pour le sol a par ailleurs été approchée par la réciproque du coefficient de changement de volume m ($m = 2,16 \times 10^{-3} \text{ kPa}^{-1}$; Leroueil et al., 1983) qui est obtenu lors de la consolidation unidimensionnelle par essai oedométrique (section 1.3.3). Tel qu'énoncé par Randolph et Wroth (1979), la géométrie de la consolidation radiale devient similaire à celle de la consolidation en une dimension à grande distance du puits (section 2.2.3). En outre, la teneur en eau volumique à saturation, qui est égale à la porosité, a été calculée à partir de l'indice des vides $e = 1,744$ Randolph et al. (1979). Enfin, la conductivité du sol a été imposée constante à $K = 10^{-8} \frac{m}{s}$. Ceci consiste en une approximation compte tenu que la porosité varie en cours de consolidation.

3.3.2.2 Paramètres régissant le tassement

Pour que soit représenté correctement le déplacement des nœuds lorsqu'il y a modification de l'état de pression, les poids unitaire et les relations contrainte-déformation spécifiques aux matériaux ont été imposés dans Sigma/W.

Ainsi, le poids unitaire de l'eau a été attribué au matériau du puits, et un coefficient des terres au repos K_o unitaire lui a été imposé. Le modèle rhéologique qui a été choisi pour ce matériau est le modèle anisotrope élastique, maintenu rigide en direction verticale ($E_{dr} = 1000 \times \frac{1}{m}$), et laissé libre de se déformer en direction radiale ($E_{dr} = \frac{1}{m}$) afin d'assurer une continuité avec le matériau du sol. Aussi, afin d'en permettre la déformation radiale, le matériau du puits a été laissé libre de se cisailer ($G = \frac{E}{2(1+\nu)}$). Enfin, il a été choisi que le coefficient de Poisson ν dans les deux directions exprime la quasi-incompressibilité de l'eau avec $\nu = 0,5$.

Le poids du sol a été imposé à $15,3 \frac{kN}{m^3}$ (Silvestri, 2003), et le coefficient des terres au repos $K_o = 1,1$ (Silvestri, 2003). Le modèle élastique parfaitement plastique a été choisi pour représenter la déformation du sol. Le module élastique drainé E_{dr} a été imposé à $\frac{1}{m}$, la résistance $S = 57 kPa$ (Silvestri, 2003) et l'angle de frottement interne $\phi' = 27,5^\circ$ (Leroueil et al, 1983).

3.3.3 Conditions aux frontières du modèle

Préalablement à la simulation de l'essai de perméabilité à niveau constant par Seep/W et de Sigma/W couplés, les conditions de charge initiales ont été simulées dans Seep/W. Cette simulation préliminaire était nécessaire afin de générer le fichier d'entrée de la nappe phréatique initiale considérée par Sigma/W. Les conditions de charges imposées aux nœuds pour cette étape étaient $h = 6,99 m$ aux 4 nœuds du puits, et $h = 6,84 m$ à tous les nœuds du sol. Cette distribution de charges a été choisie afin que le modèle recrée les conditions initiales de l'essai de choc hydraulique #10 effectué au puits p7-5i, à Delson.

Pour la simulation principale, soit celle de la consolidation pendant l'essai de perméabilité à niveau constant, la charge a été imposée constante à $h = 6,99 m$ au puits et à $h = 6,84 m$ à la surface extérieure du modèle, dans Seep/W. D'autre part, la nappe initiale a été générée dans Sigma/W, et le déplacement des nœuds au pourtour du modèle a été maintenu nul aux frontières, normalement à celles-ci. Enfin, une charge a été répartie sur la frontière supérieure du modèle, correspondant au poids des terres susjacentes et à celui de la nappe phréatique ($W = 34,23 kN$).

Les conditions de convergence ont été imposées indépendamment dans chacun des logiciels. Elles sont présentées à l'annexe G. Enfin, les pas de temps ont été imposés dans Sigma/W qui est le logiciel « maître » de la consolidation couplée.

CHAPITRE 4 - RÉSULTATS ET ANALYSES

4.1 Résultats obtenus des essais réalisés in situ

4.1.1 Mise à l'épreuve en laboratoire de l'appareil

Afin de confirmer l'étanchéité des joints toriques de l'appareil de choc hydraulique et celle du contact entre l'obturateur et la paroi d'un tubage de PVC, l'essai de choc a été réalisé en laboratoire selon une configuration qui en a permis l'inspection visuelle (section 3.1.4.3).

Pendant ces essais, l'examen de la surface sèche de l'obturateur n'a permis de démontrer aucun scintillement au contact entre la membrane et la paroi du cylindre. Toutefois, les mesures effectuées par le capteur ont montré une relaxation rapide de la pression. La diminution de la pression était par ailleurs d'autant plus rapide que la tige insérée était longue. Ceci a permis de confirmer que la dissipation de la surpression n'a pas été produite par une fuite via un orifice de taille finie. En effet, si tel avait été le cas, la dissipation se serait produite à l'intérieur d'un intervalle de temps plus long pour un volume introduit plus important. Par conséquent, il a été conclu de cette expérience que le plastique de la colonne sous le tubage de PVC a dû permettre une expansion suffisante pour que la cavité récupère le volume qui lui a été soutiré par l'introduction de la tige.

4.1.2 Résultats obtenus des étapes intermédiaires de traitement de données

Tel qu'il a été expliqué en plus de détails à la section 3.1.5, les données de pression brutes recueillies par le capteur en cours d'essai ont parfois été traitées par un filtre fréquentiel (section 3.1.5.3), parfois par une moyenne mobile puis approchées par une fonction polynômiale (section 3.1.5.4) et parfois elles ont été corrigées pour le mouvement élastique linéaire instantané (section 3.1.5.5). Nonobstant les traitements que les jeux de données ont subi, ils ont tous vu l'erreur systématique sur le niveau piézométrique présumé corrigée à l'aide de l'information fournie par leur graphique des

vitesse respectif (sections 2.2.1.1, 3.1.5.6). Des résultats typiques obtenus lors de ces étapes de traitement intermédiaires sont présentés aux sections qui suivent.

4.1.2.1 Analyse des jeux de mesures de pression

Tel qu'il a été présenté à la section 3.1.5.1, les signaux de pression absolue recueillis par les capteurs Levellogger ont été analysés graphiquement de façon à associer les portions de signal distinctes à des manipulations effectuées pour produire le choc hydraulique. Un découpage-type est présenté à la figure 3.4.

Les résultats de l'analyse du signal brut pour tous les essais sont présentés aux tableaux 4.1, 4.2 et 4.3 suivants. Considérant un diamètre de 0,96 cm, le volume de tige insérée dans la cavité comprise sous l'obturateur a été calculé et y est représenté, et également le volume total de tige réel et fictive dV qui prend en compte la contribution de l'obturateur (section 3.1.5.1).

Tableau 4.1 Analyse des signaux de pression bruts - Delson

PUITS	ESSAI	LONGUEUR TIGE INSÉRÉE (CM)	VOLUME TIGE INSÉRÉE (CM ³)	INCRÉMENT DE PRESSION TIGE dp_i (CM)	INCRÉMENT DE PRESSION OBTURATEUR dp_o (CM)	VOLUME INJECTÉ POUR LE PULSE dV (CM ³)
p7-5i	4	60	43	22	23	89
	5	60	43	20	18	83
	6	60	43	21	15	74
	7	44	32	16	29	90
	8	60	43	20	32	113
	9	60	43	21	25	95
	10	60	43	35	17	65
	11	60	43	20	30	109
	12	60	43	23	31	102
	1	60	43	16	24	109
	2	60	43	11	31	166
	3	60	43	16	24	109
pZ-23B	2	60	43	23	48	134
	3	60	43	26	15	68
	4	60	43	25	22	82
	5	60	43	26	16	70

Tableau 4.2 Analyse des signaux de pression bruts - Mercier

PUITS	ESSAI	LONGUEUR TIGE INSÉRÉE (CM)	VOLUME TIGE INSÉRÉE (CM ³)	INCRÉMENT DE PRESSION TIGE dp_i (CM)	INCRÉMENT DE PRESSION OBTURATEUR dp_o (CM)	VOLUME INJECTÉ POUR LE PULSE dV (CM ³)
PO-1B	1	60	43	21	7	58
	2	60	43	18	13	75
	3	60	43	18	17	84
PO-2B	1	60	43	18	6	58
	2	60	43	18	4	53
	3	60	43	21	4	52
PO-3B	1	60	43	27	8	56
	2	60	43	27	7	55
	3	60	43	26	7	55

Tableau 4.3 Analyse des signaux de pression bruts - Berthierville

PUITS	ESSAI	LONGUEUR TIGE INSÉRÉE (CM)	VOLUME TIGE INSÉRÉE (CM ³)	INCRÉMENT DE PRESSION TIGE dp_i (CM)	INCRÉMENT DE PRESSION OBTURATEUR dp_o (CM)	VOLUME INJECTÉ POUR LE PULSE dV (CM ³)
F303B	1	30	22	50	2	23
	2	30	22	84	3	22
	3	30	22	100	10	24
F305B	1	15	11	56	0	11
	2	30	22	76	0	22
	3	30	22	88	-5	20
	4	30	22	89	1	22
F307B	1	30	22	87	6	23
	2	30	22	96	2	22
	3	30	22	95	1	22

4.1.2.2 Filtre fréquentiel

Tel qu'il a été présenté à la section 3.1.5.3, des jeux de données échantillonnées à intervalle trop court pour que le critère de précision soit respecté, ont été traités par filtre fréquentiel afin d'isoler le signal du bruit attribuable à l'imprécision.

La première expérience de traitement de signal a été effectuée à l'aide d'échantillons des mesures de l'essai de choc #10 réalisé au puits p7-5i à Delson. Ces échantillons, à pas Δp de 1 cm et de 2 cm, ont été transformés dans le domaine fréquentiel, filtrés, puis transformés à nouveau dans le domaine temporel. Les figures 4.1 et 4.2 suivantes montrent les résultats graphiques en quatre temps fournis par le programme de filtration qui a été créé dans Matlab. Elles illustrent les résultats obtenus pour des filtres passe-bande et coupe-bande Chebychev entre les seuils de fréquence $f_1 = 0,2$ et $f_2 = 0,33$ pour l'échantillonnage aux centimètres, et entre les seuils $f_1 = 0,1$ et $f_2 = 0,2$ pour l'échantillonnage aux 2 cm. La partie gauche des figures montre des spectres fréquents tirés du signal de pression dans le temps mesuré au cours d'un essai de choc, et la partie droite montre les graphiques des vitesses correspondants qui sont utilisés pour le calcul de la conductivité hydraulique. La première ligne utilise le jeu complet des pressions mesurées, tandis que la seconde ligne présente une portion du signal isolée par filtre passe-bande, et la troisième montre la soustraction des deux premiers signaux, produite à l'aide du filtre coupe-bande correspondant. L'ensemble des filtres, pour différents seuils, qui ont été utilisés sont présentés au tableau suivant. Les résultats obtenus à l'aide de ces filtres sont par ailleurs présentés à l'annexe H.

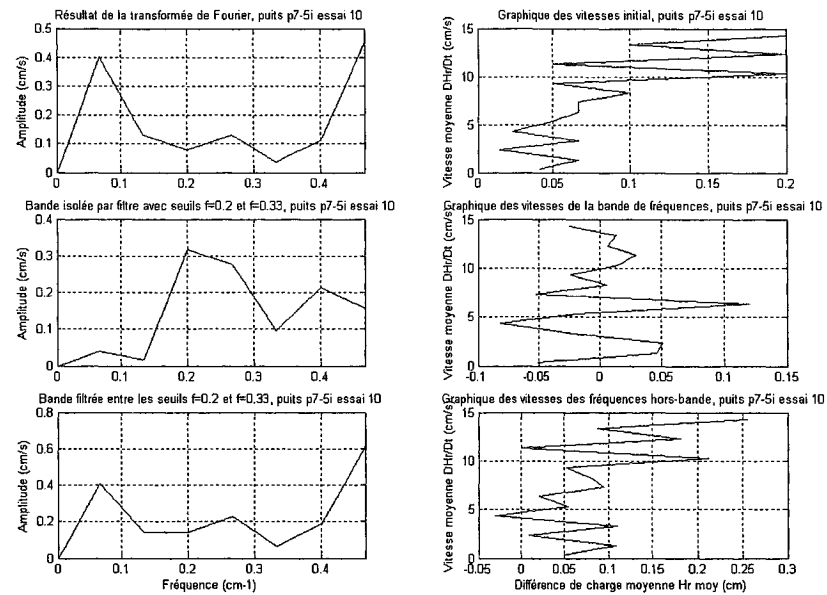


Figure 4.1 Résultat de l'application d'un filtre Chebychev passe-bande et coupe-bande aux seuils 0,2 et 0,3 pour un pas d'échantillonnage de 1 cm

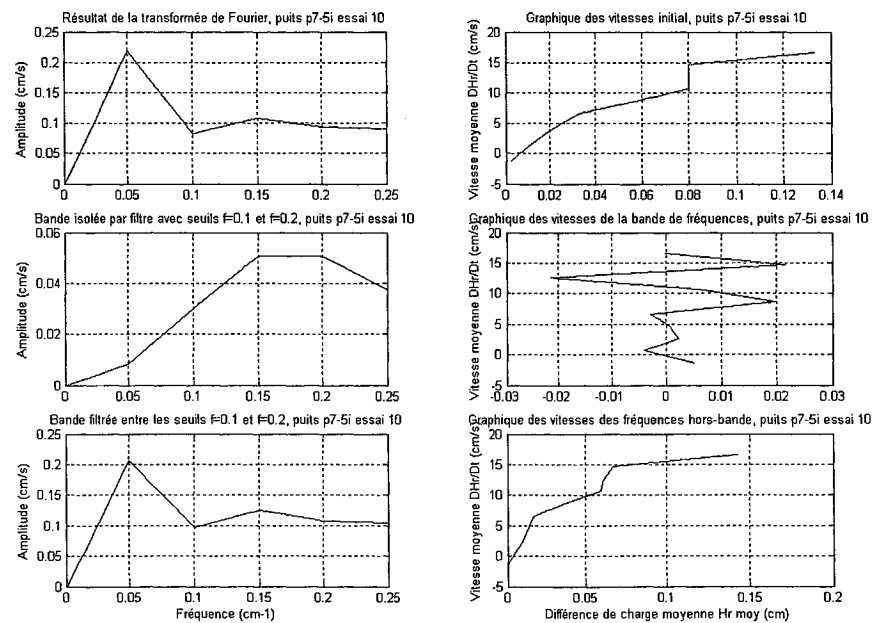


Figure 4.2 Résultat de l'application d'un filtre Chebychev passe-bande et coupe-bande aux seuils 0,1 et 0,2 pour un pas d'échantillonnage de 2 cm

Tableau 4.4 Liste des filtres appliqués à chacun des échantillons de l'essai #10 au puits p7-5i

Seuils	f_1	f_2	f_3	f_4
Échantillonnage $\Delta p = 1cm$				
Filtre Chebychev				
Passe-haut, passe-bas	0,12	-	-	-
	0,2	-	-	-
	0,33	-	-	-
	0,4	-	-	-
Passe-bande, coupe-bande	0,12	0,4	-	-
	0,14	0,39	-	-
	0,2	0,33	-	-
Échantillonnage $\Delta p = 2cm$				
Filtre Chebychev				
Passe-haut, passe-bas	0,1	-	-	-
	0,2	-	-	-
Passe-bande,	0,1	0,2	-	-
Filtre trapézoïdal				
Signal principal	0.0001	0.001	0.1	0.11
Signal secondaire	0.1	0.1001	0.22	0.22001

Pour les deux cas illustrés aux figures 4.1 et 4.2, l'application d'un filtre coupe-bande à l'ensemble initial des fréquences (en haut à gauche) semble reproduire la distribution initiale des fréquences. De plus, le graphique des vitesses après filtration semble aussi être le même qu'initialement. Ceci pourrait indiquer que les signaux de part et d'autre de la fenêtre des fréquences qui sont éliminées par le filtre coupe-bande s'additionnent selon le principe de superposition. Ainsi, le signal initial et résultant contenu par la fenêtre serait le fruit de cette addition. À la figure 4.2, par exemple, la portion comprise entre les fréquences 0,1 et 0,2 serait être le résultat de la somme du signal qui a son maximum en $f = 0,05$, et du signal quasi-constant à $f = 0,25$. Conséquemment, les résultats du filtre passe-bas au seuil 0,1 devraient permettre une meilleure séparation des signaux pour l'échantillon à pas de 2 cm. De la même façon, les résultats du filtre

passé-bas au seuil 0,2 devraient être examinés avec davantage d'attention pour le jeu de données échantillonné aux centimètres.

Les figures suivantes comparent les graphiques des vitesses obtenus suite à la filtration du signal initial à différents seuils pour ne conserver que les plus basses fréquences (filtres passe-bas). Y est également superposé le graphique des vitesses initial.

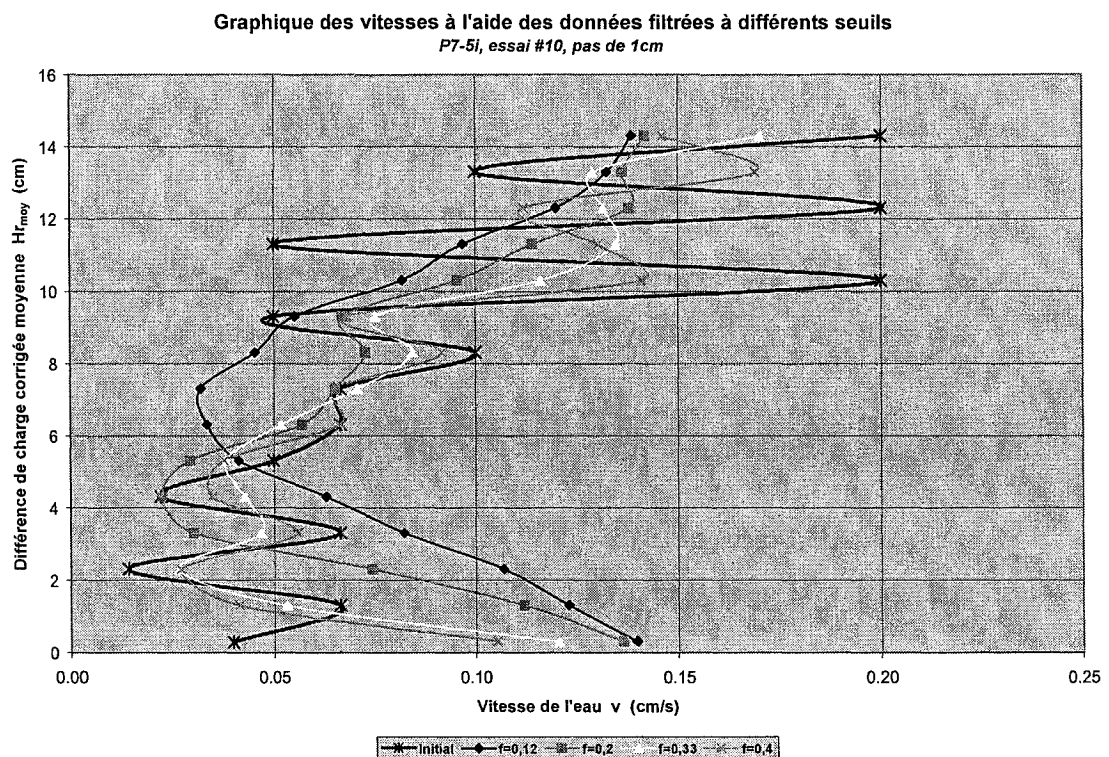


Figure 4.3 Graphiques des vitesses obtenus par filtre passe-bas aux différents seuils pour un pas d'échantillonnage de 1 cm

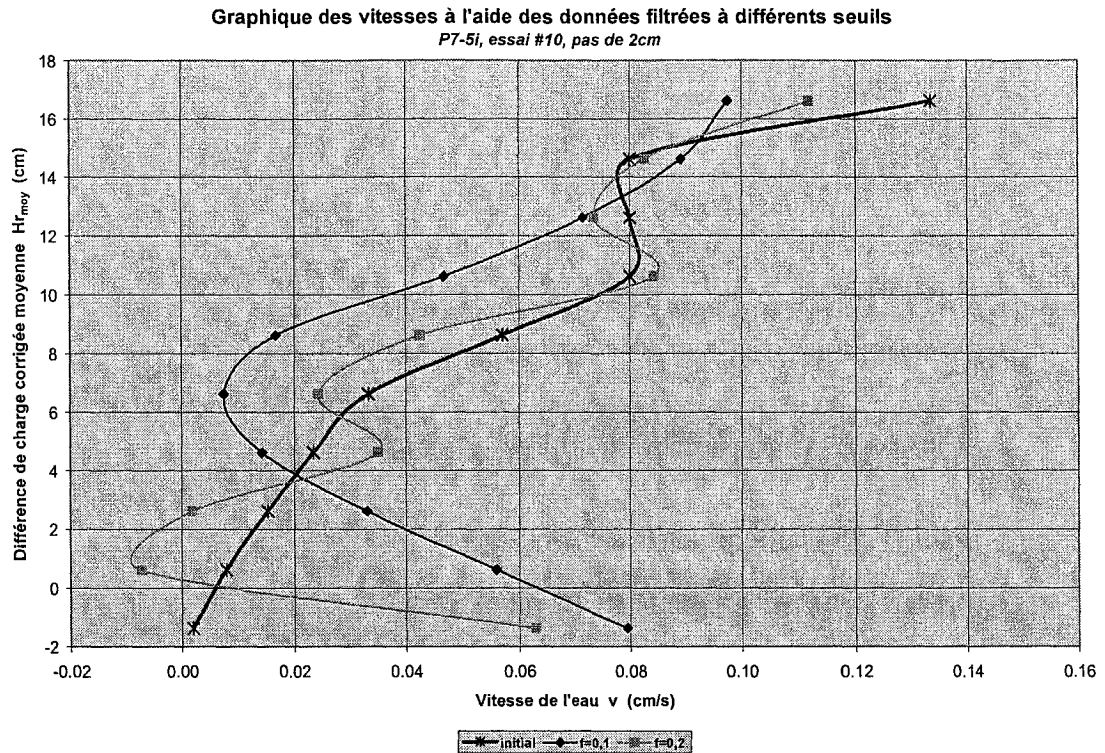


Figure 4.4 Graphiques des vitesses obtenus par filtre passe-bas aux différents seuils pour un pas d'échantillonnage de 2 cm

On remarque es figures 4.3 et 4.4 que, de façon générale, les ondulations de plus haute fréquence sont d'amplitude plus faible pour les graphiques des vitesses filtrés. Aussi, il apparaît que les signaux filtrés au seuil 0,2 pour l'échantillonnage aux 1 cm et au seuil 0,1 pour celui aux 2 cm fournissent les signaux les plus lisses. Ceci appuie l'importance qui a été accordée à ces seuils suite à l'examen des résultats fournis par les filtres passe-bande (figures 4.1 et 4.2). Enfin, il doit être précisé que seules les portions de courbe à pente générale positive ont été retenues pour le calcul subséquent de la conductivité hydraulique.

4.1.2.3 Application d'une moyenne mobile puis représentation par un polynôme

Essais à niveau variable

Pour la plupart des essais à niveau variable, la modification initiale à l'état de contrainte était assez importante pour que les points échantillonnés soient séparés d'un grand écart de charge et que le graphique des vitesses résultant soit suffisamment précis. Deux essais n'ont toutefois pu le permettre. Les jeux de données obtenus de ces essais ont été traités par l'application d'une moyenne mobile pour en améliorer la précision, et ensuite approchés par un polynôme pour en assurer le lissage (section 3.1.5.4). Ces polynômes ont ensuite été échantillonnés.

Pour chacun des jeux de données moyennes calculées, le pas d'échantillonnage permis pour que le critère de précision soit respecté est obtenu (section 3.1.5.3). Un exemple de feuille de calcul des moyennes mobiles est présenté à la figure 4.5. En substitution de l'incrément de charge imposé à l'essai au temps zéro dp qui ne sera obtenu qu'après le traçage du graphique des vitesses, l'intervalle entre les extrêmes des pressions moyennes $dp^* = (\overline{p_x})_{\max} - (\overline{p_x})_{\min}$ a été utilisé.

	$\bar{t}_3$	$\bar{p}_3$	$d\bar{p}_3$	$\bar{t}_4$	$\bar{p}_4$	$d\bar{p}_4$	$\bar{t}_5$	$\bar{p}_5$	$d\bar{p}_5$	$\bar{t}_6$
	786,00000	471,00000	0,39250	786,50000	470,75000	0,29422	787,00000	470,80000	0,23540	787,50000
	787,00000	470,66667	0,39222	787,50000	470,75000	0,29422	788,00000	470,80000	0,23540	788,50000
	788,00000	470,66667	0,39222	788,50000	470,75000	0,29422	789,00000	470,80000	0,23530	789,50000
	789,00000	470,66667	0,39222	789,50000	470,50000	0,29406	790,00000	470,80000	0,23530	790,50000
	790,00000	470,66667	0,39222	790,50000	470,75000	0,29422	791,00000	470,80000	0,23530	791,50000
	791,00000	470,66667	0,39222	791,50000	470,50000	0,29406	792,00000	470,80000	0,23530	792,50000
	792,00000	470,33333	0,39194	792,50000	470,50000	0,29406	793,00000	470,80000	0,23530	793,50000
	793,00000	470,66667	0,39222	793,50000	470,75000	0,29422	794,00000	470,80000	0,23530	794,50000
	794,00000	470,66667	0,39222	794,50000	470,50000	0,29406	795,00000	470,80000	0,23530	795,50000
	795,00000	470,66667	0,39222	795,50000	470,75000	0,29422	796,00000	470,80000	0,23530	796,00000
	796,00000	470,66667	0,39222	796,50000	470,50000	0,29406	796,50000	470,50000	0,23525	797,20000
	797,00000	470,33333	0,39194	797,00000	470,33333	0,29396	797,50000	470,25000	0,23513	
	797,50000	470,50000	0,39208	798,33333	470,33333	0,29396				
	799,00000	470,00000	0,39167							
$(d\bar{p}_x)_{\text{moy}}$			0,3978			0,2984			0,2387	
$(d\bar{p}_x)_{\text{graphite}}$			0,7956			0,5967			0,4774	
Δp_{edi}			7,9562			5,9671			4,7736	
$(\bar{p}_x)_{\text{max}}$			470,00000			470,33333			470,25000	
$(\bar{p}_x)_{\text{min}}$			494,66667			494,50000			494,40000	
$(\bar{p}_x)_{\text{max}} - (\bar{p}_x)_{\text{min}}$			24,66667			24,1666667			24,15	
Nombre de points			3,100308			4,05000377			5,05907983	

	$\bar{t}_3$	$\bar{p}_3$	$d\bar{p}_3$	$\bar{t}_4$	$\bar{p}_4$	$d\bar{p}_4$	$\bar{t}_5$	$\bar{p}_5$	$d\bar{p}_5$	$\bar{t}_6$
	786,00000	471,00000	0,39250	786,50000	470,75000	0,29422	787,00000	470,80000	0,23540	787,50000
	787,00000	470,66667	0,39222	787,50000	470,75000	0,29422	788,00000	470,80000	0,23540	788,50000
	788,00000	470,66667	0,39222	788,50000	470,75000	0,29422	789,00000	470,80000	0,23530	789,50000
	789,00000	470,66667	0,39222	789,50000	470,50000	0,29406	790,00000	470,80000	0,23530	790,50000
	790,00000	470,66667	0,39222	790,50000	470,75000	0,29422	791,00000	470,80000	0,23530	791,50000
	791,00000	470,66667	0,39222	791,50000	470,50000	0,29406	792,00000	470,80000	0,23530	792,50000
	792,00000	470,33333	0,39194	792,50000	470,50000	0,29406	793,00000	470,80000	0,23530	793,50000
	793,00000	470,66667	0,39222	793,50000	470,75000	0,29422	794,00000	470,80000	0,23530	794,50000
	794,00000	470,66667	0,39222	794,50000	470,50000	0,29406	795,00000	470,80000	0,23530	795,50000
	795,00000	470,66667	0,39222	795,50000	470,75000	0,29422	796,00000	470,80000	0,23530	796,00000
	796,00000	470,66667	0,39222	796,50000	470,50000	0,29406	796,50000	470,50000	0,23525	797,20000
	797,00000	470,33333	0,39194	797,00000	470,33333	0,29396	797,50000	470,25000	0,23513	
	797,50000	470,50000	0,39208	798,33333	470,33333	0,29396				
	799,00000	470,00000	0,39167							
$(d\bar{p}_x)_{\text{moy}}$			0,3978			0,2984			0,2387	
$(d\bar{p}_x)_{\text{graphite}}$			0,7956			0,5967			0,4774	
Δp_{edi}			7,9562			5,9671			4,7736	
$(\bar{p}_x)_{\text{max}}$			470,00000			470,33333			470,25000	
$(\bar{p}_x)_{\text{min}}$			494,66667			494,50000			494,40000	
$d\bar{p}^*$			24,66667			24,1666667			24,15	
Nombre de points			3,100308			4,05000377			5,05907983	

Figure 4.5 Exemple de calcul pour le choix d'une moyenne mobile

Suite au choix de la moyenne mobile, les points de mesure moyens ont été approchés par les moindres carrés à l'aide d'un programme Matlab (section 3.1.5.4). Une illustration-type que fournit le programme et qui montre les polynômes de degré 1 à 9

superposés au jeu de données moyennes est montré à la figure 4.6. L'ensemble de ces figures sont fournies à l'annexe I.

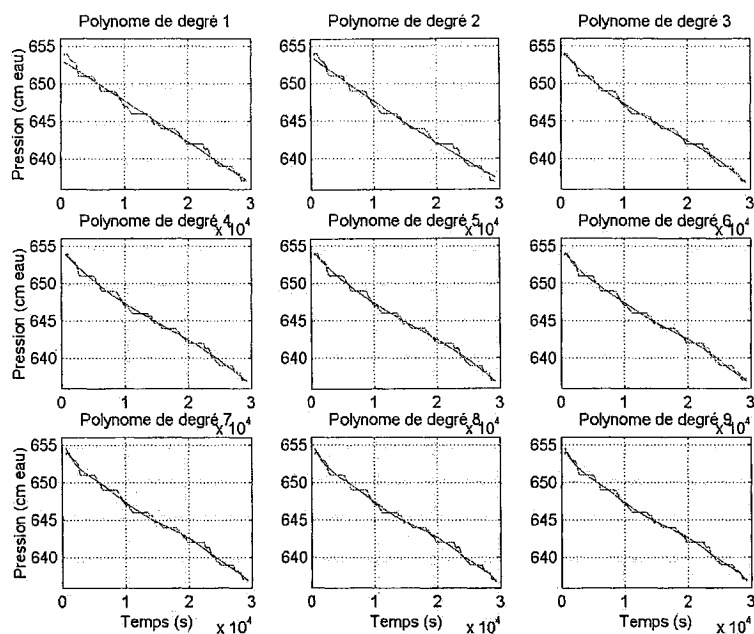


Figure 4.6 Polynômes superposés à la moyenne à 7 chiffres des mesures de l'essai à niveau descendant #1 au puits F305B du site de Berthierville

La figure fournie par le programme Matlab a permis le choix préliminaire d'un ou de plusieurs polynômes. Leur valeur pour les temps mesurés ont ensuite été reportées dans Excel et superposées aux données moyennes affublées de leur barres d'erreur. Par examen visuel, le choix du polynôme représentatif du jeu de données moyennes a ainsi pu être confirmé. Un exemple d'un tel graphique est présenté à la figure 4.7.

Plages d'incertitude de la moyenne mobile à 5 chiffres et polynômes d'interpolation
F305B, essai #1, niveau descendant

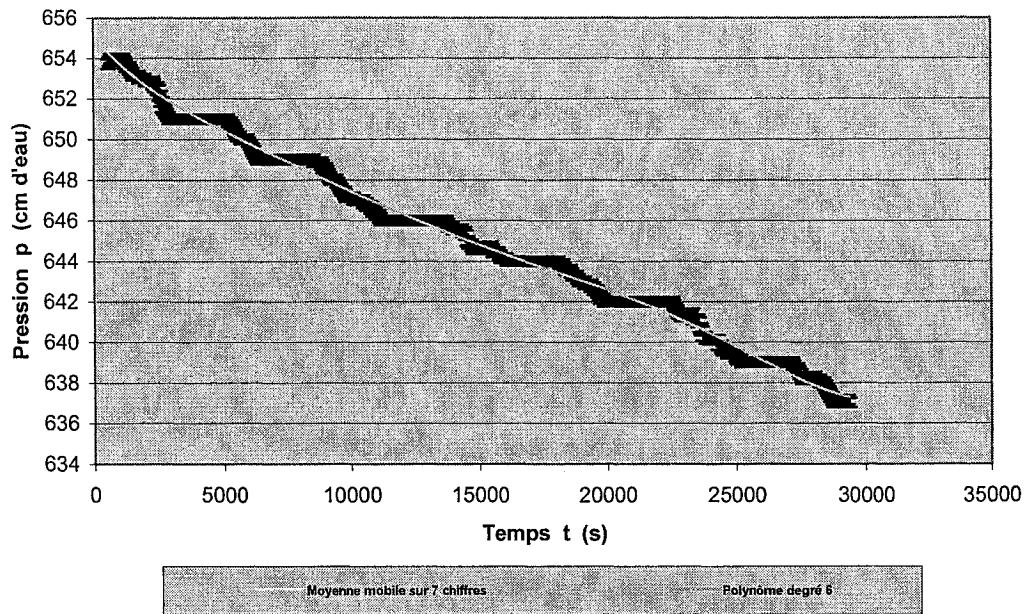


Figure 4.7 Validation du choix du polynôme par méthode graphique pour l'essai à niveau descendant #1 au puits F305B du site de Berthierville

La moyenne mobile, le polynôme et les paramètres qui en ont dirigé le choix sont présentés au tableau 4.5 suivant.

Tableau 4.5 Paramètres du traitement par moyenne mobile et par approximation polynomiale pour l'essai à niveau descendant

NB. DE CHIFFRES MOYENNE MOBILE x	ORDRE DU POLYNÔME N	INCRÉMENT DE PRESSION PRÉLIMINAIRE dp^* (CM)	ERR. ABS. POINT DE MOYENNE MOBILE À x CHIFFRES $\overline{dp}_x$ (CM)	PAS D'ÉCHANTIL. MINIMAL PERMIS Δp_{ech} (CM)	NB. DE POINTS D'ÉCHANTIL. PERMIS
Berthierville, F305B, essai #1, signal complet					
7	6	17	0,46	4,6	3,6
Berthierville, F305B, essai #6, signal complet					
7	3	14	0,36	3,6	4,0

Essais de choc hydraulique

Les essais de choc hydraulique n'ont produit que de faibles modifications à l'état de pression initial. Ainsi, les données de tous les essais réalisés ont été traitées par moyenne mobile et approximation polynômiale avant l'échantillonnage pour le calcul de la conductivité hydraulique.

La figure 4.8 suivante montre la superposition de polynômes d'ordre 1 à 9 aux points de la moyenne mobile d'ordre 5 qui a été choisi pour l'essai #8 effectué au puits p7-5i à Delson. Ensuite est présentée à la figure 4.9 la superposition du polynôme choisi aux données moyennes accompagnées de leurs barres d'erreur.

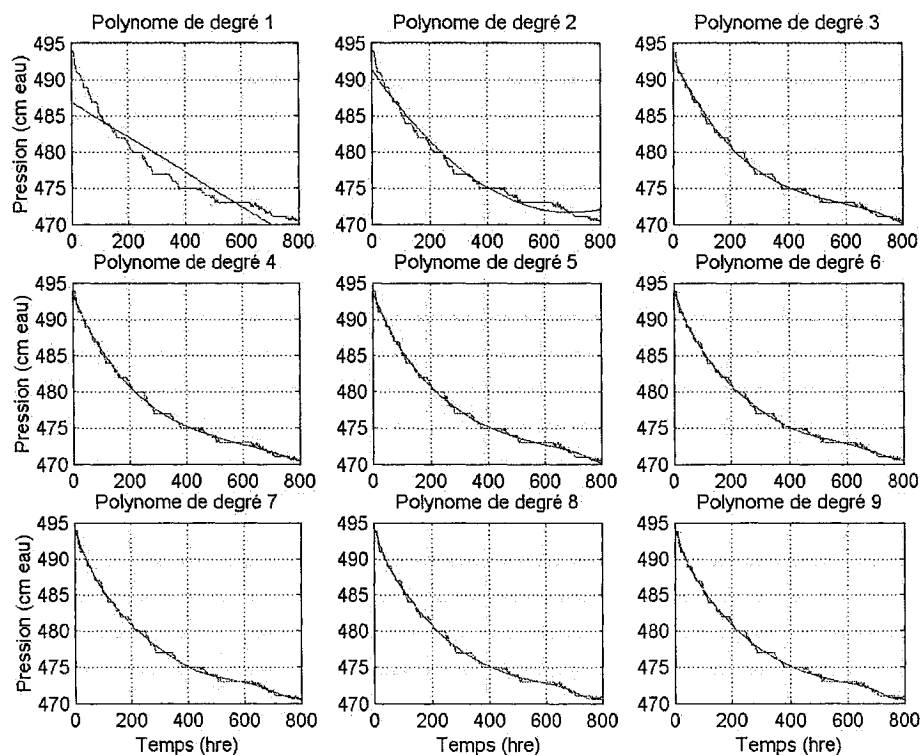


Figure 4.8 Polynômes superposés à la moyenne à 5 chiffres des mesures de l'essai de choc hydraulique #8 au puits p7-5i du site de Delson

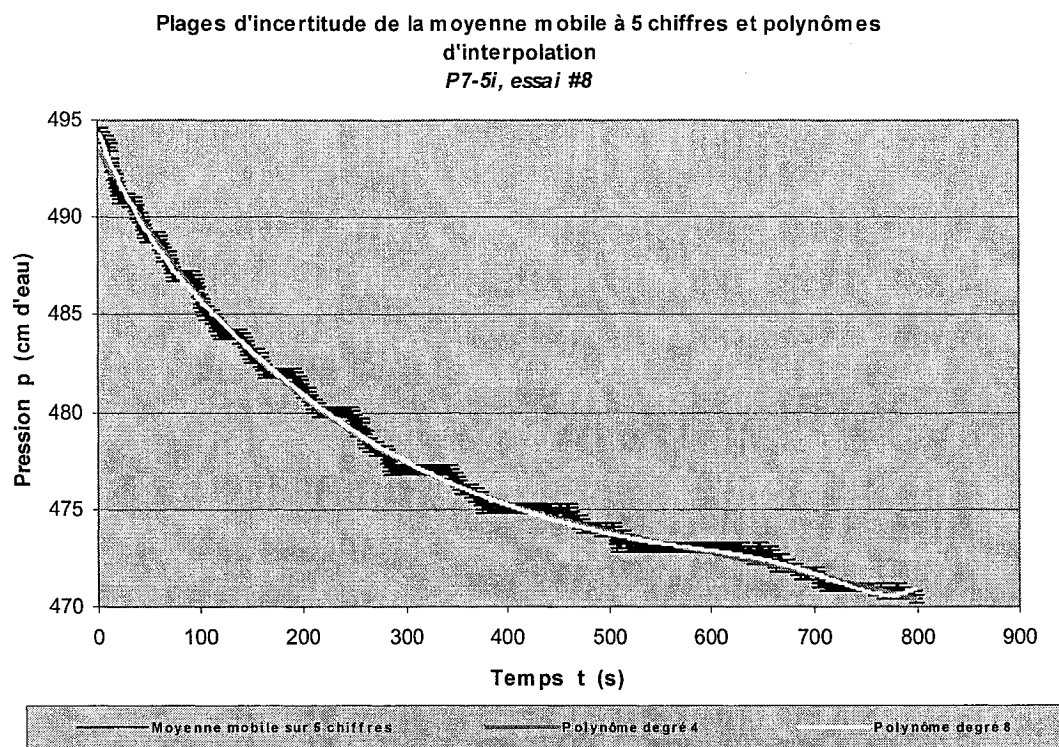


Figure 4.9 Validation du choix du polynôme par méthode graphique pour l'essai à niveau descendant #1 au puits F305B du site de Berthierville

Le nombre de chiffres de la moyenne mobile choisie, sa précision et le nombre de points d'échantillonnage qu'elle rend possible suivant le critère de précision énoncé à la section 3.1.5.3 sont présentés aux tableaux 4.6, 4.7 et 4.8. Il y est aussi joint l'ordre du polynôme qui a été choisi pour l'approximation.

Tableau 4.6 Paramètres du traitement par moyenne mobile et par approximation polynomiale pour l'essai de choc hydraulique au site de Delson

NO D'ESSAI	NB. DE CHIFFRES MOYENNE MOBILE x	ORDRE DU POLYNÔME N	INCRÉMENT DE PRESSION PRÉLIMINAIRE dp^* (CM)	ERR. ABS. POINT DE MOYENNE MOBILE À x CHIFFRES $\bar{dp}_x$ (CM)	PAS D'ÉCHANTIL. MINIMAL PERMIS Δp_{ech} (CM)	NB. DE POINTS D'ÉCHANTIL. PERMIS
Delson, p7-5i, signal complet						
4	4	5	25	0,58	5,8	4,4
5	5	5	22	0,47	4,7	4,6
6	4	9	24	0,58	5,8	4,2
7	5	8	21	0,46	4,6	4,4
8	5	8	24	0,48	4,8	5,0
9	5	7	20	0,48	4,8	4,2
10	7	6	18	0,30	3,0	6,0
11	5	4	16	0,43	4,3	3,8
12	8	9	17	0,27	2,7	6,4
Delson, pZ-23B, signal complet						
1	7	5	10	0,26	2,6	3,8
2	7	5	10	0,26	2,6	3,7
3	7	6	7	0,26	2,6	3
Delson, pZ-25C, signal complet						
2	6	5	9	0,25	2,5	4
3	6	7	25	0,38	3,8	6,7
4	4	6	26	0,57	5,7	4,6
5	4	7	27	0,56	5,6	4,8

Tableau 4.7 Paramètres du traitement par moyenne mobile et par approximation polynomiale pour l'essai de choc hydraulique au site de Mercier

NO D'ESSAI	NB. DE CHIFFRES MOYENNE MOBILE x	ORDRE DU POLYNÔME N	INCRÉMENT DE PRESSION PRÉLIMINAIRE dp^* (CM)	ERR. ABS. POINT DE MOYENNE MOBILE À x CHIFFRES $\overline{dp}_x$ (CM)	PAS D'ÉCHANTIL. MINIMAL PERMIS Δp_{ech} (CM)	NB. DE POINTS D'ÉCHANTIL. PERMIS
Mercier, PO-1B, signal complet						
1	4	8	21	0,43	4,3	4,8
2	5	7	15	0,32	3,2	4,5
3	4	5	20	0,41	4,1	4,9
Mercier, PO-2B, signal complet						
1	5	4	13	0,30	3,0	4,2
2	5	6	13	0,30	3,0	4,4
3						
Mercier, PO-3B, signal complet						
1	3	7	23	0,55	5,5	4,2
2	4	8	22	0,41	4,1	5,4
3	4	9	23	0,41	4,1	5,7

Tableau 4.8 Paramètres du traitement par moyenne mobile et par approximation polynomiale pour l'essai de choc hydraulique au site de Berthierville

NO ESSAI	PORTION DU SIGNAL	NB. DE CHIFFRES MOYENNE MOBILE X	ORDRE DU POLYNÔME N	INCRÉMENT DE PRESSION PRÉLIMINAIRE dp^* (CM)	ERR. ABS. POINT DE MOYENNE MOBILE À X CHIFFRES $\overline{dp}_x$ (CM)	PAS D'ÉCHANTIL. MINIMAL PERMIS Δp_{ech} (CM)	NB. DE POINTS D'ÉCHANTIL. PERMIS
Berthierville, F303B							
1	v rapide	6	6	43	0,78	7,8	5,4
1	v lente	20	7	5	0,24	2,4	2
2	v lente	9	7	11	0,18	1,8	6,4
3	v lente	20	6	9	0,17	1,7	6
Berthierville, F305B							
1	v rapide	9	5	32	0,52	5,2	6,1
1	v lente	20	4	6	0,23	2,3	3
2	v rapide	3	8	68	1,6	16	4,4
3	v rapide	3	4	70	1,5	15	4,5
4	v rapide	3	4	79	1,5	15	5,2
4	v lente	11	4	11	0,41	4,1	2,7
Berthierville, F307B							
1	v rapide	3	4	79	1,5	15	5,2
2	v rapide	3	5	81	1,1	11	7,1
2	v lente	5	5	27	0,65	6,5	4,2
3	v rapide	3	5	75	1,1	11	6,9
3	v lente	11	4	9	0,29	2,9	3

4.1.2.4 Correction du niveau piézométrique

Chacun des jeux de données échantillonnées à partir de l'ensemble des mesures initiales ou à partir de mesures améliorées par filtre fréquentiel ou par moyenne mobile et approximation polynomiale a été traité à l'aide du graphique des vitesses pour en corriger l'erreur sur le niveau piézométrique présumé. Plusieurs facteurs ont fait varier l'allure des graphiques des vitesses, entre sites géographiques, entre essais à niveau variable et essais de choc, et entre essais répétés à un même puits. La section qui suit

a pour but de présenter les grandes lignes de ces tendances, qui seront par ailleurs approfondies lors de l'analyse des conductivités hydrauliques obtenues (section 4.1.3).

Essais à niveau variable

Les graphiques suivants montrent l'allure représentative des essais à niveau variable effectués à chacun des sites. Sur chacun d'eux est superposé le graphique des vitesses, avec la vitesse de la surface de l'eau en abscisse, et la différence de charge moyenne H_{moy} en ordonnée, et la relation de Hvorslev mise en graphique, avec le temps en abscisse, et le logarithme népérien de la différence de charge corrigée pour l'erreur piézométrique H_r en ordonnée. On y retrouve aussi une courbe de tendance, accompagnée de son équation et de son coefficient de détermination R^2 , pour chacune des relations. Les graphiques des vitesses ayant présenté un bris de pente marqué ont été traité en deux temps, soit pour la première portion de l'essai à vitesse rapide, et la seconde à vitesse lente. Ces portions ont aussi été représentées séparément graphiquement, lorsqu'il a été jugé nécessaire. Tous les résultats illustrés du graphique des vitesses et de la relation de Hvorslev sont présentés à l'annexe J.

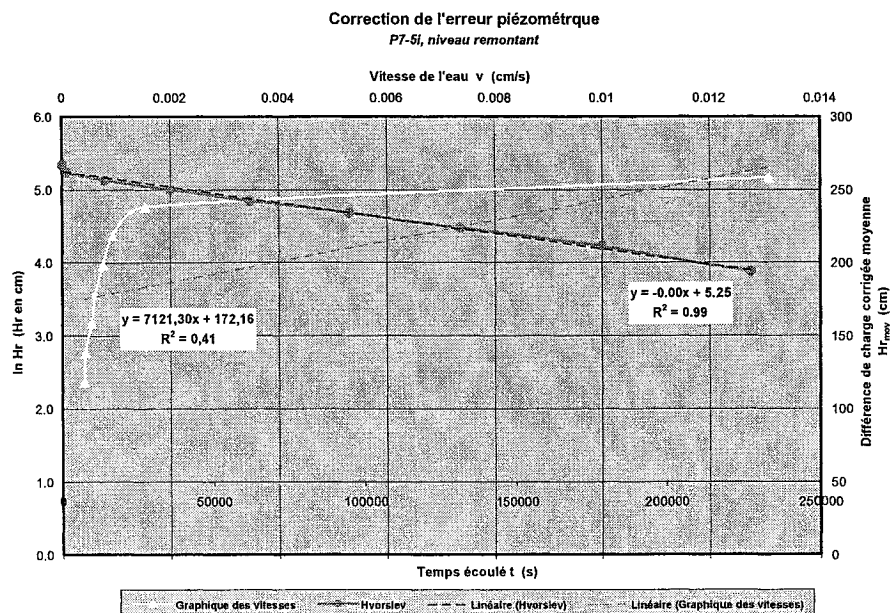


Figure 4.10 Graphique des vitesses et relation de Hvorslev illustrée pour l'essai à niveau remonant au puits p7-5i du site de Delson

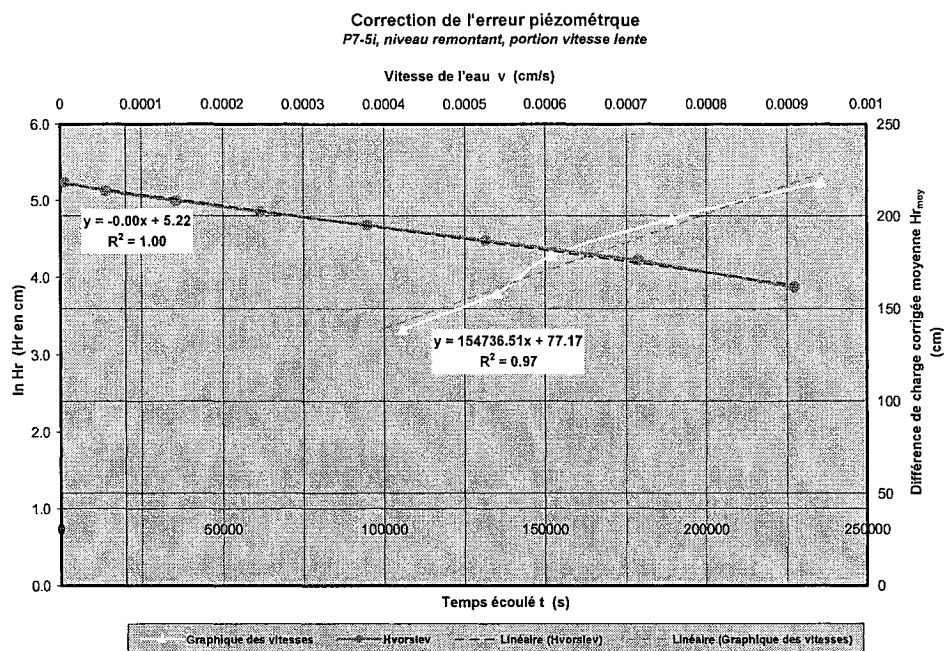


Figure 4.11 Graphique des vitesses et relation de Hvorslev illustrée pour la portion à vitesse lente de l'essai à niveau remontant au puits p7-5i du site de Delson

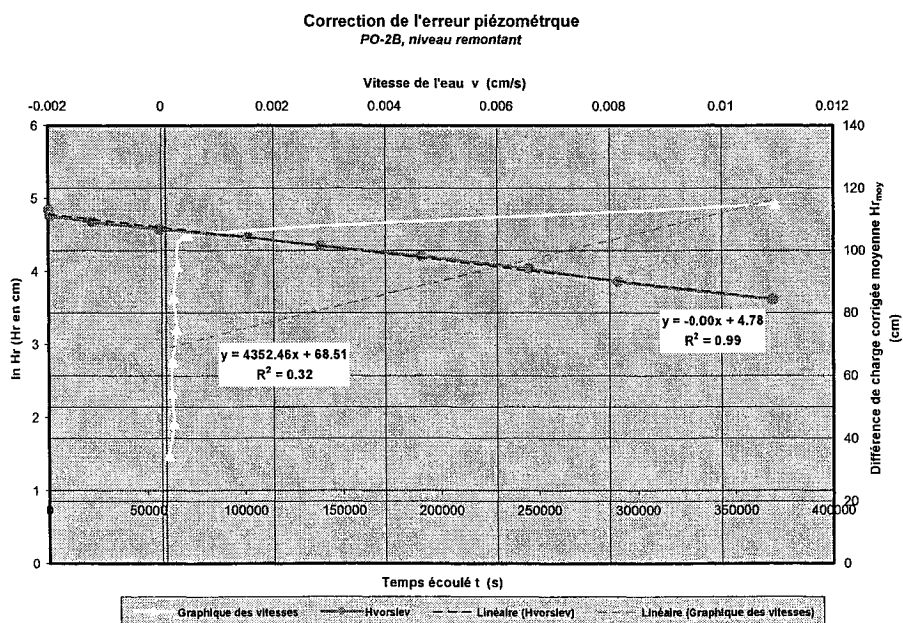


Figure 4.12 Graphique des vitesses et relation de Hvorslev illustrée pour l'essai à niveau remontant au puits PO-2B du site de Mercier

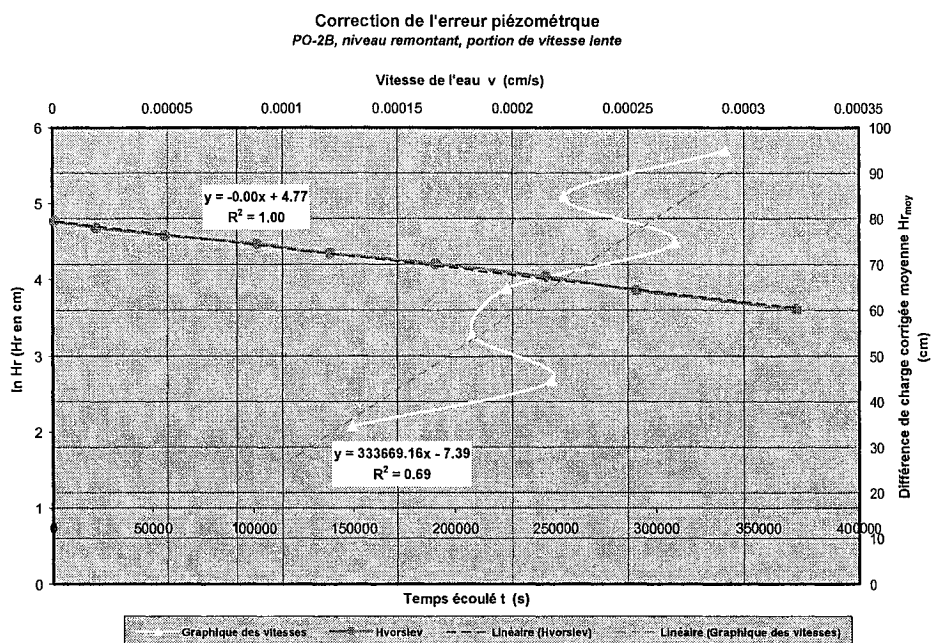


Figure 4.13 Graphique des vitesses et relation de Hvorslev illustrée pour la portion à vitesse lente de l'essai à niveau remontant au puits PO-2B du site de Mercier

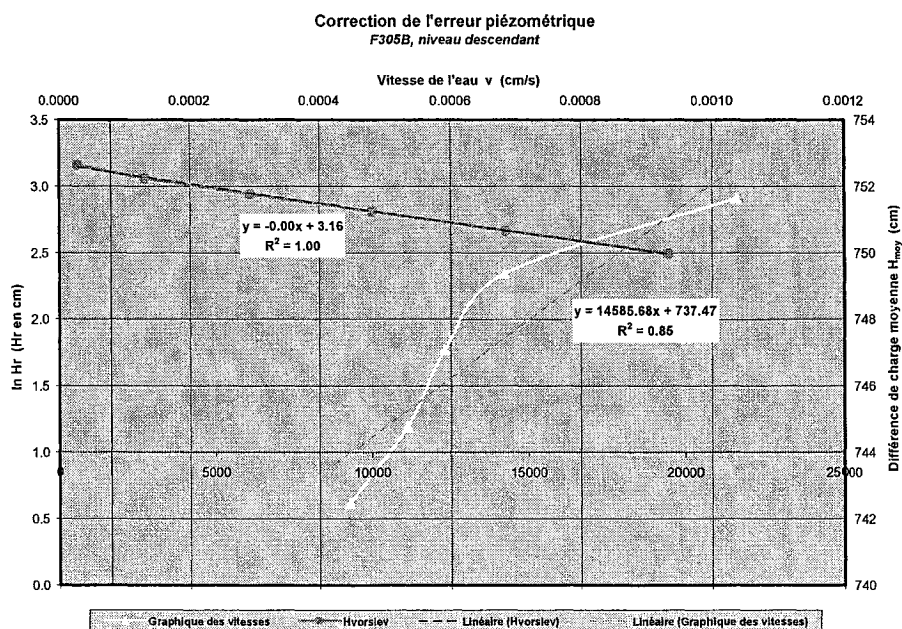


Figure 4.14 Graphique des vitesses et relation de Hvorslev illustrée pour l'essai à niveau descendant au puits F305B du site de Berthierville

On remarque à première vue de ces figures qu'en début d'essai, la vitesse diminue plus rapidement qu'au cours du reste de l'essai.

Essais de choc hydraulique

Des graphiques des vitesses et illustrations de la relation de Hvorslev obtenus des essais de choc hydraulique et qui sont représentatifs des sites investigués sont présentés aux figures 4.15, 4.16, 4.18 et 4.19. L'ensemble des graphiques des vitesses produits dans le cadre de cette étude sont par ailleurs présentés à l'annexe J.

À la figure 4.17, en outre, des données de pression brutes obtenues d'un essai réalisé à Berthierville sont présentées. On y remarque un fort bris de pente, caractéristique aux mesures de pression obtenues à ce site. En conséquence de cette particularité, les mesures de l'essai de choc au site de Berthierville ont été traitées en deux portions indépendantes. Des moyennes mobiles et des polynômes différents ont été choisis pour chacune des portions, et des graphiques des vitesses et courbes de Hvorslev ont été obtenues pour chacune. Par ailleurs, lorsque la concavité de la tendance des mesures de pressions s'est avérée être vers le bas pour une portion de l'essai, son traitement a été omis.

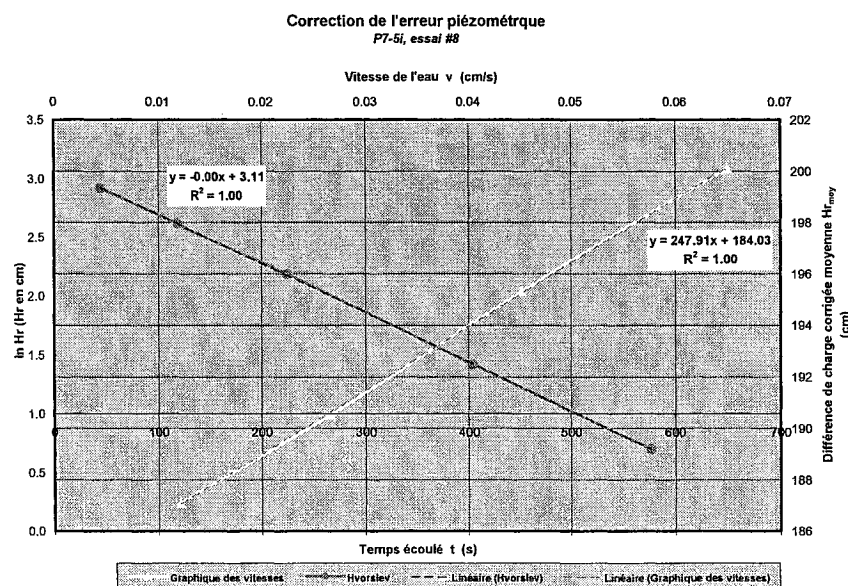


Figure 4.15 Graphique des vitesses et relation de Hvorslev illustrée pour l'essai de choc hydraulique #8 au puits p7-5i du site de Delson

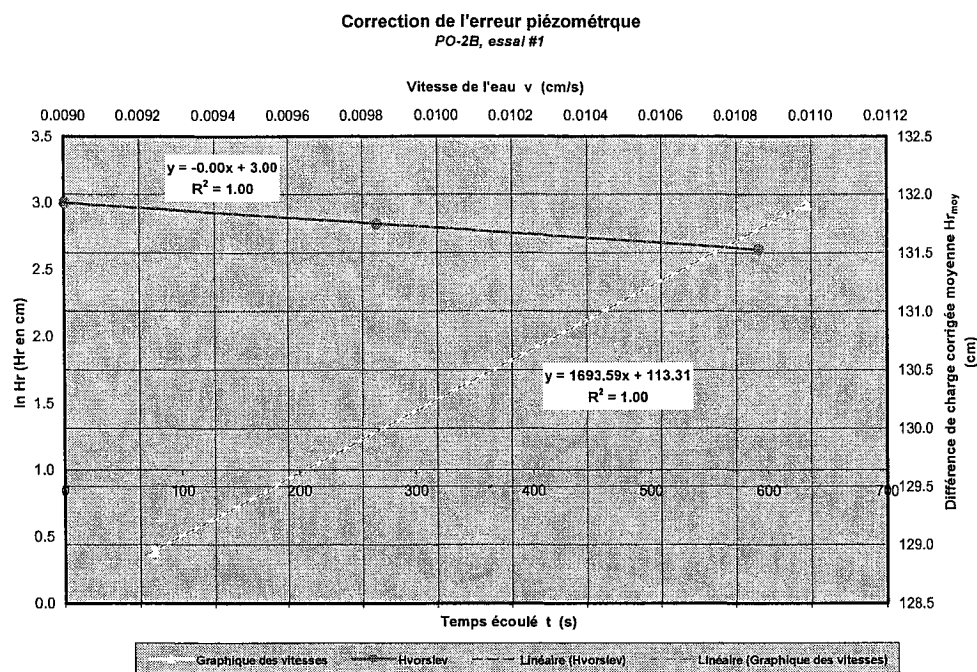


Figure 4.16 Graphique des vitesses et relation de Hvorslev illustrée pour l'essai de choc hydraulique #1 au puits PO-2B du site de Mercier

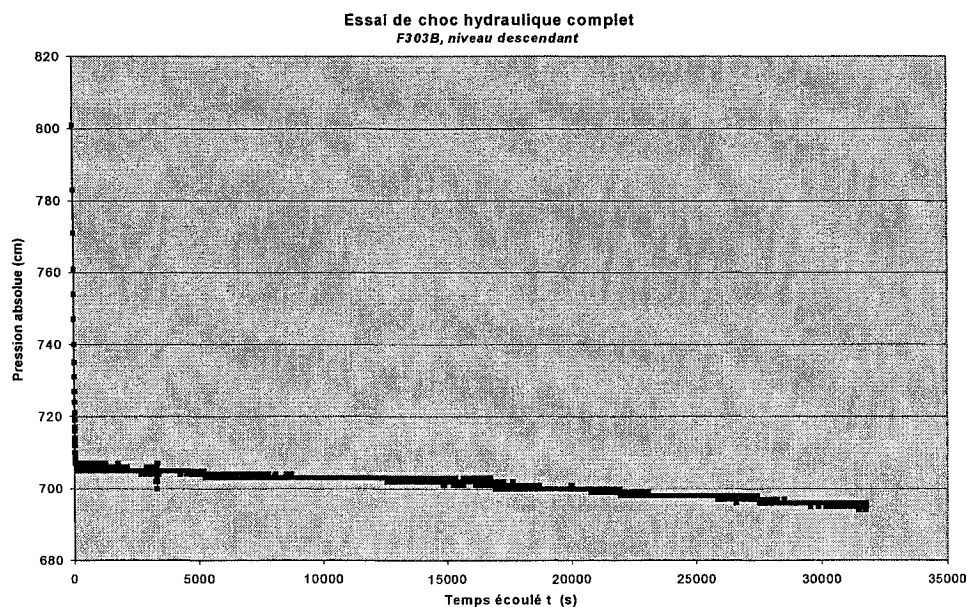


Figure 4.17 Pressions d'eau mesurées pour l'essai de choc hydraulique #2 au puits F303B du site de Berthierville

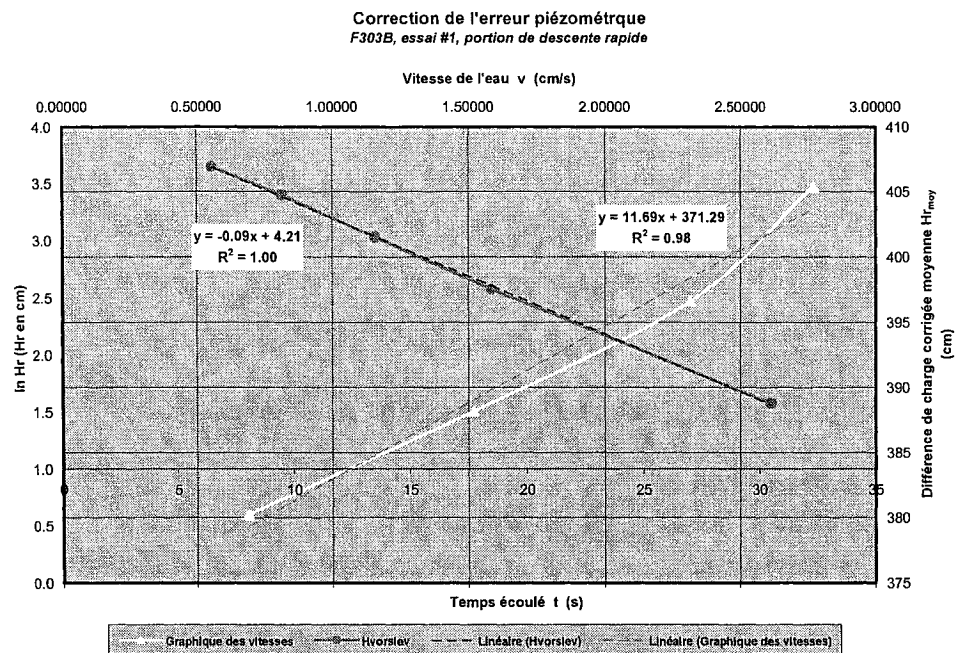


Figure 4.18 Graphique des vitesses et relation de Hvorslev illustrée pour la portion à vitesse rapide de l'essai de choc hydraulique #1 au puits F303B du site de Berthierville

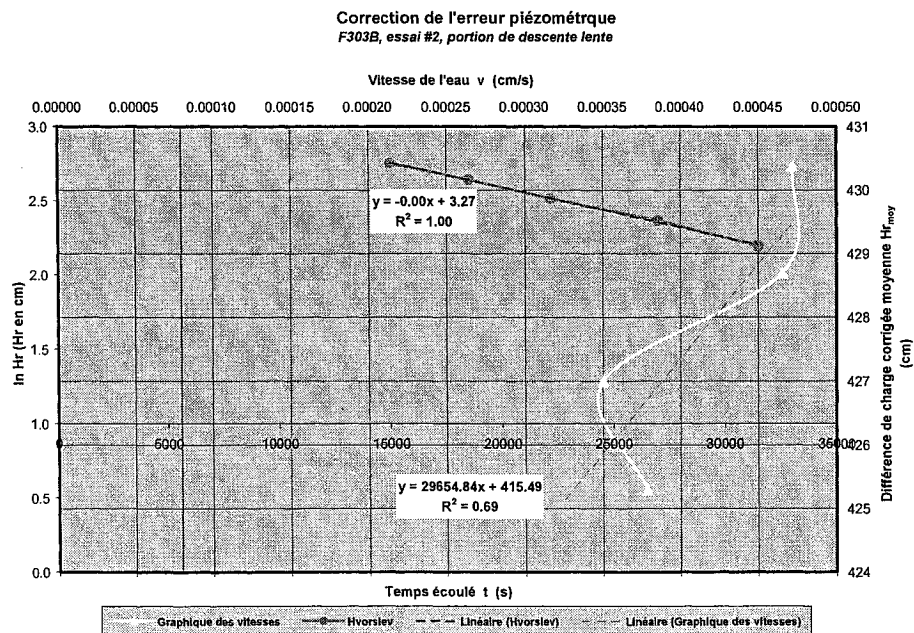


Figure 4.19 Graphique des vitesses et relation de Hvorslev illustrée pour la portion à vitesse lente de l'essai de choc hydraulique #2 au puits F303B du site de Berthierville

L'observation des graphiques permet de constater que les courbes du graphique des vitesses pour les sites de Delson et de Mercier sont linéaires. Ceci pourrait indiquer que l'écoulement lors de ces essais se serait comporté selon la relation de Hvorslev qui considère l'emmagasinement négligeable.

L'allure des mesures de pression obtenues à Berthierville dans leur ensemble (figure 4.17) laisse toutefois perplexe quant à l'importance que peuvent prendre les différents phénomènes physiques en jeu les uns relativement aux autres. Suite à l'examen des conductivités hydrauliques obtenues pour l'ensemble des essais à la section 4.1.3, une explication sera proposée à ce comportement.

Une fois le graphique des vitesses tracé, la correction piézométrique obtenue a permis le calcul de l'incrément de pression initial réel dp imposé par un essai. Par la suite, la dépendance de dp à différents facteurs a été vérifiée. Ceux-ci sont le volume injecté pour créer le pulse dV et le volume d'eau contenu sous l'obturateur V_c . Les figures 4.20 et 4.21 suivantes illustrent ces relations respectives pour l'ensemble des résultats des 9 essais réalisés dans le puits p7-5i du site de Delson.

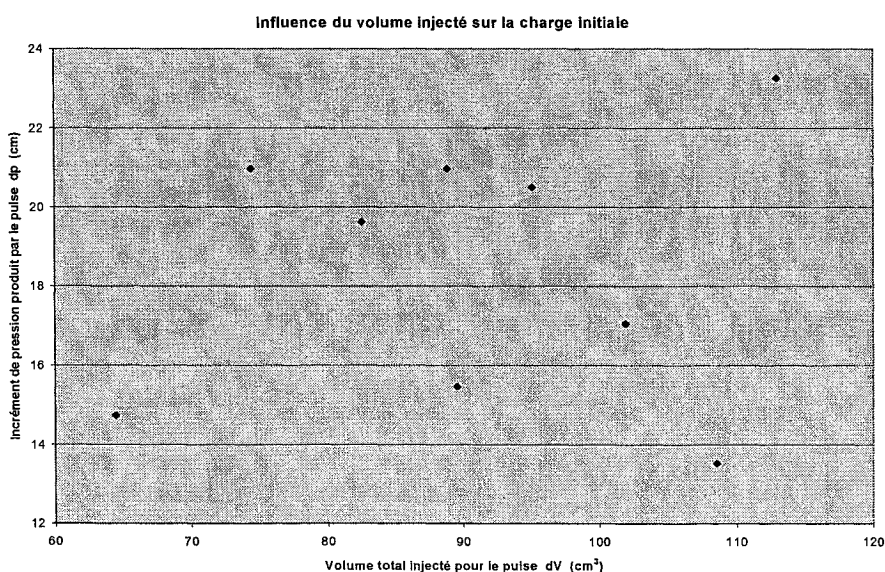


Figure 4.20 Relation entre le volume total injecté pour le pulse et l'incrément de charge résultant au puits p7-5i du site de Delson

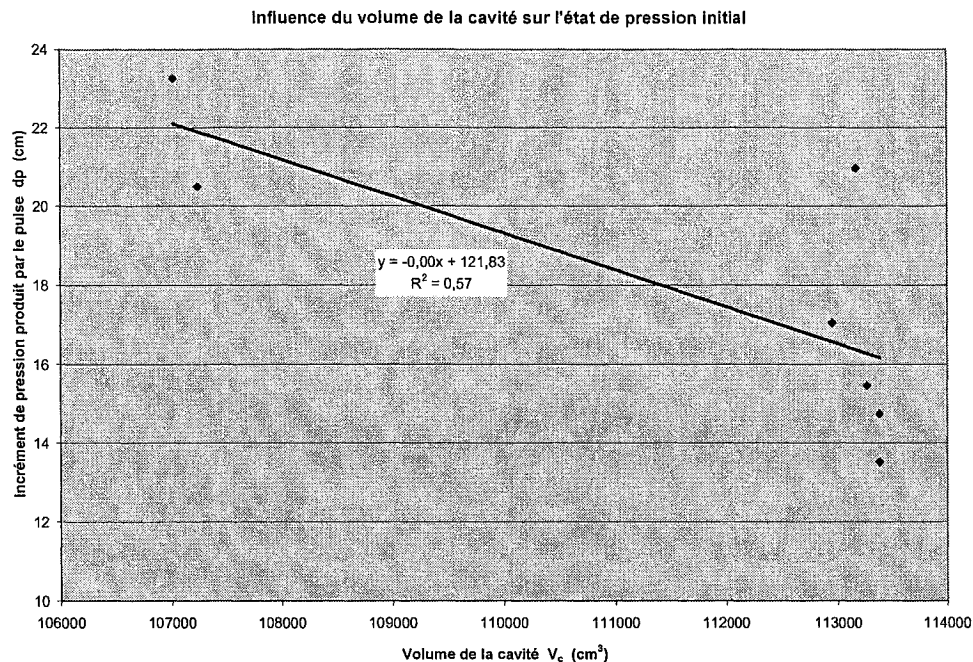


Figure 4.21 Relation entre le volume de la cavité compris sous l'obturateur et l'incrément de charge créé par le pulse au puits p7-5i du site de Delson

On constate de l'examen de la figure 4.20 qu'il ne semble pas exister de relation entre le volume total soutiré à la cavité par l'insertion de la tige et le gonflement de l'obturateur et la grandeur de la surpression qui en a découlé. Par ailleurs, il pourrait exister une corrélation entre le volume d'eau de la cavité comprise sous l'obturateur et l'incrément de pression (figure 4.21).

4.1.3 Conductivité hydraulique obtenue du traitement de données

Après l'échantillonnage des mesures brutes ou des données améliorées par traitement, le traçage de leur graphique des vitesses, leur correction pour l'erreur piézométrique puis la mise en graphique de la relation de Hvorslev, les conductivités hydrauliques ont été calculées pour tous les échantillons.

Pour l'essai de perméabilité à niveau variable comme pour l'essai de choc hydraulique, les conductivités ont été calculées par les méthodes graphiques du graphique des vitesses et de Hvorslev. Ces valeurs ont été comparées entre elles. Aussi, lorsque

plusieurs répétitions du même essai ont eu lieu, la variabilité des répétitions a été calculée, et leur relation à certains facteurs a été évaluée graphiquement. Les résultats obtenus pour les essais à niveau variable et pour les essais de choc pour l'ensemble des sites sont présentés ci-après.

4.1.3.1 Conductivités hydrauliques obtenues des essais à niveau variable

Tel qu'il a été mentionné précédemment, l'essentiel des essais de perméabilité à niveau variable ont provoqué une différence de charge suffisamment importante pour qu'un échantillonnage précis puisse être effectué sans traitement au préalable. Par conséquent, les résultats de conductivité sont rassemblés sans distinction aux tableaux 4.9, 4.10 et 4.11 suivants, et les répétitions à un même puits y sont comparées entre elles.

Tableau 4.9 Conductivités hydrauliques obtenues des essais à niveau variable au site de Delson

SENS DE L'ESSAI (SOURCE EXTERNE)	PORTION DU SIGNAL	dp (CM)	K GRAPHIQUE DES VITESSES (CM/S)	K HVORSLEV (CM/S)	MOYENNE (CM/S)	ÉCART TYPE (%)	MOYENNE (CM/S)	ÉCART TYPE (%)
Delson, p1-2i								
Descendant	complet	121	6.4E-06	7.1E-06	6.8E-06	7	3.8E-06	107
Remontant (Golder)	complet	299	9.1E-07	9.6E-07	9.3E-07	4		
Delson, p7-5i								
Remontant	v rapide	33	1.9E-05	2.1E-05	2.0E-05	5	2.4E-05	25
Remontant (Golder)	v rapide	26	2.8E-05	2.9E-05	2.9E-05	1		
Remontant	v lente	191	2.1E-07	2.4E-07	2.3E-07	7	-	-
Delson, pZ-23B, signal complet								
Descendant	complet	96	1.4E-07	1.5E-07	1.4E-07	1	-	-
Delson, pZ-25C, signal complet								
Remontant	v rapide	33	1.2E-05	1.3E-05	1.2E-05	5	-	-
Remontant	v lente	228	1.0E-07	1.1E-07	1.1E-07	2	-	-

Les essais aux puits p7-5i et pZ-25C ont comporté deux phases qui sont clairement observables sur leurs graphiques des vitesses respectifs (annexe J) puisqu'ils

comportent un bris de pente. Ainsi, la portion initiale de l'essai, pendant laquelle la vitesse du niveau de l'eau dans le puits suit une tendance linéaire plus rapide que celle à laquelle correspond le reste de l'essai, a été traitée séparément. Les conductivités hydrauliques obtenues en ne traitant que cette portion rapide est d'environ $2 \times 10^{-5} \text{ cm/s}$, tandis qu'elle d'environ $2 \times 10^{-7} \text{ cm/s}$ pour l'ensemble des points de mesure du reste de ces essais. Une valeur très similaire de $1,4 \times 10^{-7} \text{ cm/s}$ a d'ailleurs été obtenue de l'essai au puits pZ-23B, qui par ailleurs ne présentait pas de bris de pente. Pour le site de Delson, seuls des essais à niveau remontant ont présenté une évolution selon deux tendances nettes.

La différence de pression imposée au puits pour provoquer l'essai, dp , a été calculée à partir de la différence de charge initiale au temps zéro obtenue après correction de l'erreur piézométrique, soit $H_r|_{t=0}$. Toutefois, comme la pente de la portion à vitesse rapide du graphique des vitesses est plus faible que celle de la portion lente, l'ordonnée à l'origine qu'elle fournit, qui correspond à la correction piézométrique, est beaucoup plus importante. Par conséquent, l'incrément de charge initial de l'essai $dp = H_r|_{t=0}$ calculé à l'aide de la portion rapide est beaucoup plus petit que celui calculé pour la portion lente de l'essai.

En outre, l'essai au puits p1-2i a fourni des valeurs de conductivité de l'ordre de $3 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$, donc qui excèdent la limite supérieure de $1 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$ énoncée par la norme de l'ASTM pour l'essai de choc hydraulique (section 2.1.1). Conséquemment, ce puits a été considéré trop perméable et les essais de choc hydraulique n'y ont pas été réalisés.

Tableau 4.10 Conductivités hydrauliques obtenues des essais à niveau variable au site de Mercier

SENS DE L'ESSAI (SOURCE EXTERNE)	PORTION DU SIGNAL	dp (CM)	K GRAPHIQUE DES VITESSES (CM/S)	K HVORSLEV (CM/S)	MOYENNE (CM/S)	ÉCART TYPE (%)	MOYENNE (CM/S)	ÉCART TYPE (%)
Mercier, PO-1B								
Descendant	complet	65	1,8E-07	1,9E-07	1,9E-07	6,0E+00	-	-
Mercier, PO-2B								
Remontant	v rapide	16	5,1E-05	5,6E-05	5,3E-05	6,2E+00	-	-
Remontant	v lente	127	1,5E-07	1,5E-07	1,5E-07	1,9E+00	-	-
Mercier, PO-3B								
Descendant	v rapide	39	2,0E-06	1,8E-06	1,9E-06	5	6,3E-06	99
Remontant	v rapide	44	9,6E-06	1,2E-05	1,1E-05	14		
Descendant	v lente	81	3,0E-07	3,1E-07	3,0E-07	2	6,7E-07	77
Remontant	v lente	146	9,6E-07	1,1E-06	1,0E-06	9		

Parmi les essais à niveau variable réalisés à Mercier, les essais aux puits PO-2B et PO-3B ont montré des écoulements en deux étapes de vitesses (annexe J). Les mesures prises au puits PO-1B, généralement linéaires et à un seul mode, peuvent s'apparenter quant à elles aux portions à vitesse lente des puits PO-2B et PO-3B. En effet, les conductivités hydrauliques obtenues à ces puits varient entre $1,5 \times 10^{-7}$ cm/s et 3×10^{-7} cm/s, à l'exception de l'essai remontant au puits PO-3B auquel est associé une valeur de 1×10^{-6} cm/s. Il est à noter toutefois l'allure ondulée et donc imprécise du graphique des vitesses portion lente du puits PO-2B.

Pour la partie rapide des essais, les conductivités hydrauliques obtenues des mesures aux puits PO-3B (descendant) et PO-2B sont de 2×10^{-6} cm/s et de $5,3 \times 10^{-5}$ cm/s respectivement et de 1×10^{-5} cm/s pour l'essai remontant au puits PO-3B.

Il est intéressant de constater les différences qui séparent les essais à niveau descendant et à niveau remontant effectués au puits PO-3B. D'une part, on constate un écart de presque un ordre de grandeur entre les conductivités fournies par l'un et l'autre des essais. En effet, il s'agit de l'essai à niveau remontant qui a fourni les conductivités hydrauliques les plus fortes. Par ailleurs, c'est aussi lui pour lequel la

surpression imposée pour causer l'écoulement $dp = H_r|_{t=0}$ est la plus importante. Enfin, comparativement à l'essai descendant, dont l'allure du graphique des vitesses est courbe, celui de l'essai remontant est plutôt linéaire et très uniforme, avec un bris de pente très défini. D'ailleurs, seul l'essai au puits PO-2B, aussi à niveau remontant, a présenté un tel bris de pente franc et dès le deuxième point échantillonné. Ainsi, au site de Mercier, seuls les essais à niveau remontant ont présenté un bris de pente entre deux tendances linéaires.

Tableau 4.11 Conductivités hydrauliques obtenues des essais à niveau variable au site de Berthierville

SENS DE L'ESSAI (SOURCE EXTERNE)	PORTION DU SIGNAL	dp (CM)	K GRAPHIQUE DES VITESSES (CM/S)	K HVORSLEV (CM/S)	MOYENNE (CM/S)	ÉCART TYPE (%)	MOYENNE (CM/S)	ÉCART TYPE (%)
Berthierville, F303B								
Descendant	complet	62	7,7E-07	7,9E-07	7,8E-07	2	-	-
Berthierville, F305B								
Descendant	v rapide	8	9,09E-06	9,26E-06	9E-06	1	-	-
Descendant	V lente	24	2E-06	2E-06	2E-06	0.1	-	-
Berthierville, F307B								
Descendant	complet	228	9,9E-08	1,1E-07	1,0E-07	5	-	-

Les mesures des essais à niveau variable descendant effectués à Berthierville et obtenues sur plusieurs jours n'ont pu être corrigées pour la variation barométrique. Conséquemment, elles comportent une dérive, et la fiabilité des résultats obtenus de ces mesures en est altérée.

Le choix des portions de mesures traitées a été laissé au jugement du manipulateur, qui a retenu des portions ne comportant pas de dérive visible. Ainsi, 40 heures consécutives de l'essai au puits F303B et les 6 jours entiers de l'essai au puits F307B ont été conservés pour le calcul de la conductivité hydraulique. Par ailleurs, une seule journée de mesures a été retenue pour l'essai au puits F305B, et comme la charge a peu varié durant cet intervalle de temps, les mesures ont dû être traitées par moyenne

mobile et par approximation polynomiale pour améliorer la précision de l'échantillonnage.

Les données échantillonnées des puits F303B et F307B ne permettent pas de percevoir un bris de pente. Elles ont fourni des conductivités hydrauliques de l'ordre de 1 à 7×10^{-7} cm/s. Au puits F305B une courbure est percevable, et ne peut être apparentée à un bris de pente franc. Les portions rapide et lente de l'essai ont néanmoins été traitées indépendamment. Leur analyse fournit des valeurs de conductivité d'environ $9,1 \times 10^{-6}$ cm/s et 2×10^{-6} cm/s respectivement.

4.1.3.2 Conductivités hydrauliques obtenues des essais de choc hydraulique

Les conductivités hydrauliques obtenues des échantillons de faible précision filtrés, de mesures améliorées par moyenne mobile et par approximation polynomiale, et des échantillonnages corrigés pour l'expansion instantané théorique sont présentées ci-après.

Filtre fréquentiel

Le tableau 4.12 suivant présente les conductivités hydrauliques obtenues suite à la filtration du résultat de l'échantillonnage aux centimètres des mesures de pression de l'essai #10 au puits p7-5i. Pour ce faire, des filtres passe-bas à différents seuils ont été utilisés.

Tableau 4.12 Conductivités hydrauliques pour un échantillonnage aux centimètres de l'essai de choc #10 au puits p7-5i à Delson filtré pour le bruit à différents seuils

	H_r (cm)	v (cm/s)	v (cm/s)	v (cm/s)	v (cm/s)		
Seuils		f<0,12	f<0,2	f<0,33	f<0,4		
	17	0,1	0,1	0,2	0,1		
	16	0,1	0,1	0,1	0,2		
	15	0,1	0,1	0,1	0,1		
	14	0,1	0,1	0,1	0,1		
	13	0,08	0,1	0,1	0,1		
	12	0,06	0,07	0,08	0,07		
	11	0,05	0,07	0,08	0,09		
	10	0,03	0,07	0,07	0,07		
	9	0,03	0,06	0,05	0,07		
	8	0,04	0,03	0,04	0,04		
	7	0,06	0,02	0,04	0,03		
	6	0,08	0,03	0,05	0,06		
	5	0,1	0,07	0,03	0,03		
	4	0,1	0,1	0,05	0,04		
	3	0,1	0,1	0,1	0,1		
P (s)		6,E+01	8,E+01	8,E+01	8,E+01	Moyenne (cm/s)	Écart type (%)
K=Φ/P (cm/s)		1,E-04	9,E-05	9,E-05	9,E-05	1,E-04	15

L'examen du tableau 4.12 indique que les conductivités hydrauliques obtenues pour différents seuils sont approximativement les mêmes. Ainsi, bien que le filtre passe-bas au seuil 0,2 ait permis d'obtenir le graphique des vitesses le plus uniforme (section 4.1.2.2), il semble que la filtration du bruit n'a pas permis de distinguer l'effet de l'utilisation de filtres à différents seuils.

Le tableau 4.13 suivant présente les conductivités obtenues suite à l'application de filtres passe-bas à différents seuils à un jeu de mesures échantillonnées à intervalle de 2 cm provenant de l'essai de choc #10.

Tableau 4.13 Conductivités hydrauliques pour un échantillonnage aux 2 cm de l'essai de choc #10 au puits p7-5i à Delson filtré pour le bruit à différents seuils

	H_r (cm)	v (cm/s)	v (cm/s)
Seuils		$f < 0,1$	$f < 0,2$
	17	0,1	0,1
	15	0,09	0,08
	13	0,07	0,07
	11	0,05	0,08
	9	0,02	0,04
	7	0,008	0,02
	5	0,01	0,04
	3	0,03	0,002
	1	0,06	-0,007
	-1	0,08	0,06
P (s)		1,E+02	1,E+02
$K=\Phi/P$ (cm/s)		7,E-05	5,E-05

Ainsi, comme il en a été de l'échantillonnage aux centimètres, bien que le filtre passe-bas au seuil 0,1 ait démontré savoir isoler le signal de plus basse fréquence et produire un graphique des vitesses uniforme, il n'a pas permis d'obtenir un résultat de conductivité hydraulique distinct.

À la lumière de ces résultats, l'utilisation du traitement de signal n'a pas été étendue aux autres jeux de pression échantillonnées de faible précision.

Application d'une moyenne mobile puis représentation par un polynôme

Les tableaux 4.14, 4.18 et 4.20 suivants présentent les conductivités hydrauliques obtenues pour tous les essais de choc réalisés dans le cadre de cette étude. Les résultats sont regroupés par site géographique et sont présentés, dans un premier temps, aux côtés de leurs paramètres de traitement par moyenne mobile et par approximation polynômiale et aux côtés de l'incrément de charge causé par le pulse en

début d'essai. Dans un second temps, les valeurs moyennes de conductivités pour chacun des puits sont présentées aux côtés des valeurs moyennes de conductivité obtenues par essai de perméabilité à niveau variable (tableaux 4.15, 4.19 et 4.21).

Conductivités hydrauliques au site de Delson

Tableau 4.14 Conductivités hydrauliques provenant du traitement des essais de choc au site de Delson par moyenne mobile et approximation polynomiale

NO D'ESSAI	NB. DE CHIFFRES MOYENNE MOBILE χ	ORDRE DU POLYNÔME N	dp (CM)	K GRAPHIQUE DES VITESSES (CM/S)	K HVORSLEV (CM/S)	MOYENNE (CM/S)	ÉCART TYPE (%)
Delson, p7-5i, signal complet							
4	4	5	21	3.E-05	3.E-05	3.E-05	0
5	5	5	20	3.E-05	3.E-05	3.E-05	0.2
6	4	9	21	3.E-05	3.E-05	3.E-05	3
7	5	8	15	6.E-05	7.E-05	6.E-05	9
8	5	8	23	3.E-05	3.E-05	3.E-05	3
9	5	7	20	3.E-05	3.E-05	3.E-05	8
10	7	6	15	4.E-05	4.E-05	4.E-05	1
11	5	4	14	6.E-05	8.E-05	7.E-05	14
12	8	9	17	5.E-05	6.E-05	5.E-05	14
Delson, pZ-23B, signal complet							
1	7	5	8	1E-04	1E-04	1.E-04	3
2	7	5	13	3E-05	3E-05	3.E-05	0.9
3	7	6	6	1E-04	1E-04	1.E-04	8
Delson, pZ-25C, signal complet							
2	6	5	8	1E-04	1E-04	1.E-04	9
3	6	7	21	7E-05	8E-05	7.E-05	5
4	4	6	23	6E-05	6E-05	6.E-05	0.5
5	4	7	26	3E-05	4E-05	3.E-05	3

Les conductivités hydrauliques obtenues varient entre 3×10^{-5} cm/s et 7×10^{-5} cm/s pour les 9 essais réalisés au puits p7-5i, tandis qu'elles varient de plus d'un ordre de grandeur aux puits pZ-23B et pZ-25C alors que les valeurs sont comprises entre 1×10^{-4} cm/s à 3×10^{-5} cm/s.

Or, peu de points ont été retenus pour construire le graphique des vitesses pour les essais au puits pZ-23B. En effet, puisque les mesures brutes de pression au fil du temps pour ces essais montraient de fortes oscillations (figure 4.22), le nombre de chiffres utilisés pour le calcul de chacun des points de la moyenne mobile a dû être limité afin que l'intervalle d'incertitude associé demeure suffisamment grand. Ainsi, le polynôme d'approximation a eu plus de chance d'être compris à l'intérieur de la plage d'incertitude. Toutefois, cette mesure a fait en sorte que moins de points ont pu être échantillonnés puisque le pas d'échantillonnage requis est demeuré grand pour une différence de charge totale dp fixe. Il en a d'ailleurs été de même de l'essai #2 au puits pZ-25C, dont l'échantillonnage aux secondes a fourni des mesures moins uniformes que les autres essais au même puits, échantillonnés aux demi-secondes.

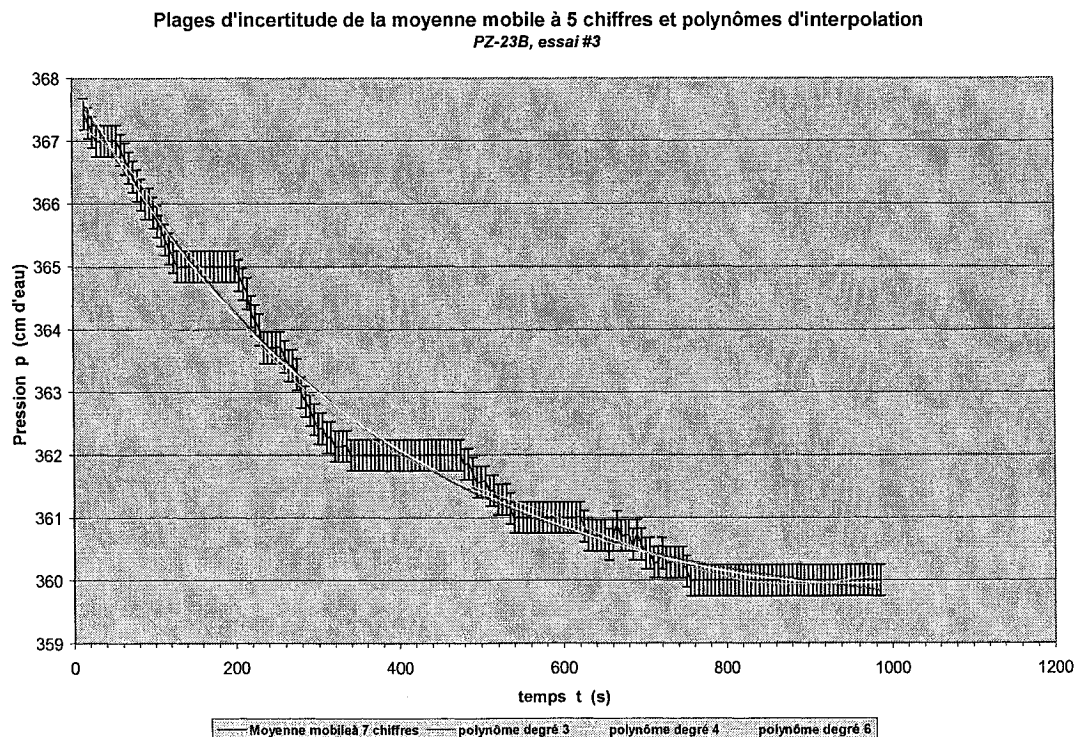


Figure 4.22 Moyenne mobile à 5 chiffres et ses barres d'erreur pour l'essai #3 au puits pZ-23B de Delson

Tableau 4.15 Conductivités hydrauliques des essais de choc au site de Delson comparées à celles obtenues des essais à niveau variable associés

		ESSAIS DE CHOC HYDRAULIQUE	ESSAI À NIVEAU VARIABLE	
			v rapide	v lente
Delson, p7-5i	K moyenne (cm/s)	4.E-05	2.E-05	2.E-07
	Écart type (%)	38	25	7
Delson, pZ-23B	K moyenne (cm/s)	9.E-05		1.E-07
	Écart type (%)	58		1
Delson, pZ-25C	K moyenne (cm/s)	7.E-05	1.E-05	1.E-07
	Écart type (%)	47	5	2

Le tableau 4.15 ci-dessus nous indique que les valeurs de conductivité hydraulique calculées à l'aide des mesures des essais de choc s'apparentent davantage aux conductivités associées à la portion rapide des premiers points des essais à niveau variable remontant, qu'à la portion lente.

Vu les 9 répétitions de l'essai de choc hydraulique au puits p7-5i, il a été trouvé intéressant d'étudier la distribution des résultats qui ont été regroupées par classes. Les limites de ces classes sont 1, 2 et 3 écarts-types s à la moyenne des valeurs $\bar{X}$. L'histogramme présenté à la illustre la distribution.

Tableau 4.16 Conductivités hydrauliques par essai de choc au puits p7-5i du site de Delson

NO D'ESSAI	K GRAPHIQUE DES VITESSES (CM/S)	K HVORSLEV (CM/S)
4	3,E-05	3,E-05
5	3,E-05	3,E-05
6	3,E-05	3,E-05
7	6,E-05	7,E-05
8	3,E-05	3,E-05
9	3,E-05	3,E-05
10	4,E-05	4,E-05
11	6,E-05	8,E-05
12	5,E-05	6,E-05
Moyenne X	4,E-05	4,E-05
Écart type s	1,E-05	2,E-05
Écart type %	35	42

Tableau 4.17 Regroupement par classes des conductivités hydrauliques par essai de choc au puits p7-5i du site de Delson

NO D'ESSAI	≤	E-2s	≥ ≤	E-s	≥ ≤	E	≥ ≤	E+s	≥ ≤	E+2s	≥
4					3,E-05						
5					3,E-05						
6					3,E-05						
7								6,E-05			
8					3,E-05						
9					3,E-05						
10					4,E-05						
11								7,E-05			
12							5,E-05				
Nb éléments	0		0		6		1		2		0

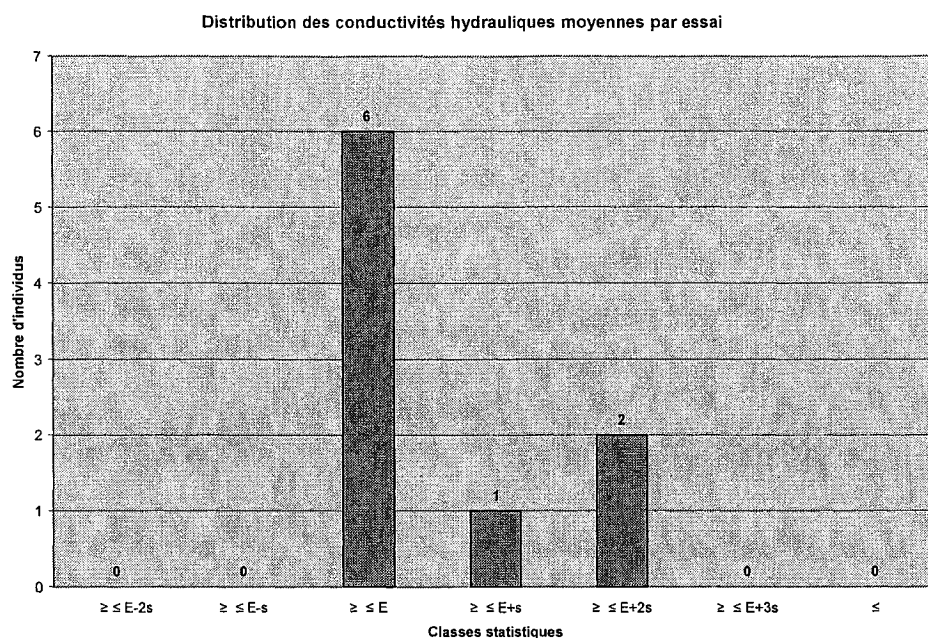


Figure 4.23 Distribution des conductivités hydrauliques par classes au puits p7-5i du site de Delson

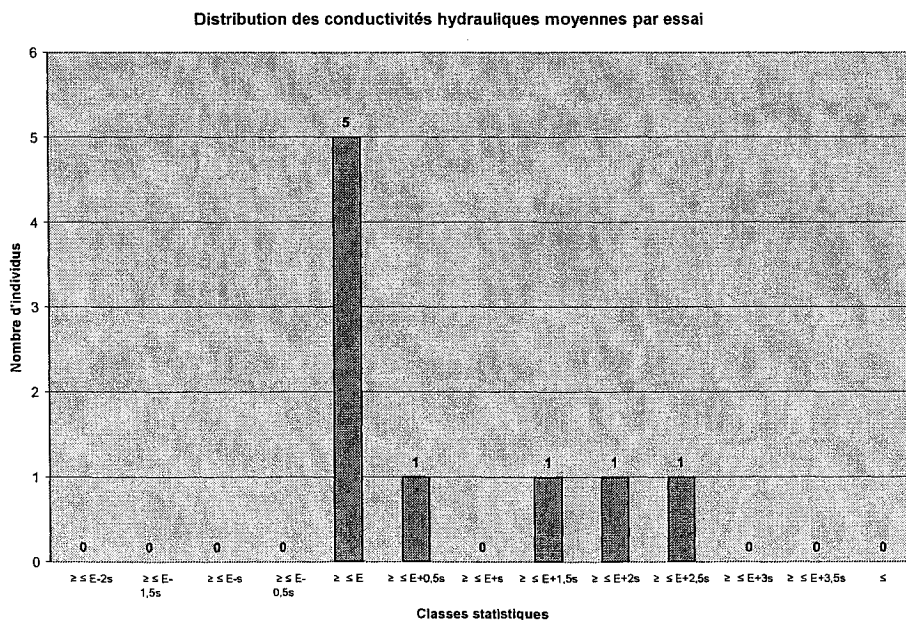


Figure 4.24 Distribution des conductivités hydrauliques par classes de taille réduite au puits p7-5i du site de Delson

La figure 4.23 montre que les 9 résultats de conductivités obtenus au même puits sont regroupés près de la moyenne, sans pour autant former un mode qu'il soit possible de distinguer. La figure 4.24, regroupant cette fois-ci les conductivités par classes de la taille d'un demi écart-type, montre avec plus de définition le regroupement. Il apparaît au tableau 4.17 que ce sont les essais #7, et #9, 10 et 11 qui ont fourni des résultats qui s'écartent de la valeur obtenue des 5 autres essais. Or, l'essai #7 est le seul pour lequel une longueur de tige de 44 cm a été insérée sous l'obturateur, comparativement à 60 cm pour tous les autres essais réalisés au puits p7-5i. De plus, les essais #9, 10 et 11 n'ont pas été réalisés le même jour que les 6 autres essais, mais plutôt 5 jours plus tard. Après un tel délai, il est possible que le niveau piézométrique réel et donc l'état de contrainte initial de l'essai ait pu être modifié. Par ailleurs, des incréments de charge pour créer l'essai dp plus petits ont été calculés pour les essais #9 à #11 (13 à 17 cm) comparativement aux autres essais (20 à 23 cm).

Selon la figure 4.25 suivante, l'incrément de charge appliquée à la formation semble en effet être corrélé à la valeur de la conductivité hydraulique obtenue. Les 4 couples de coordonnées retrouvées dans la partie gauche du graphique appartiennent aux essais #4, #9, #10 et #4. Toutefois, il importe de souligner qu'une erreur importante est associée aux mesures de pression initiales et à tous les calculs qui en ont découlé, et que les conductivités hydrauliques obtenues excèdent la valeur maximale reconnue pour utiliser l'essai de choc hydraulique. D'ailleurs, la validité des conductivités obtenues des essais de choc sera évaluée à la section 4.1.4. Ceci permettra de relativiser l'importance de la relation observée à la figure 4.25.

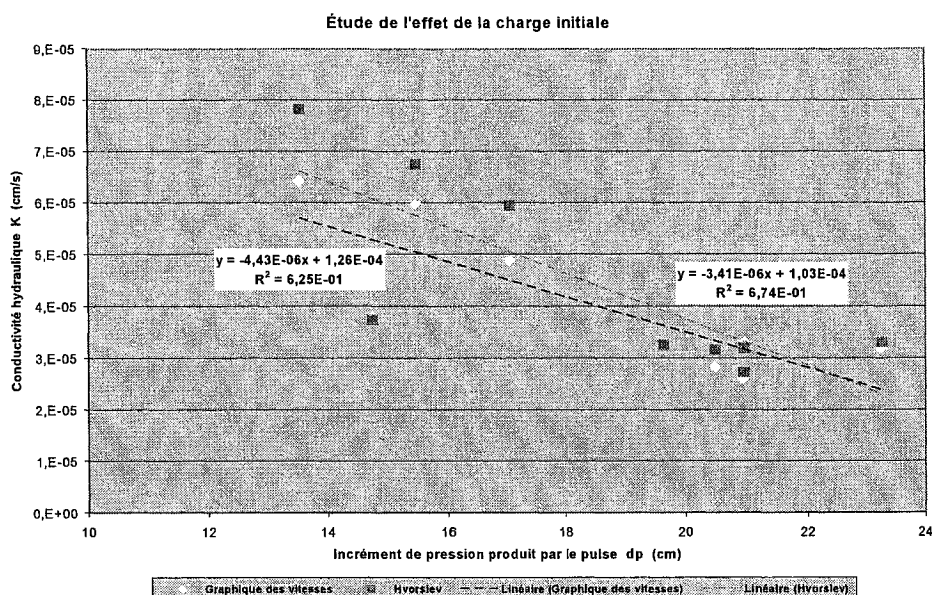


Figure 4.25 Relation entre l'incrément de charge pour provoquer l'essai de choc et la conductivité hydraulique au puits p7-5i du site de Delson

Conductivités hydrauliques au site de Mercier

Tableau 4.18 Conductivités hydrauliques provenant du traitement des essais de choc au site de Mercier par moyenne mobile et approximation polynomiale

NO D'ESSAI	NB. DE CHIFFRES MOYENNE MOBILE χ	ORDRE DU POLYNÔME N	dp (CM)	K GRAPHIQUE DES VITESSES (CM/S)	K HVORSLEV (CM/S)	MOYENNE (CM/S)	ÉCART TYPE (%)
Mercier, PO-1B, signal complet							
1	4	8	19	3.E-05	3.E-05	3.E-05	6
2	5	7	16	3.E-05	3.E-05	3.E-05	2
3	4	5	17	7.E-05	7.E-05	7.E-05	5
Mercier, PO-2B, signal complet							
1	5	4	20	6.E-06	6.E-06	6.E-06	0.2
2	5	6	12	3.E-05	3.E-05	3.E-05	2
Mercier, PO-3B, signal complet							
1	3	7	19	5.E-05	5.E-05	5.E-05	6
2	4	8	18	5.E-05	6.E-05	6.E-05	8
3	4	9	19	6.E-05	6.E-05	6.E-05	4

Les valeurs de conductivité associées aux puits PO-1B et PO-3B suite à la réalisation d'essai de choc hydraulique varient peu et sont de l'ordre d'environ $5 \times 10^{-5} \text{ cm/s}$. Toutefois, les valeurs tirées des deux essais réalisés au puits PO-2B sont distantes de près d'un ordre de grandeur, avec $3 \times 10^{-5} \text{ cm/s}$ et $6 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$. Cette variabilité pour les essais au puits PO-2B provient du fait que les mesures de pression initiales au fil du temps sont presque linéaires plutôt que de présenter la courbure vers le haut habituelle (figure 4.26). La dérivée seconde de $p(t)$ étant presque nulle, il s'en suit que la dérivée première, c'est-à-dire la pente, du graphique des vitesses transposé est presque nulle pour une grande portion de l'essai. Ainsi, la courbure du graphique des vitesses PO-2B causée par la portion linéaire de $p(t)$ aurait requis plusieurs points d'échantillonnage pour en assurer la définition. Toutefois, la forme de fonctions escalier de $p(t)$ a requis un traitement similaire que celui des essais au puits pZ-23B de Delson et conséquemment peu de points ont pu être échantillonnés.

a)

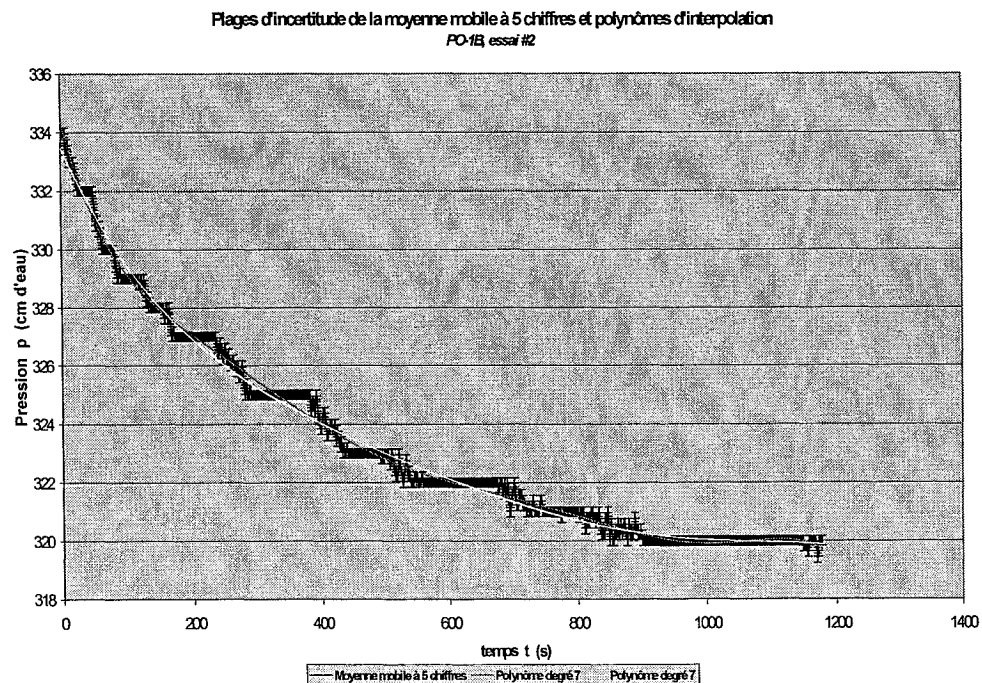
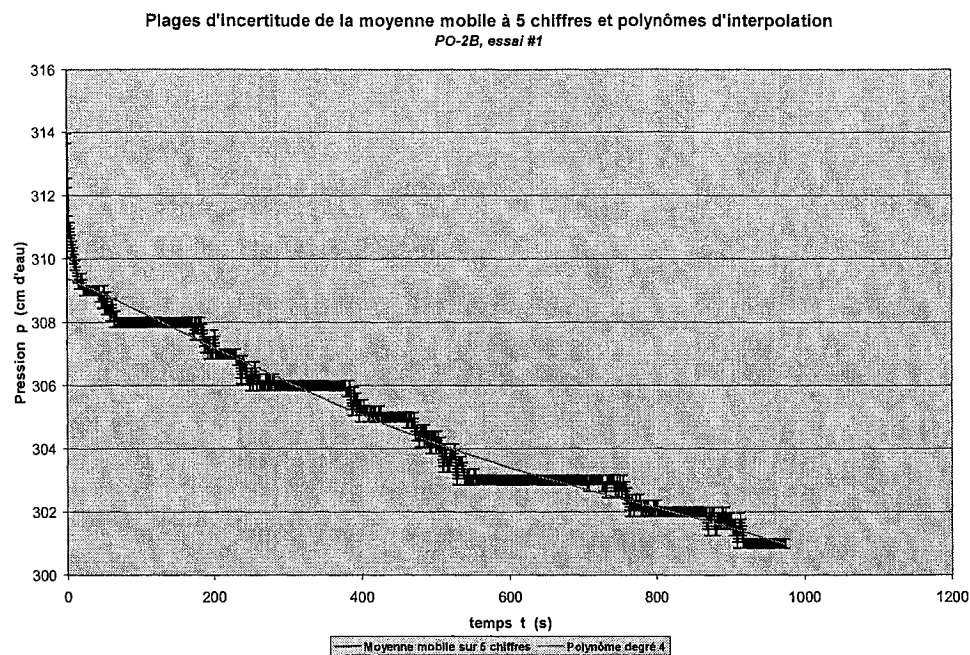


Figure 4.26 Courbure des données de pression moyenne au fil du temps aux puits PO-1B et PO-2B a) PO-1B essai #2 b) PO-2B essai #1 c) PO-2B essai #3

b)



c)

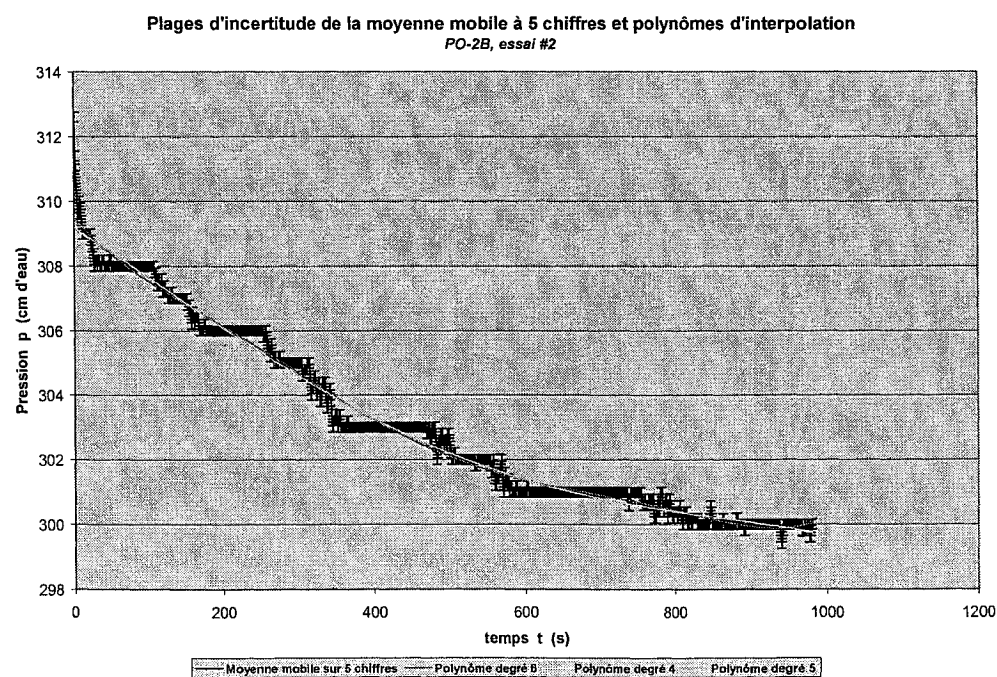


Figure 4.26 (Suite) Courbure des données de pression moyenne au fil du temps aux puits PO-1B et PO-2B. a) PO-1B essai #2 b) PO-2B essai #1 c) PO-2B essai #3

Tableau 4.19 Conductivités hydrauliques des essais de choc au site de Mercier comparées à celles obtenues des essais à niveau variable associés

		ESSAIS DE CHOC HYDRAULIQUE	ESSAI À NIVEAU VARIABLE	
			v rapide	v lente
Mercier, PO-1B	K moyenne (cm/s)	5.E-05		2.E-07
	Écart type (%)	45		6
Mercier, PO-2B	K moyenne (cm/s)	2.E-05	5.E-05	1.E-07
	Écart type (%)	91	6	2
Mercier, PO-3B	K moyenne (cm/s)	6.E-05	1.E-05	7.E-07
	Écart type (%)	8	14	77

Comme il avait été observé pour les essais réalisés au site de Delson, les conductivités obtenues des essais de choc à Mercier sont du même ordre de grandeur que les conductivités fournies par la partie initiale rapide des essais à niveau remontant. Les conductivités associées à la portion plus lente des essais à niveau variable sont en effet de deux ordres de grandeur plus faibles que les conductivités des portions rapides et des essais de choc hydraulique.

Conductivités hydrauliques au site de Berthierville

Tableau 4.20 Conductivités hydrauliques provenant du traitement des essais de choc au site de Berthierville par moyenne mobile et approximation polynomiale

NO D'ESSAI	PORTION DU SIGNAL	Nb. DE CHIFFRES MOYENNE MOBILE χ	ORDRE DU POLYNÔME N	dp (CM)	K GRAPHIQUE DES VITESSES (CM/S)	K HVORSLEV (CM/S)	MOYENNE (CM/S)	ÉCART TYPE (%)
Berthierville, F303B								
1	v rapide	6	6	47	1.E-04	1.E-04	1.E-04	1
1	v lente	20	7	42	3.E-08	3.E-08	3.E-08	0.02
2	v lente	9	7	16	1.E-07	1.E-07	1.E-07	0.08
3	v lente	20	6	-	-	-	-	-
Berthierville, F305B								
1	v rapide	9	5	30	1.E-04	1.E-04	1.E-04	0.6
1	v lente	20	4	10	6.E-07	6.E-07	6.E-07	0.5
2	v rapide	3	8	68	7.6E-05	7.4.E-05	7.5.E-05	2
3	v rapide	3	4	72	1.0E-04	1.1.E-04	1.0.E-04	2
4	v rapide	3	4	84	7.8E-05	7.9.E-05	7.9.E-05	1
4	v lente	11	4	9	1E-06	1E-06	1E-06	4
Berthierville, F307B								
1	v rapide	3	4	79	7.2E-05	7.7.E-05	7.5.E-05	5
2	v rapide	3	5	79	5.3E-05	5.4.E-05	5.4.E-05	0.8
2	v lente	5	5	37	6E-08	6E-08	6E-08	0.5
3	v rapide	3	5	73	7.9E-05	8.0.E-05	8.0.E-05	1
3	v lente	11	4	6	6E-07	6E-07	6E-07	2

Tableau 4.21 Conductivités hydrauliques des essais de choc au site de Berthierville comparées à celles obtenues des essais à niveau variable associés

			ESSAIS DE CHOC HYDRAULIQUE	ESSAI À NIVEAU VARIABLE
Berthierville, F303B	v rapide	K moyenne (cm/s)	1.E-04	
		Écart type (%)	0	
	v lente	K moyenne (cm/s)	9.E-08	8.E-07
		Écart type (%)	98	2
Berthierville, F305B	v rapide	K moyenne (cm/s)	1.E-04	9.E-06
		Écart type (%)	30	1
	v lente	K moyenne (cm/s)	8.E-07	2.E-06
		Écart type (%)	37	0.1
Berthierville, F307B	v rapide	K moyenne (cm/s)	7.E-05	
		Écart type (%)	20	
	v lente	K moyenne (cm/s)	3.E-07	1.E-07
		Écart type (%)	116	5

L'observation de deux tendances et d'un bris de pente franc sur les graphiques des vitesses des essais à niveau remontant aux sites de Delson et de Mercier a permis aux résultats des essais de choc à ces sites d'être comparés aux conductivités fournies par ces deux tendances. Au site de Berthierville, toutefois, les essais de perméabilité ont tous été réalisés à niveau descendant, aucun à niveau remontant. Ainsi, aucun des essais à niveau variable à ce site n'a fourni de résultats selon deux tendances nettes et la conductivité fournie par la portion à vitesse rapide n'est pas disponible pour fins de comparaison. Par ailleurs, la courbure, sans bris de pente, du graphique des vitesses de l'essai au puits F305B a permis d'obtenir deux valeurs de conductivité, soit pour les portions initiale et finale de la courbe. Elles sont comparées aux conductivités des essais de choc comme s'il eut s'agit d'un essai en deux temps.

Les mesures des essais de choc hydraulique à Berthierville comprennent tous une forte chute de pression en début d'essai, suivi d'une lente descente quasi-linéaire (figure 4.17). Pour l'ensemble des puits, la chute de pression est associée à une conductivité hydraulique de l'ordre de 1×10^{-4} cm/s. Cette valeur ne s'apparente pas aux conductivités tirées des essais à niveau descendant. La lente descente de pression,

par ailleurs, a fourni des conductivités qui varient entre $3 \times 10^{-8} \text{ cm/s}$ et $1 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$ pour l'ensemble des données. Elles varient même d'un ordre de grandeur au sein des essais répétées à un même puits. La raison de cette faible précision s'apparente à celle qui a été fournie précédemment pour l'imprécision des conductivités au puits PO-2B. Compte tenu de cette variabilité, il est difficile d'évaluer si ces valeurs peuvent s'apparenter aux valeurs lentes fournies par les essais à niveau variable comprises entre $1 \times 10^{-7} \text{ cm/s}$ et $2 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$, qui étaient elles-mêmes peu précises (section 4.1.3.1).

Correction pour le mouvement élastique linéaire instantané théorique

Le tableau 4.22 suivant compare les conductivités hydrauliques obtenues des données d'essais échantillonnées qui ont été corrigés pour la différence de charge due à l'expansion linéaire élastique instantanée selon la théorie de Lamé (section 2.1.2).

Tableau 4.22 Conductivités hydrauliques obtenues suite à la correction du mouvement élastique linéaire théorique

NO D'ESSAI	K GRAPHIQUE DES VITESSES (CM/S)	K GRAPHIQUE DES VITESSES CORRIGÉ (CM/S)	ERREUR RELATIVE (%)	K HVORSLEV (CM/S)	K HVORSLEV CORRIGÉ (CM/S)	ERREUR RELATIVE (%)
P7-5i						
variable, rapide	1,93E-05	1,93E-05	0	2,08E-05	2,08E-05	0
variable, lent	2,15E-07	2,15E-07	0	2,37E-07	2,37E-07	0
10	4E-05	4E-05	0	4E-05	4E-05	0
11	6E-05	6E-05	0	8E-05	8E-05	0
F303B						
1	3E-08	3E-08	0	3E-08	3E-08	0
F305B						
1	6E-07	6E-07	0	6E-07	6E-07	0

Les résultats présentés au tableau précédent démontrent que la correction imposée linéairement à chacun des pas de l'échantillonnage ne modifie pas les conductivités hydrauliques calculées. En effet, en prenant l'exemple de l'essai #10 au puits p7-5i (tableau 4.23), l'écart des mesures échantillonnées à la pression au temps zéro est de 3 à 15 cm d'eau. À ces différences de charges correspondent des corrections de Lamé

qui varient entre 0,65 et 3,37 cm d'eau, en utilisant les paramètres présentés à la section 3.1.5.5. Or, ces corrections appliquées aux différences de charge H , qui varient entre 148 et 133 cm, créent un effet négligeable.

En outre, il s'avère important de rappeler que la correction pour le mouvement linéaire élastique instantané n'a pas été calculée ici pour la première valeur de pression mesurée, à $t=0$ (section 3.1.5.5). En effet, la pente du graphique des vitesses et de la relation de Hvorslev étant utilisées pour le calcul de la conductivité, seules les différences de charge depuis la valeur initiale ont été corrigées.

Compte tenu de ces résultats pour la correction de Lamé effectuée sur quelques essais de choc, il a été choisi de ne pas étendre l'utilisation de ce type de traitement aux autres essais réalisés dans le cadre de cette étude.

Tableau 4.23 Correction des différences de charges de l'essai #10 au puits p7-5i à Delson pour le mouvement élastique linéaire instantané de Lamé

temps écoulé t	Δt	H	ΔH_L	$H + \Delta H_L$	$\Delta(H + \Delta H_L)$	$(H + \Delta H_L)_{\text{moy}}$	$\Delta H / \Delta t$	$H + \Delta H_L - H_0$	$\ln(H + \Delta H_L - H_0)$
s	s	cm	cm	cm	cm	cm	cm/s	cm	(---)
25		148,03		148,03				11,43	2,44
65	40,00	145,15	0,65	145,80	2,23	146,91	0,06	9,20	2,22
120	55,00	142,10	1,33	143,44	2,36	144,62	0,04	6,84	1,92
200	80,00	139,05	2,02	141,07	2,37	142,25	0,03	4,47	1,50
345	145,00	136,03	2,70	138,72	2,35	139,90	0,02	2,12	0,75
700	355,00	133,01	3,37	136,38	2,34	137,55	0,01	-0,21	#NOMBRE!

4.1.4 Analyse

Les particularités qui ont été soulignées lors de la présentation des résultats du traitement des données et des résultats de conductivité hydraulique sont reprises, mises en relation les unes avec les autres puis analysées à la lumière de la littérature au sein de la présente section.

- *Aux sites de Delson et de Mercier, seuls les essais à niveau remontant ont présenté un bris de pente entre une tendance initiale rapide, et une tendance linéaire plus lente. D'ailleurs, au puits PO-3B de Mercier, l'essai à niveau descendant a fourni un graphique des vitesses courbe, tandis que celui à niveau remontant était linéaire et très uniforme, avec un bris de pente très défini.*
- *L'essai à niveau remontant effectué au puits PO-3B a fourni des conductivités hydrauliques plus élevées que l'essai à niveau descendant. Par ailleurs, c'est aussi lui pour lequel la surpression imposée pour causer l'écoulement est la plus importante.*

Afin de formuler des hypothèses pouvant expliquer ces observations et les observations subséquentes en s'appuyant sur une théorie unifiée, examinons d'abord les phénomènes physiques qui ont pu être en jeu pendant les essais à niveau variable descendant et à niveau variable remontant.

Essai variable descendant

Au cours de l'essai à niveau variable descendant, trois phénomènes principaux se seraient concurrencés : le mouvement élastique, la consolidation et l'écoulement par perméabilité. Selon l'état des contraintes à un moment donné, l'un et l'autre de ces phénomènes aurait pris davantage d'importance relativement aux autres.

Lors de l'application de la surcharge, le mouvement élastique a pu être en partie instantané, et en partie délayé, devenant un fluage (sections 1.3.4, 1.3.5.4). Ce mouvement, dû à l'imposition de l'incrément de pression initial, aurait d'abord contribué à provoquer l'expansion de la cavité et à accélérer la descente du niveau d'eau. Par la suite, au fil du déchargement, le mouvement élastique aurait produit l'effet inverse, soit de tendre à refermer graduellement la cavité vers son état initial, et donc à ralentir la descente du niveau de l'eau.

La consolidation, quant à elle, a pu se produire à plus grande amplitude initialement dû à l'état normalement consolidé de l'argile. Par la suite, à partir d'un degré donné de déchargement, l'argile a pu devenir surconsolidée et la consolidation subséquente

aurait été de plus faible importance. Ce mouvement aurait contribué à l'expansion de la cavité et à la descente plus rapide du niveau de l'eau dans le puits, davantage en début d'essai, et de façon plus modérée par la suite.

Ces deux phénomènes combinés auraient laissé une importance relative plus grande à l'écoulement de l'eau par perméabilité en fin d'essai.

Essai variable remontant

Les mêmes phénomènes de mouvement élastique, de consolidation et d'écoulement se seraient concurrencés au cours des essais à niveau variable remontant. Toutefois, l'état de contrainte de l'argile aux environs du puits étant différent, la relation dynamique entre ces phénomènes n'aurait pas été la même.

Lors de l'application de la surcharge, le mouvement élastique aurait d'abord provoqué la contraction de la cavité, en partie instantanée, et en partie avec délai, soit par fluage. Ce mouvement aurait accéléré la remontée du niveau d'eau en début d'essai. Ensuite, pendant le rechargement du sol par la remontée de l'eau, le mouvement élastique aurait tranquillement repris de l'expansion, ce qui aurait contribué cette fois-ci à ralentir la remontée.

Par ailleurs, l'essai à niveau remontant décharge l'argile au pourtour de la cavité, ce qui fait en sorte qu'elle est surconsolidée. Ainsi, le déchargement causé par l'essai a pu causer un gonflement relativement linéaire de l'argile au pourtour de la cavité. Ce mouvement aurait contribué, quant à lui, à accélérer la remontée du niveau d'eau dans le puits.

Comme il aurait été le cas de l'essai à niveau variable, l'écoulement aurait pris davantage d'importance, par rapport aux autres phénomènes en jeu, dans la seconde partie de l'essai.

Hypothèse pour l'existence d'une courbure ou d'un bris de pente

Selon Holtz et Kovacs (1991), le remaniement lisse le bris de pente qui marque le passage du domaine normalement consolidé au domaine surconsolidé de l'argile (section 1.3.3). Aussi, Levadoux et Baligh (1986) affirment que la consolidation est

fortement non linéaire lorsque l'argile est normalement consolidée. Ces deux facteurs combinés pourraient expliquer la courbure que certains résultats d'essais à niveau variable descendant ont présentée.

La première portion plus rapide des essais à niveau remontant, exprimée par les 2 ou 3 premiers points de mesure, pourrait correspondre au mouvement élastique à délai causé par le déchargement initial. Ce mouvement, alors de grande amplitude, serait aussi appuyé par le gonflement qui tend aussi à accélérer la remontée. Un fois le mouvement élastique dû au déchargement initial terminé, l'écoulement, le gonflement et le mouvement élastique instantané se combineraient en équilibre jusqu'à la fin de l'essai. Ces trois mouvements étant linéaires, le résultat de leur combinaison serait aussi linéaire. Ainsi, la délimitation temporelle de ces deux étapes de l'essai à niveau remontant serait marquée par un bris de pente.

Hypothèse pour la vitesse plus rapide de l'essai à niveau remontant

Selon Mieussens et Ducasse (1976), pour un sol compressible, le coefficient qui régit la consolidation et celui qui régit le gonflement ne sont pas égaux. Ceci, combiné aux effets de l'importance relative différente des phénomènes qui se concurrencent pendant les essais à niveau variable remontant et descendant pourrait expliquer des conductivités hydrauliques mesurées différentes pour la seconde partie des essais au puits PO-3B.

En outre, une plus grande différence de charge initiale appliquée pour l'essai à niveau remontant aurait créé un plus grand mouvement élastique initial à délai. Le fluage n'étant pas linéaire, ce plus grand mouvement aurait résulté en une conductivité apparente pour cette portion plus grande que celle calculée pour l'essai à niveau descendant.

- *Les valeurs de conductivité hydraulique calculées à l'aide des mesures des essais de choc s'apparentent davantage aux conductivités associées à la portion rapide des premiers points des essais à niveau variable remontant, qu'à la portion lente.*

Ce qui serait mesuré dans la première portion des essais à niveau variable remontant, est une combinaison de mouvement élastique, et de consolidation surconsolidée. Ceci est par ailleurs en accord avec Anderson et al. (1987), qui affirment qu'au cours d'une déformation considérée non drainée, il y aurait une part de consolidation et que la matrice du sol pourrait subir un certain fluage. Dans cette partie de l'essai, l'importance de l'écoulement serait limitée comparativement à celle des autres phénomènes physiques en jeu.

Or il est intéressant de constater que ce qui a été mesuré lors des essais de choc pourrait également être une combinaison de mouvement élastique et de gonflement de l'argile surconsolidée, l'écoulement n'y apportant qu'une contribution limitée.

En effet, la faible modification de l'état de contrainte, causée par l'insertion d'un petit volume de tige et le gonflement de l'obturateur, aurait pu être compensée par une très faible expansion de la cavité. À l'aide de l'équation de Lamé (section 2.1.2) les paramètres fournis à la section 3.1.5.5 et les dimensions de la cavité, on calcule qu'un déplacement radial de la paroi de 0,12 cm et de 0,2 cm pour les essais #10 au puits p7-5i de Delson et #1 au puits F303B de Berthierville respectivement aurait été suffisant pour rééquilibrer les pressions. Ainsi, la forte chute initiale survenue lors des essais de choc réalisés à Berthierville pourrait avoir été principalement causée par l'expansion élastique quasi-instantanée. À Delson et à Mercier, où de plus faibles incréments de charge initiaux ont été imposés, l'expansion instantanée initiale aurait par ailleurs pris une importance moindre et aurait permis à une consolidation de l'argile surconsolidée, couplée à un effet élastique linéaire et à un peu d'écoulement, d'avoir lieu.

- *Des mesures de la pression au fil du temps de certains essais de choc ont montré une tendance linéaire plutôt que de présenter la courbure vers le haut attribuable à un écoulement.*

Lorsque la pression diminue linéairement avec le temps, la vitesse de l'eau est bien entendu constante. Ainsi, la vitesse ne diminuant pas avant la différence de charge, donc avec le gradient, ce qui est mesuré à ce moment ne répond pas à la loi de Darcy.

Ceci vient appuyer l'hypothèse selon laquelle l'écoulement ne serait pas le principal phénomène qui aurait été mesuré par les essais de choc hydraulique réalisés et qu'il s'agit bien de l'effet d'une combinaison de phénomènes physiques.

- *Il semble exister une corrélation entre l'incrément de charge appliquée pour un essai de choc hydraulique et la valeur de la conductivité hydraulique obtenue. Plus petite est la modification à l'état de contrainte, plus grande est la conductivité.*

Ce qui a été obtenu par l'essai de choc ne serait pas la conductivité hydraulique mais plutôt le résultat de la combinaison des différents phénomènes physiques en jeu. Selon la grandeur de la modification de la contrainte en place qui est imposée, la relation entre ces phénomènes, ou leur importance relative, pourrait s'en trouver altérée.

- *Il pourrait exister une corrélation entre le volume d'eau de la cavité comprise sous l'obturateur et l'incrément de pression.*

Plus une cavité est grande, plus un déplacement radial unitaire de sa paroi produit une grande modification au volume de la cavité. Ainsi, compte tenu du mouvement élastique instantané, il est attendu qu'un même volume soutiré à une cavité provoque un incrément de pression plus faible dans une plus grande cavité.

4.2 Résultats obtenus de la modélisation

Selon les paramètres qui ont été présentés à la section 3.3, l'essai de perméabilité à niveau constant a été simulé à l'aide des logiciels Seep/W et Sigma/W couplés.

Toutefois, les résultats qui ont été obtenus (figures 4.27 et 4.28) ont montré un déplacement radial instantané des éléments, mais qui est demeuré constant au fil du temps. Cette simulation a donc modélisé un mouvement élastique instantané seul, et n'a démontré aucune évidence de consolidation. Or, pendant un essai de perméabilité à niveau constant, il se produit en vérité une consolidation, et celle-ci peut être calculée à la de la théorie fournie par Mieussens et Ducasse (1976). Par conséquent, il a été constaté que l'utilisation de Seep/W et Sigma/W ne permet pas de simuler la

consolidation produite lors d'un essai de perméabilité à niveau constant, et ne pourrait donc pas non plus simuler correctement la consolidation qui est produite par un essai de choc hydraulique.

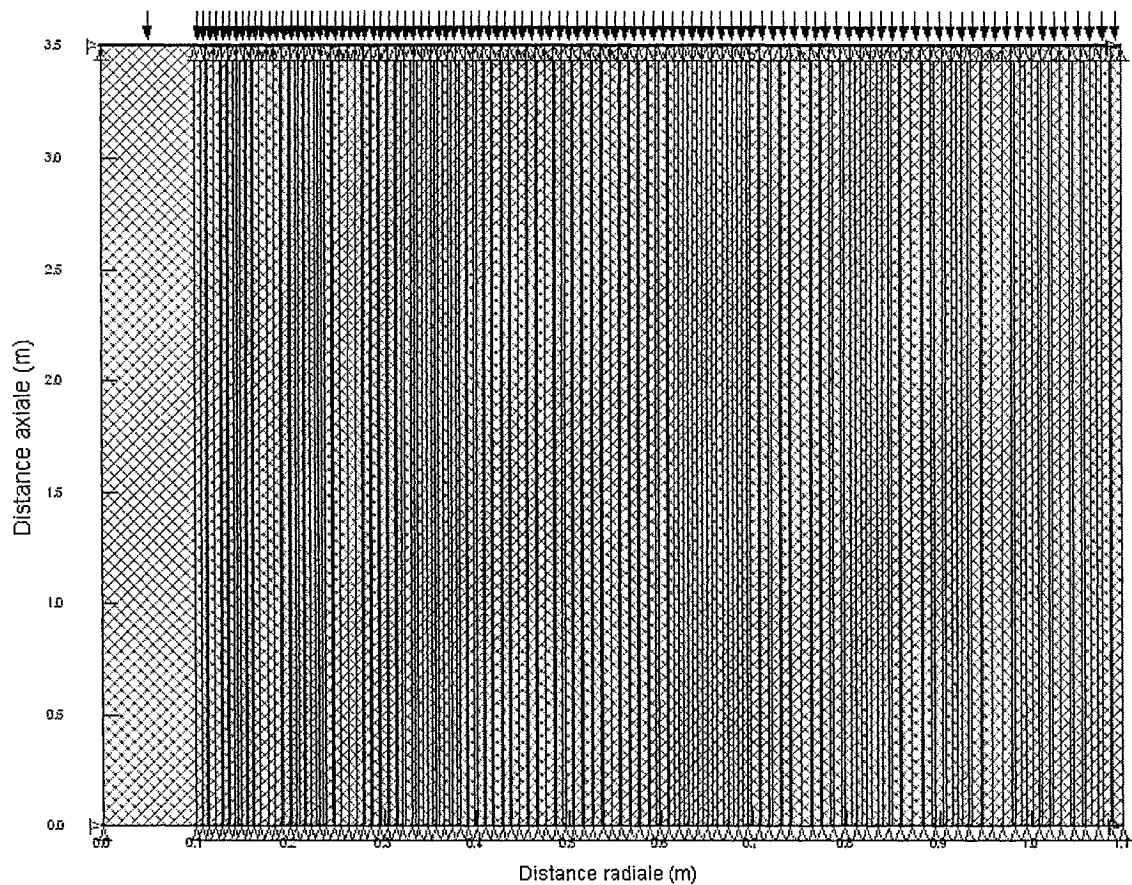


Figure 4.27 Déplacement des éléments à $t > 0$ pour l'essai à niveau constant

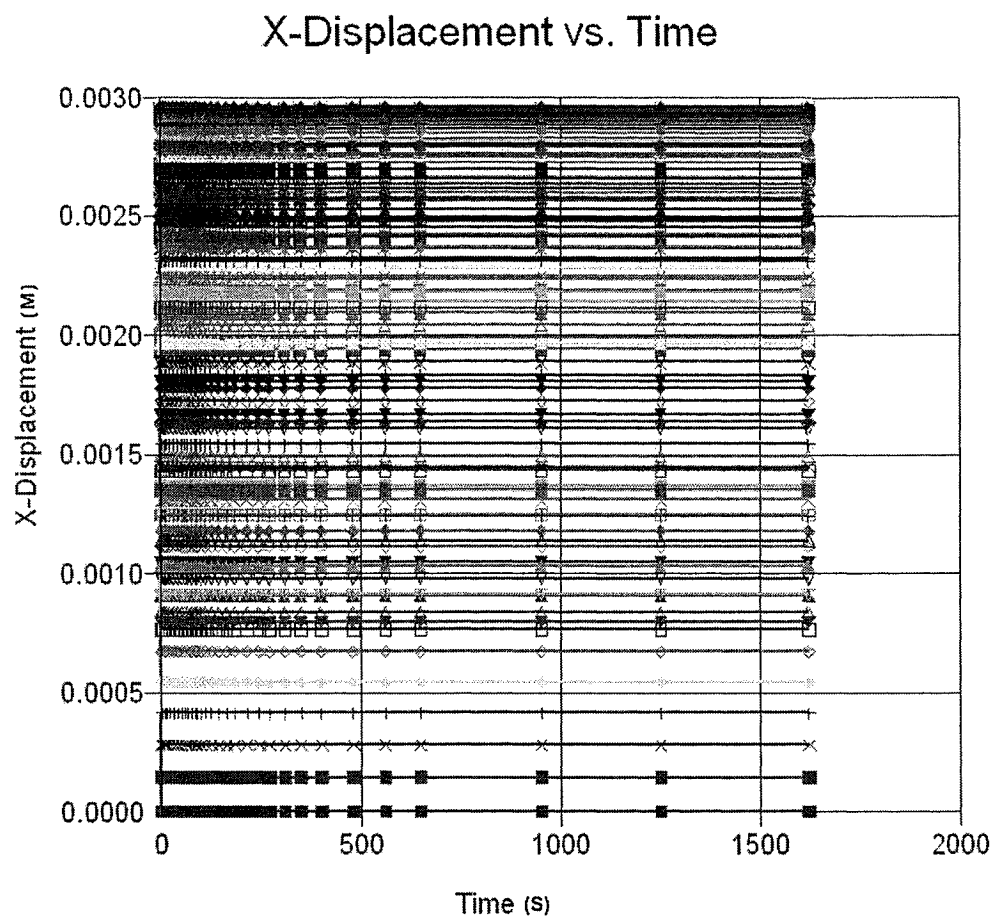


Figure 4.28 Déplacement de tous les noeuds pour tous les temps de l'essai à niveau constant

CHAPITRE 5 - RECOMMANDATIONS

Bien qu'il n'a pas été possible d'obtenir la conductivité hydraulique, ou encore le coefficient de consolidation à partir des essais de choc hydraulique réalisés dans les argiles de la Mer de Champlain, il est possible de tirer plusieurs recommandations. Celles-ci ont trait aux essais de perméabilité à niveau variable réalisés dans ces sols, aux modifications à apporter à l'appareil pour produire les essais de choc hydraulique qui rencontreront les objectifs visés, puis enfin à la simulation de l'essai de choc hydraulique à l'aide de modèles numériques.

Les résultats obtenus dans le cadre de la présente étude démontrent qu'il est important de poursuivre un essai à niveau variable jusqu'à de faibles différences de charge depuis l'équilibre afin que le domaine surconsolidé de l'argile soit atteint et que l'effet du mouvement de paroi soit minimisé. Seulement alors, les valeurs de conductivité hydraulique peuvent être considérées valables. En outre, seule la correction piézométrique obtenue de la dernière partie d'un tel essai devrait être considérée.

Les résultats suggèrent aussi qu'un prochain appareil construit pour produire des essais de choc hydraulique dans l'argile devrait permettre l'insertion d'un volume de tige beaucoup plus grand, de façon à ce que la surpression provoquée ne soit pas essentiellement compensée par le déplacement de la paroi. Par ailleurs, l'incrément de pression devrait être limité de façon à ne pas permettre d'outrepasser la contrainte de préconsolidation et ainsi de causer une importante expansion de la cavité par consolidation dans le domaine normalement consolidé. En outre, il pourrait aussi être tenté de créer un appareil qui produise une différence de pression négative et que la remontée de la pression soit plutôt observée. Ce système aurait l'avantage de limiter les mouvements de paroi puisque la crépine du puits freinerait la contraction de la lanterne. Toutefois, il devrait être vérifié que la granulométrie de la lanterne soit choisie judicieusement afin de limiter la migration des particules fines, et que sa pleine saturation soit favorisée pour limiter la mise en solution d'air.

Enfin, les dimensions optimales de la lanterne d'un puits pour y réaliser l'essai devraient être étudiées. Comme on l'a vu, plus le volume de la lanterne est grand, plus un déplacement unitaire de la paroi de la cavité cause un grand changement de volume et contribue à rééquilibrer la pression d'eau dans le puits autre que par écoulement. Ainsi, l'essai devrait mieux pouvoir être produit dans une plus petite lanterne que dans une grande. Par ailleurs, l'écoulement causé par l'essai ne pourrait plus être considéré purement radial pour une lanterne trop courte. Par conséquent, les forages de faible diamètre et les lanternes de longueur optimale devraient être privilégiées.

Puis finalement, il pourrait être intéressant de reproduire à nouveau l'essai de perméabilité à niveau constant à l'aide des logiciels Seep/W et Sigma/W pour de plus grandes différences de charges imposées au puits. En faisant varier la pression au puits entre les différentes simulations réalisées, et en comparant les résultats obtenus à la théorie de Mieussens et Ducasse (1976), une différence de charge minimale pourrait peut-être être trouvée en-deça de laquelle ces logiciels ne peuvent reproduire adéquatement la consolidation. Par ailleurs, il devrait être tenté de modéliser l'essai de choc hydraulique à l'aide du logiciel Femlab, qui emploie les éléments finis, permet la résolution couplée des équations différentielles et qui offre une grande flexibilité.

BIBLIOGRAPHIE

ACAR, Y.B., M.T. TUMAY et A. CHAN. 1982. Interpretation of the dissipation of penetration pore pressures . International Symposium on Numerical Models in Geomechanics.

ANDERSON T. et B. RANDALL. 1979. Computing System Reliability. Cambridge: Cambridge University Press.

ANDERSON, W.F., I.C. PYRAH, et F.H. ALI. 1987. Rate effects in pressuremeter tests in clays . Journal of Geotechnical Engineering. 113. 1344-1358.

ASTM D-4631-95. 2000. Standard test method for determining transmissivity and storativity of low permeability rocks by in situ measurements using pressure pulse technique.

AUBERTIN, M., B. BUSSIÈRE, A. AACHIB, R.P. CHAPUIS, et R. CRESPO. 1996. Une modélisation numérique des écoulements non saturés dans les couvertures multicouches en sols . Hydrogéologie. 96 :1. 3-13.

BAGUELIN, F. J.-F. JEZEQUEL, E. LE MEE et A. LE MEHAUTE. 1972. Expansion of cylindrical probes in cohesive soils . ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. 98. 1129-1142.

BALDUR, R. et C. FORTIN. 1991. La validation des résultats obtenus par des moyens informatiques en ingénierie. Repères informatiques, Ordre des ingénieurs du Québec. 1 :3.

BALIGH, M.M. et J.-N. LEVADOUX. 1986. Consolidation after undrained piezocone penetration. II Interpretation . ASCE Journal of Geotechnical Engineering. 112 :7. 727-745.

BALIGH, M.M., et LEVADOUX, J.M. 1980. Pore pressure dissipation after cone penetration . Research Report R80-4. Département de génie civil, Masssetchusetts Institute of Technology, Cambridge. 367p.

BANERJEE, P.K. 1970. A contribution of the study of axially loaded pile foundations . Thèse de PhD. Southampton University.

BEAULIEU, J. 2001. Péetrographie des roches sédimentaires. Département de génie civil, géologique et des mines. École Polytechnique de Montréal.

BENOIT, J. et G.W. CLOUGH. 1986. Self-boring pressuremeter tests in soft clay . ASCE Journal of Geotechnical Engineering Division. 112:1. 60-78.

BENTLEY, S.P., et I.J. SMALLEY. 1978. Mineralogy of sensitive clays from Québec. Canadian Mineralogist. 16. 103-112.

BIOT, M.A. 1941. General theory of three-dimensional consolidation. Journal of Applied Physics. 12. 155-164.

BOUMA, A. H., 1962. Sedimentology of some flysch deposits. Amsterdam. Elsevier. 168p.

BREDEHOEFT, J. D. et S.S. PAPADOPULOS. 1980. A method for determining the hydraulic properties of tight formations . Water Resources Research. 16 :1. 233-238.

BUTTERFIELD, R. 1979. A natural compression law for soils (an advance on e-log p') . Géotechnique. 29 :4. 469-480.

CARSLAW, H.S., et J.C. JAEGER. 1959. Conduction of heat in solids. 2e éd. Londres: Oxford University Press.

CARTER, J.P., M.F. RANDOLPH et C.P. WROTH. 1979. Stress and pore pressure changes in clay during and after the expansion of a cylindrical cavity. Non publié.

CAZAUX, D. 1998. In situ measurement and control of permeability materials used in hydraulic barriers for environmental protection. State-of-art and developments. Thèse de PhD. INSA, Lyon, France. 335p.

CHAPUIS, R. P. 1999. Guide des essais de pompage et leurs interprétations. Québec : Les Publications du Québec. 156p.

CHAPUIS, R.P. 1991. Contrôle de qualité dans la détermination des paramètres d'écoulement souterrain. Proceedings of the 1st Canadian Conference on Environmental Geotechnics. Montréal. 345-356.

CHAPUIS, R.P. 1992. Similarity of internal stability criteria for granular soils . Canadian Geotechnical Journal. 29. 711-713.

CHAPUIS, R.P. 1995. Controlling the quality of groundwater parameters : some examples . Canadian Geotechnical Journal. 32. 172-177.

CHAPUIS, R.P. 1998. Overdamped slug test in monitoring wells : review of interpretation methods with mathematical, physical, and numerical analysis of storativity influence . Canadian Geotechnical Journal. 35. 697-719.

CHAPUIS, R.P. J.J PARÉ et J.G. LAVALLÉE. 1981. In situ variable head permeability tests. Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Stockholm, Suède. 1. 401-406.

Chapuis, R.P., D. CHENAF, B. BUSSIÈRE, M. AUBERTIN et R. CRESPO. 2001. A user's approach to assess numerical codes for saturated and unsaturated seepage conditions . Canadian Geotechnical Journal. 38. 1113-1126.

CHAPUIS, R.P. et D. CAZAUX. 2002. Field pressure-pulse test in soils : is the usual interpretation method adequate? . Evaluation and Remediation of low permeability and dual porosity environments. ASTM STP1415.

CHAPUIS, R.P. et L. SABOURIN. 1989. Effects of installation of piezometers and wells on groundwater characteristics and measurements . Canadian Geotechnical Journal. 26. 604-613.

CLARKE, B.G., J.P. CARTER et C.P. WROTH. 1979. In situ determination of the consolidation characteristics of saturated clay . 5th European Conference SMFE. 2. 207-213.

COOPER, H.H. Jr., J.D. BREDEHOEFT et I.S. PAPADOPULOS. 1967. Response of a finite-diameter well to an instantaneous change of water. Water Resources Research. 3:1. 263-269.

CORINTHIOS M. J. 1987. Analyse des signaux. Montreal : Éditions de l'École Polytechnique de Montréal. 463p.

CRESPO, R. 1993. Modélisation par éléments finis des écoulements à travers les ouvrages de retenue et de confinement des résidus miniers. Mémoire de M.Sc.A. Montréal : École Polytechnique de Montréal.

DOMENICO, P.A. et F.W. SCHWARTZ. 1997. Physical and Chemical Hydrogeology. 2e éd. New-York : John Wiley & Sons, Inc. 506p.

FERREIRA, R.S. et P.K. ROBERTSON. 1992. Interpretation of undrained self-boring pressuremeter test results incorporating unloading . Canadian Geotechnical Journal. 29. 918-928.

FERREIRA, R.S. et P.K. ROBERTSON. 1994. Large-strain undrained pressuremeter interpretation based on loading and unloading data . Canadian Geotechnical Journal. 31. 71-78.

FIORAVANTE, V., M. JAMIOLKOWSKI et R. LANCELOTTA. 1994. An analysis of pressuremeter holding test . Géotechnique. 44 :2. 227-238.

FOSCAL-MELLA, G. Analyse minéralogique des argiles glaciaires. Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Québec.

FREEZE, R.A., et J.A. CHERRY. 1979. Groundwater. Prentice Hall, Englewood Cliffs, N.J.

GIBSON, R.E et W.F. ANDERSON. 1961. In-situ measurement of soil properties with pressuremeter . Civil Engineering and Public Works Review. 615-618.

GIBSON, R.E. 1963. An analysis of system flexibility and effects on time lag in pore water pressure measurements . Géotechnique. 13. 1-4.

GIBSON, R.E. 1966. A note on the constant head test to measure soil permeability in situ. Géotechnique. 16. 256-259.

GIBSON, R.E. 1970. An extension to the theory of the constant head in situ permeability test . Géotechnique. 20 :2. 193-197.

HAMOUCHE, K.K. 1995. Comportement des argiles Champlain sollicitées horizontalement. Thèse de doctorat, Département de génie civil, Université Laval, Québec.

HOCQ, M. et G. MARTINEAU. 1994. Le Quaternaire . Géologie du Québec. Sous la direction de M. Hocq. Québec : Les Publications du Québec. 121-128.

HOLTZ, R.D. et W.D. KOVACS 1991. Introduction à la géotechnique. 1^{re} éd. Montréal : Éditions de l'École Polytechnique de Montréal. 808p.

HUGHES, J.M.O. et P.K. ROBERTSON. 1985. Full displacement pressuremeter testing in sands. Canadian Geotechnical Journal. 22. 267-427.

HVORSLEV, M.J. 1951. Time lag and soil permeability in ground water observations. US Army engineering waterways experimental station, Vicksburg, Mississippi. 36.

HYDER, Z., J.J. BUTLER Jr., C.D. McELWEE et W. LIU. 1994. Slug tests in partially penetrating wells . Water Resources Research. 30:4. 2945-2957.

JACOB, C.E. 1950. Flow of groundwater. Engineering hydraulics, Proceedings of the 4th Hydraulic Conference. New-York: John Wiley & Sons, Inc. 321-386.

KENNEY, T.C. 1963. Permeability ratio of repeatedly layered soils. Géotechnique. 13:4. 325.

LADANYI, B. 1977. Discussion on undrained stress-strain-time behavior of clays, par J.H. Prevost. ASCE Journal of Geotechnical Engineering Division. 103:8. 933-934.

LADANYI, B. 1979. Borehole relaxation test as a means for determining the creep properties of ice covers . Proceedings of the 5th International Conference on Port and Ocean Engineering under Arctic Conditions. Trondheim, Norway : Technical University of Norway. P.757-770.

LADANYI, B. 1995. Une brève histoire du pressiomètre . 4^e Colloque international, Le Pressiomètre et nouvelles orientations. Sherbrooke, Québec

LADANYI, B. 1972. In situ determination of undrained stress-strain behavior of sensitive clays with the pressuremeter. Canadian Geotechnical Journal. 9. 313-319.

LADANYI, B. et G.H. JOHNSTON. 1973. Evaluation of in situ creep properties of frozen soils with the pressuremeter . Permafrost : Second International Conference. 13-28 July 1973, Yakutsk, U.S.S.R. : North American contribution. Washington : National Academy of Sciences. 310-318.

LAFLEUR, J. et F. GIROUX. 1983. Perméabilité in situ des argiles superficielles de la mer Champlain . Bulletin de l'Association internationale de géologie de l'ingénieur. 26-27. 453-459.

LAME, G. 1852. Leçons sur la théorie mathématique d'élasticité des corps solides. Bachelier. Paris.

LAW, K.T et W.J. EDEN. 1980. Influence of cutting shoe size in self-boring pressuremeter tests in sensitive clays. Canadian Geotechnical Journal. 17. 165-173.

LEFEBVRE, R. 2003. Écoulement multiphase en milieux poreux. Québec : Éditions de l'Institut national de la recherche scientifique. Centre Eau, terre et environnement.

LEROUEIL, S., F. TAVENAS et J.P. LE BIHAN. 1983. Propriétés caractéristiques des argiles de l'est du Canada. Canadian Geotechnical Journal. 20. 681-705.

LEROUEIL, S., J.-P. MAGNAN et F. TAVENAS. 1985. Remblais sur argiles molles. Paris : Technique et documentation Lavoisier. 342p.

LEVADOUX, J.N. et M.M. BALIGH. 1980. Pore pressures during cone penetration in clays. Research Report R80-15. Département de génie civil, Massachusetts Institute of Technology. Cambridge. 310p.

LEVADOUX, J.-N. et M.M. BALIGH. 1986. Consolidation after undrained piezocone penetration I : Prediction . ASCE Journal of Geotechnical Engineering. 112 :7. 707-725.

LOWE III, J., J. ERNEST et V. OBRICIAN. 1969. Controlled gradient consolidation test . ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. 95. 77-97.

LUBOCHKOV, E.A. 1965. Graphical and analytical methods for the determination of the internal filters consisting of non-cohesive soil. Isvestiya, Imeni B.E. Vedeneeva. 78. 255-280.

MIEUSSENS et P. DUCASSE, C. 1976. Mesure en place des coefficients de perméabilité et des coefficients de consolidation horizontaux et verticaux . Canadian Geotechnical Journal. 14. 76-90.

MITCHELL, J.K.. 1956. The fabric of natural clay and its relation to engineering properties. Proceedings Highway Res. Bd. 35. 693-713.

NEUZIL, C.E. 1982. On conducting the modified slug test in tight formations . Water Resources Research. 18 :2. 439-441.

PALMER, A.C. 1972. Undrained plane-strain expansion of a cylindrical cavity in clay : a simple interpretation of the pressuremeter test . Géotechnique. 22 :3. 451-457.

PRAPAHARAN, S., J.L. CHAMEAU et R.D. HOLTZ. 1989. Effects of strain rate on undrained strength derived from pressuremeter tests . Géotechnique. 39:4. 615-624.

PRAPAHARAN, S., J.L. CHAMEAU, A.G. ALTSCHAEFFL et R.D. HOLTZ. 1990. Effect of disturbance on pressuremeter results in clays . Journal of Geotechnical Engineering. 116 :1. 35-53.

PREVOST, J.H. 1976. Undrained stress-strain-time behavior of clays. ASCE Journal of Geotechnical Engineering Division. 102:12. 1245-1259.

RANDOLPH, M.F., J.P. CARTER et C.P. WROTH. 1979. Driven piles in clay-the effects of installation and subsequent consolidation . Géotechnique. 29 :4. 361-393.

RANDOLPH, M.F. and C.P. WROTH. 1979. An analytical solution for the consolidation around a driven pile . International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics. 3. 217-229.

RANDOLPH, M.F. et J.R. BOOKER. 1982. Analysis of seepage into a cylindrical permeameter. Proceedings, 4th International Conference on Numerical Methods in Geomechanics. Edmonton. 1. 349-357.

ROBERTSON, P.K. 1982. In situ testing of soil with emphasis on its application to liquefaction assessment. Thèse de PhD. Département de génie civil, Université de Colombie Britannique, Vancouver.

ROSCOE, K.H. and J.B. BURLAND. 1968. On the generalized stress-strain behavior of wet clay . Engineering Plasticity. 535-609.

SAYED, S.M et M.A. HAMED. 1988. Pressuremeter test and disturbance effects . ASCE Journal of Geotechnical Engineering. 114 :5. 631-637.

SCHNEEBELI, G. 1954. Mesures in situ de la perméabilité d'un terrain. Comptes-rendus des 3e Journées d'hydraulique. Alger. 270-279.

SILLS, G.C. 1975. Some conditions under which Biot's equations of consolidation reduce to Terzaghi's equation". Géotechnique. 25:1. 129-132.

SILVESTRI, V. 2003. Assessment of self-boring pressuremeter tests in sensitive clay . Canadian Geotechnical Journal. 40. 362-387.

SUDICKY, E.A. 1986. A natural gradient experiment on solute transport in a sand aquifer: Spatial variability of hydraulic conductivity and its role in the dispersion process. Water Resources Res. 22:13. 2069-2082.

TAVENAS, F., M. DIENE et S. LEROUÉIL. 1990. Analysis of the in situ constant-head permeability test in clays . Canadian Geotechnical Journal. 27. 305-314.

THERRIEN, R. 2004. Modélisation en hydrogéologie. Québec : Éditions de l'Université Laval. Facultés des sciences et de génie, Département de géologie et de génie géologique.

THERZAGHI, K. Et R.B. PECK. Soil Mechanics in Engineering Practice, 2e éd. New-York: John Wiley & Sons, Inc. 1967. 729p.

THEVANAYAGAM, S., J.-L. CHAMEAU et A.G. ALTSCHAEFFL. 1994. Some aspects of pressuremeter test interpretation in clays . Géotechnique. 44 : 2. 319-334.

TODD, D.K. 1980. Groundwater Hydrogeology. 2e éd. New-York: John Wiley & sons, Inc. 1980. 535p.

WILKINSON, W.B. 1968. Constant head in situ permeability test in clay strata . Géotechnique. 18. 172-194.

WINDISCH, E.J. et R.N. YONG. 1990. A statistical evaluation of some properties of eastern Canadian clays . Canadian Geotechnical Journal. 27. 373-386.

WOOD, D.M. et C.P. WROTH. 1977. Some laboratory experiments related to the results of pressuremeter tests . Géotechnique. 27 :2. 181-201.

WROTH, C.P. 1975. In situ measurement of initial stresses and deformation characteristics. Proceedings of the Conference on In Situ Measurement of Soil Properties. Raleigh. 2. 181-230.

YONG, R.N., A.J. SETHI et P. LA ROCHELLE. 1979. Significance of amorphous material relative to sensitivity in some Champlain clays. Canadian Geotechnical Journal. 16:3. 511-520.

ANNEXES
(sur CD-ROM)



Un cédérom accompagne ce mémoire de maîtrise

**Toute personne intéressée à se le procurer doit
contacter :**

École Polytechnique de Montréal

Service du prêt entre bibliothèques

B.P. 6079, Succursale Centre-Ville

Montréal, Québec H3C 3A7

Canada

Tél. : (514) 340-4846

Télécopieur : (514) 340-4026