

**Titre:** Interprétation et modélisation numérique d'essais oedométriques et de perméabilité à niveau variable réalisés sur des argiles Champlain

**Auteur:** Marion Perez

**Date:** 2013

**Type:** Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

**Référence:** Perez, M. (2013). Interprétation et modélisation numérique d'essais oedométriques et de perméabilité à niveau variable réalisés sur des argiles Champlain [Master's thesis, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie.  
Citation: <https://publications.polymtl.ca/1075/>

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

**URL de PolyPublie:** <https://publications.polymtl.ca/1075/>  
PolyPublie URL:

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

**Programme:** Génie minéral  
Program:

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

INTERPRÉTATION ET MODÉLISATION NUMÉRIQUE D'ESSAIS  
ŒDOMÉTRIQUES ET DE PERMÉABILITÉ À NIVEAU VARIABLE  
RÉALISÉS SUR DES ARGILES CHAMPLAIN

MARION PEREZ

DÉPARTEMENT DES GÉNIES 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)

FÉVRIER 2013

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé:

INTERPRÉTATION ET MODÉLISATION NUMÉRIQUE D'ESSAIS ŒDOMÉTRIQUES ET  
DE PERMÉABILITÉ À NIVEAU VARIABLE RÉALISÉS SUR DES ARGILES CHAMPLAIN

présenté par : PEREZ Marion

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

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

M. SILVESTRI Vincenzo, Ph.D., président

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

M. CHIASSEON Paul, Ph.D., membre

## DÉDICACE

*A mes parents et grands-parents*

## REMERCIEMENTS

Je tiens sincèrement à exprimer ici toute ma reconnaissance aux nombreuses personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce mémoire.

Je souhaite tout d'abord remercier mon directeur de recherche, le Pr. Robert P. Chapuis. Merci de m'avoir accueillie au laboratoire, de m'avoir donné la chance de participer à des projets sur le terrain et de m'avoir fait confiance tout au long de mon projet. Nul doute que mon passage à l'École Polytechnique n'aurait pas été aussi enrichissant sans le partage de vos nombreuses anecdotes.

J'en profite pour remercier les autres membres du jury pour l'intérêt porté à mes travaux.

Je tiens aussi à rendre hommage à toute l'équipe du laboratoire d'hydrogéologie et environnement minier, professeurs, techniciens, étudiants et personnel administratif. Coline et Bibiana, votre bonne humeur a été très précieuse au quotidien.

Un remerciement particulier à François pour ses conseils avisés, son implication et pour toute l'aide qu'il a apportée à ce projet.

Je voudrais souligner l'importance qu'ont eu mes amis au cours de mes années d'études à Polytechnique. Aurélie et Romain, mes camarades de l'école des mines d'Alès, qui ont partagé cette aventure, dans les bons moments et les moins bons. Claire, mon séjour au Québec n'aurait pas été le même sans toi, ne change rien, tu es au top! Les "copaings" de France, pour tous ces moments improbables passés en votre compagnie à chacun de mes retours.

Merci aux nombreuses personnes rencontrées ici, le partage et l'échange m'ont apporté beaucoup. Un petit clin d'œil aux coquettes du Rugby Club Montréal pour votre soutien sur le terrain et en dehors.

Enfin, je ne saurais oublier ma famille, malgré la distance, votre soutien a été sans faille. Danielle et Marcel, mon bout de famille expatrié, merci d'avoir été là pour moi.

## RÉSUMÉ

La détermination de la conductivité hydraulique  $k$  des matériaux peu perméables est une étape incontournable dans la conception de nombreux ouvrages de génie civil. Ce paramètre peut être déterminé in situ ou en laboratoire. Dans ce deuxième cas, il existe une variété de tests et de méthodes visant à évaluer les propriétés hydrauliques. Les travaux présentés ici s'appuient sur des essais de consolidation œdométrique pour lesquels des essais de perméabilité à charge variable ont été réalisés entre les paliers de chargement. Avec ce type de test,  $k$  peut être évaluée de deux manières: les méthodes de détermination indirecte (théorie de Terzaghi) et directe (méthodes graphiques traditionnelle  $\ln(h_{t=0}/h)$  vs temps et des vitesses  $\Delta h/\Delta t$  vs  $h_m$ ).

L'objectif est de comparer ces différentes méthodes d'interprétation, en se basant sur un important nombre d'essais en laboratoire réalisé sur des argiles Champlain de la localité de Lachenaie et des mélanges sable-bentonite, et tenter d'expliquer les divergences observées sur les résultats. Les travaux se décomposent donc en deux parties, une analyse détaillée de la méthode du graphique des vitesses (Chapuis et al., 1981) et la réalisation d'un modèle numérique permettant de reproduire les essais en laboratoire.

La déformabilité des échantillons au cours de l'essai de perméabilité suite à l'application d'une charge hydraulique importante, tend à courber le début du graphique des vitesses et ainsi surestimer la conductivité hydraulique et l'erreur piézométrique  $h_0$ . La méthode du graphique des vitesses fournit une bonne estimation de  $k$  lorsque les essais sont prolongés et les vitesses décrivent parfaitement la partie linéaire du graphique. Ainsi, une valeur de  $h_0$  inférieure à 20 cm, réduit l'écart entre les valeurs de perméabilité déduites des méthodes traditionnelles et des vitesses à un ordre de grandeur. Cependant, une erreur piézométrique subsiste lorsque les essais sont prolongés. Des gradients de type chimiques et le phénomène d'osmose peuvent en être à l'origine. Le modèle numérique a permis d'obtenir des résultats additionnels. Les surpressions interstitielles, persistant suite à l'essai de consolidation, peuvent impacter les résultats de l'essai de perméabilité en modifiant les gradients d'écoulements. Le tassement secondaire semble être effectif tout au long de la consolidation, mais sa variation temporelle n'est pas considérée dans le modèle.

Finalement, des améliorations pourraient être apportées au modèle, en multipliant le nombre d'essais simulés et en intégrant de nouvelles formulations mathématiques pour décrire notamment les grandes déformations et la variation du fluage au cours de la consolidation.

## ABSTRACT

The knowledge of hydraulic conductivity  $k$  in fine-grained soils is essential in the design of civil engineering structures. This parameter can be determined in situ or by laboratory experiments. In this latter case, a lot of experiments and methods exist that can define hydraulic properties of tested materials. This study is based on variable-head permeability tests conducted between the loading steps of oedometer tests. With those tests, there are two ways to determine permeability: indirect methods (using the coefficient of consolidation with Terzaghi theory) or direct methods (semi-log plots representing the head difference against time and the velocity graph method).

The principal objective of this research project lies in comparing these different methods of interpretation. This comparison has been conducted on numerous laboratory tests performed on Champlain Clays from Lachenaie and sand-bentonite mixes. Part of this objective is also to attempt to explain the different  $k$ -values. This study is divided into two parts, a detailed analysis of the velocity graph method (Chapuis et al., 1981) and the development of a numerical model able to reproduce laboratory tests.

During the permeability test, the application of an important hydraulic head produces a sample deformation. This deformation tends to bend the initial part the velocity graph and over evaluates the permeability and the hydraulic error  $h_0$ . Therefore, to obtain a good estimation of  $k$  with the velocity graph method, permeability tests must be extended so that the data reaches the linear part of the graph. When the  $h_0$  value is larger than 20 cm,  $k$  is overestimated by half an order of magnitude. Nevertheless, an error remains even if tests are extended. This error could be caused by chemical gradients which also produce flow by osmosis. Some observations that were not noticeable in the laboratory were enabled by the numerical model. Thus, non-dissipated pore pressures resulting from the loading steps that precede the variable-head permeability tests may impact permeability test results by modifying flow gradients. Also, secondary settlement seems to be active throughout the consolidation. However, the variation of  $C_\alpha$  value is not accounted in the model.

Finally, this model could be improved by increasing the number of simulated tests and by integrating new compartmental laws that describe, for example, large strain deformations or variation of creep.



## TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE.....	III
REMERCIEMENTS .....	IV
RÉSUMÉ.....	V
ABSTRACT .....	VII
TABLE DES MATIÈRES .....	VIII
LISTE DES TABLEAUX.....	XI
LISTE DES FIGURES .....	XII
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS .....	XVIII
LISTE DES ANNEXES .....	XXII
CHAPITRE 1 INTRODUCTION.....	1
CHAPITRE 2 REVUE DE LA LITTÉRATURE.....	5
2.1 Le phénomène de consolidation et les essais œdométriques.....	5
2.1.1 Les mécanismes de la consolidation .....	5
2.1.2 Les essais œdométriques et leurs interprétations .....	11
2.1.3 Modèles mathématiques de la consolidation.....	23
2.2 Détermination de la conductivité hydraulique lors des essais œdométriques .....	27
2.2.1 Méthodes d'interprétation indirectes .....	27
2.2.2 Méthodes directes: les essais de perméabilité à charge variable.....	28
2.2.3 Comparaison des différentes méthodes et discussion .....	34
CHAPITRE 3 MÉTHODOLOGIE EXPÉRIMENTALE.....	36
3.1 Présentation des matériaux étudiés .....	36

3.1.1	Les argiles Champlain.....	36
3.1.2	Les mélanges sable-bentonite.....	42
3.2	Essais réalisés.....	46
3.2.1	Les essais œdométriques.....	46
3.2.2	Les essais de perméabilité à charge variable.....	49
CHAPITRE 4 RÉSULTATS DES ESSAIS EN LABORATOIRE.....		51
4.1	Analyse des essais de consolidation.....	51
4.1.1	Courbes typiques de tassement.....	51
4.1.2	Principaux paramètres de consolidation.....	55
4.2	Analyse de la perméabilité.....	62
4.2.1	Relation entre coefficient de perméabilité et indice des vides.....	62
4.2.2	Comparaison des méthodes (directe et indirectes).....	64
4.2.3	Analyse détaillée de la méthode du graphique des vitesses.....	67
4.2.4	Conclusion du chapitre.....	93
CHAPITRE 5 MODÉLISATION NUMÉRIQUE DES ESSAIS DE CONSOLIDATION ET DE PERMÉABILITÉ.....		95
5.1	Description du modèle numérique.....	96
5.1.1	Présentation du programme CONMULT pour la consolidation des argiles molles ..	96
5.1.2	Représentation mathématique de l'essai de perméabilité à charge variable.....	99
5.1.3	Des équations mathématiques au modèle numérique : utilisation du logiciel COMSOL.....	99
5.2	Représentation du problème.....	101
5.2.1	Matériaux testés.....	101
5.2.2	Géométrie du problème.....	101
5.2.3	Paramètres, conditions initiales et aux frontières.....	101

5.2.4 Synthèse du fonctionnement du modèle.....	103
5.3 Résultats .....	105
5.3.1 Évaluation du modèle.....	105
5.3.2 Analyse paramétrique.....	116
5.3.3 Vérification des hypothèses .....	129
5.4 Conclusion du chapitre et discussion .....	140
CHAPITRE 6 CONCLUSION .....	142
BIBLIOGRAPHIE .....	146
ANNEXES .....	158

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 3-1 : Propriétés des argiles Champlain.....	40
Tableau 4-1 : Résultats des différentes interprétations de l'essai de perméabilité de l'échantillon d'argile <i>FP-06-01R 20,17m</i> sous la contrainte de 1640 kPa.....	89
Tableau 4-2 : Principaux paramètres de consolidation pour les matériaux testés.....	93
Tableau 5-1 : Paramètres utilisés pour la modélisation du tassement de l'échantillon <i>FP-06-02R-6,84</i> .....	107
Tableau 5-2 : Paramètres utilisés pour la modélisation du tassement de l'essai <i>E4-O1</i> sur les mélanges sable-bentonite .....	111
Tableau 5-3 : Paramètres utilisés pour la modélisation de l'essai de perméabilité de l'échantillon <i>FP-06-02R-6,84</i> après le palier de chargement de 545 kPa.....	113
Tableau 5-4 : Comparaison des conductivités hydrauliques mesurées en laboratoire et modélisées .....	114
Tableau 5-5 : Conductivités hydrauliques estimées à partir des divers résultats de l'analyse paramétrique.....	129
Tableau 5-6 : Comparaison des conductivités hydrauliques et de l'erreur piézométrique pour différentes durées d'essai et différentes compressibilités .....	133

## LISTE DES FIGURES

Figure 2-1 : Analogie du ressort appliquée au phénomène de consolidation.....	8
Figure 2-2 : Évolution de la structure de l'argile Champlain au cours de la consolidation (d'après Delage & Lefebvre, 1984).....	11
Figure 2-3 : Courbes de tassement typiques.....	13
Figure 2-4 : Détermination graphique des paramètres de consolidation (adapté de Holtz & Kovacs, 1981).....	16
Figure 2-5 : Compressibilité d'une argile douée de consolidation différée (d'après Bjerrum, 1967) .....	18
Figure 2-6 : Classification des courbes de tassement dans le cas particulier d'un sol surconsolidé (adapté de Leonards & Altschaeffl, 1964) .....	20
Figure 2-7 : Méthode de Casagrande appliquée à l'échantillon FP-06-01R 12,55 au palier 16 kg ( $c_v = 0,557 \text{ m}^2/\text{an}$ ).....	21
Figure 2-8 : Méthode de Taylor appliquée à l'échantillon FP-06-01R 12,55 au palier 16 kg ( $c_v = 0,677 \text{ m}^2/\text{an}$ ) .....	22
Figure 2-9 : Continuité du débit en fonction du gradient hydraulique (d'après Olsen, 1984) .....	34
Figure 3-1 : Pourcentage de bentonite dans un mélange en fonction de la conductivité hydraulique (d'après Lundgren, 1981).....	43
Figure 3-2 : Évolution de la limite de liquidité et de la densité des solides du mélange en fonction de la teneur en bentonite.....	45
Figure 3-3 : Indice des vides initial en fonction de la teneur en eau initiale pour les mélanges étudiés.....	46
Figure 3-4 : Photographie des montages œdométriques et du système d'acquisition de données .	48
Figure 3-5 : Photographie d'un œdomètre lors d'un palier de compression .....	48
Figure 3-6 : Schématisation du montage expérimental (d'après Duhaime, 2012) .....	49
Figure 4-1 : Courbe de consolidation de l'échantillon d'argile <i>FP-06-02R-6,84</i> .....	52

Figure 4-2 : Courbes de tassement de l'échantillon d'argile <i>FP-06-02R-6,84</i> .....	53
Figure 4-3 : Courbes de tassement d'un mélange sable-bentonite, essai <i>E4-01</i> .....	54
Figure 4-4 : Présence de frottements dans l'œdomètre 3 lors de l'essai <i>E2-03</i> de consolidation d'un mélange sable-bentonite.....	54
Figure 4-5 : Variation de l'indice $C_c$ en fonction de $e_0$ (adapté de Leroueil et al., 1983) .....	56
Figure 4-6 : Évolution de $m_v$ en fonction de la contrainte appliquée pour l'argile de Lachenaie ..	58
Figure 4-7 : Évolution de $m_v$ et $C_x$ en fonction de la contrainte appliquée pour l'échantillon <i>FP-06-02R-6.84</i> .....	58
Figure 4-8 : Évolution de $C_\alpha$ en fonction de l'élévation .....	60
Figure 4-9 : Évolution du paramètre $C_\alpha$ en fonction de la contrainte appliquée pour l'échantillon d'argile <i>FP-06-02R-6,84</i> .....	60
Figure 4-10 : Évolution du rapport $C_\alpha/C_c$ en fonction de la contrainte appliquée normalisée par $\sigma'_p$ .....	61
Figure 4-11 : Relation entre l'indice des vides et $\log(k/k_0)$ , détermination du coefficient $C_k$ de l'argile de Lachenaie .....	63
Figure 4-12 : Relation entre $C_k$ et $e_0$ .....	64
Figure 4-13 : Comparaison entre $k$ direct et indirect dans le cas de l'argile de Lachenaie .....	66
Figure 4-14 : Comparaison entre $k$ direct et indirect dans le cas des mélanges sable-bentonite....	66
Figure 4-15 : Graphique des vitesses classique pour l'échantillon d'argile <i>FP-08-09R-15,90</i> .....	68
Figure 4-16 : Graphique adimensionnel des vitesses pour l'échantillon d'argile <i>FP-08-09R-15,90</i> .....	68
Figure 4-17 : Graphique des vitesses classique pour des essais sur les mélanges ( <i>E4-01</i> et <i>E1-01</i> ) .....	69
Figure 4-18 : Graphique adimensionnel des vitesses pour des essais sur les mélanges ( <i>E4-01</i> et <i>E1-01</i> ) .....	69

Figure 4-19 : Influence de $\Delta h_{min}$ sur les valeurs de $h_0$ et $k$ (échantillon <i>FP-06-02R-12,93</i> , 204 kPa)	71
Figure 4-20 : Comparaison des méthodes de détermination de $h_0$	73
Figure 4-21 : Relation entre l'erreur piézométrique et la contrainte verticale effective appliquée au palier de chargement de l'essai œdométrique pour les argiles de Lachenaie (essais ne dépassant pas 48h)	74
Figure 4-22 : Relation entre $h_0$ et $\sigma'_v$ pour les mélanges sable-bentonite (durée volontairement prolongée)	76
Figure 4-23 : Relation entre $h_0$ et $\sigma'_v$ pour les mélanges sable-bentonite (données limitées aux premières 24h)	76
Figure 4-24 : Influence de la durée de l'essai sur la valeur de l'erreur piézométrique	77
Figure 4-25 : Influence de la perte de charge totale sur l'évaluation de $h_0$	77
Figure 4-26 : Déplacement de l'échantillon de mélange sable-bentonite ( <i>E5-O2</i> ) au cours des essais de perméabilité	79
Figure 4-27 : Gonflement dans les échantillons de sable-bentonite au début de l'essai de perméabilité	80
Figure 4-28 : Graphique des vitesses et déformations de l'échantillon ( <i>E5-O2-3,4kPa</i> )	81
Figure 4-29 : Graphique des vitesses et déformations de l'échantillon ( <i>E4-O2-8,5</i> )	81
Figure 4-30 : Solution de Hsieh et al. (1981) pour l'échantillon d'argile <i>FP-08-09R-15,90</i>	83
Figure 4-31 : Solution de Hsieh et al. (1981) pour des essais sur les mélanges ( <i>E1-O1</i> et <i>E4-O1</i> )	83
Figure 4-32 : Schématisation des différents écoulements présents dans l'échantillon	86
Figure 4-33 : Contributions des écoulements de Darcy et osmotique sur le graphique des vitesses	86
Figure 4-34 : Hauteur d'eau dans la burette équivalente aux déformations de l'échantillon ( <i>E5-O2-3,4 kPa</i> )	87

Figure 4-35 : Correspondance entre l'erreur piézométrique $h_0$ et les valeurs de $k$ des deux méthodes d'interprétation (semi-logarithmique et optimisation de Chiasson).....	90
Figure 4-36 : Correspondance entre l'erreur piézométrique $h_0$ et les valeurs de $k$ des deux méthodes d'interprétation (semi-logarithmique et graphique des vitesses).....	90
Figure 4-37 : Interprétation traditionnelle de l'essai de perméabilité à charge variable de l'échantillon d'argile <i>FP-06-01R 20,17m</i> sous la contrainte de 1640 kPa.....	91
Figure 4-38 : Graphique des vitesses pour l'échantillon d'argile <i>FP-06-01R 20,17m</i> sous la contrainte de 1640 kPa .....	91
Figure 4-39 : Influence de la durée de l'essai sur la différence entre les valeurs de $k$ des deux méthodes d'interprétation (semi-logarithmique et graphique des vitesses).....	92
Figure 5-1 : Définition de $t^*$ (d'après magnan et al., 1979).....	98
Figure 5-2 : Diagramme synthétisant le fonctionnement du modèle .....	104
Figure 5-3 : Tassements observé et modélisé de l'échantillon <i>FP-06-02R-6,84</i> sous une contrainte de 204 kPa (sol à l'état surconsolidé, courbe de type II selon Leonards et Altschaeffl, 1964) .....	109
Figure 5-4 : Tassements observé et modélisé de l'échantillon <i>FP-06-02R-6,84</i> sous une contrainte de 341 kPa ( $\sigma'_v$ proche de $\sigma'_p$ , courbe de type III selon Leonards et Altschaeffl, 1964) .....	109
Figure 5-5 : Tassements observé et modélisé de l'échantillon <i>FP-06-02R-6,84</i> sous une contrainte de 545 kPa (sol dans le domaine normalement consolidé, courbe de type I selon Leonards et Altschaeffl, 1964).....	110
Figure 5-6 : Tassements observé et modélisé de l'échantillon <i>FP-06-02R-6,84</i> sous une contrainte de 1091 kPa (sol dans le domaine normalement consolidé) .....	110
Figure 5-7 : Tassements observés et modélisés de l'essai <i>E4-O1</i> sur les mélanges sable-bentonite sous une contrainte de 8,5 kPa .....	112
Figure 5-8 : Tassements observés et modélisés de l'essai <i>E4-O1</i> sur les mélanges sable-bentonite sous une contrainte de 17 kPa .....	112



Figure 5-9 : Interprétation traditionnelle de l'essai de perméabilité sur le mélange sable-bentonite <i>E4O1-8,4kPa</i> .....	115
Figure 5-10 : Graphique des vitesses adimensionnel de l'essai de perméabilité sur le mélange sable-bentonite <i>E4O1-8,4kPa</i> .....	115
Figure 5-11 : Influence du paramètre $C_x$ sur les courbes de tassement au palier de chargement de 545 kPa (échantillon d'argile <i>FP-06-02R-6,84</i> ).....	117
Figure 5-12 : Influence du paramètre $C_k$ sur les courbes de tassement ( $k_0 = 8 \times 10^{-10}$ m/s).....	119
Figure 5-13 : Influence du paramètre $k_0$ sur les courbes de tassement ( $C_k = 0,79$ ).....	119
Figure 5-14 : Relation entre $k$ et $e$ en fonction des paramètres imposés .....	120
Figure 5-15 : Influence du paramètre $t_p$ sur les courbes de consolidation .....	121
Figure 5-16 : Influence du paramètre $C_\alpha$ sur les courbes de consolidation.....	122
Figure 5-17 : Influence de la compressibilité du matériau et du tassement secondaire sur le graphique de $\ln(h_{t=0}/h)$ en fonction du temps.....	125
Figure 5-18 : Influence de la compressibilité du matériau et du tassement secondaire sur le graphique $\ln(h_{t=0}/h)$ vs temps, au début de l'essai.....	126
Figure 5-19 : Influence de la compressibilité du matériau et du tassement secondaire sur le graphique adimensionnel des vitesses.....	126
Figure 5-20 : Évolution de la conductivité hydraulique au cours de l'essai de perméabilité en fonction des différents paramètres .....	127
Figure 5-21 : Évolution des déplacements de l'échantillon au cours de l'essai de perméabilité en fonction des différents paramètres .....	127
Figure 5-22 : Influence de la compressibilité sur le graphique adimensionnel des vitesses ( <i>E1-O1-68 kPa</i> ) .....	131
Figure 5-23 : Déplacements de l'échantillon lors de l'essai de perméabilité ( <i>E1-O1-68 kPa</i> )....	131
Figure 5-24 : Influence de la compressibilité sur le graphique adimensionnel des vitesses ( <i>E4-O1-8,5kPa</i> ) .....	132
Figure 5-25 : Déplacements enregistrés lors de l'essai de perméabilité ( <i>E4-O1-8,5kPa</i> ) .....	132

Figure 5-26 : Déplacements modélisés pour l'essai <i>E4-01</i> lors de différents essais de perméabilité à gradient hydraulique constant.....	134
Figure 5-27 : Surpressions non dissipées à différents stades de la consolidation ( <i>E4-01-8,5kPa</i> ) .....	135
Figure 5-28 : Graphique adimensionnel des vitesses adimensionnel pour différents stades de consolidation du matériau .....	136
Figure 5-29 : Tassements de l'échantillon durant l'essai de perméabilité pour différents stades de consolidation .....	137
Figure 5-30 : Conductivité hydraulique en fonction des pressions interstitielles au début de l'essai .....	139
Figure 5-31 : Influence de la durée de l'essai et des surpressions sur l'évaluation de $h_0$ .....	139

## LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

### Sigles

<i>Ex-Oy-z kPa</i>	Essai numéro x sur l'œdomètre y à la contrainte z pour les mélanges
<i>FP-0x-yR-z</i>	Échantillon d'argile provenant du forage y à une profondeur de z m et prélevé au cours de l'année 200x
<i>IG</i>	Indice de gonflement libre de la bentonite
<i>LIR</i>	Load Incremental Ratio
<i>OCR</i>	Rapport de consolidation

### Symboles latin

<i>a</i>	Section interne de la burette
<i>a<sub>v</sub></i>	Coefficient de compressibilité
<i>A</i>	Section de l'échantillon
<i>b</i>	Coefficient de Biot
<i>c</i>	Coefficient de forme
<i>c<sub>u</sub></i>	Résistance au cisaillement à l'état intact
<i>c<sub>v</sub></i>	Coefficient de consolidation
<i>C<sub>c</sub></i>	Indice de compression
<i>C<sub>c</sub>'</i>	Indice de compression durant l'essai de perméabilité
<i>C<sub>k</sub></i>	Indice de variation de la perméabilité
<i>C<sub>r</sub></i>	Indice de recompression
<i>C<sub>r</sub>'</i>	Indice de recompression durant l'essai de perméabilité
<i>C<sub>x</sub></i>	Indice de compression ou de recompression
<i>C<sub>α</sub></i>	Coefficient de tassement secondaire ou fluage
<i>C<sub>α</sub>'</i>	Coefficient de tassement secondaire durant l'essai de perméabilité

$d$	Abscisse utilisée dans la méthode de Taylor
$d_{10}$	Diamètre des grains équivalent au passage de 10% de la masse totale
$d_{60}$	Diamètre des grains équivalent au passage de 60% de la masse totale
$e$	Indice des vides
$e_d$	Indice des vides à la fin de la consolidation primaire
$e_i$	Indice des vides avant l'application de la contrainte
$e_0$	Indice des vides initial
$e^*$	Indice des vides situé sur une courbe $e\text{-}\log(\sigma'_v)$ du diagramme de Bjerrum
$G_s$	Densité des solides
$h$	Différence de charge hydraulique
$h_m$	Différence de charge hydraulique moyenne
$h_0$	Erreur piézométrique
$h_{(t=0)}$	Différence de charge initiale
$H_{dr}$	Longueur du chemin de drainage
$i$	Gradient hydraulique
$i_0$	Gradient hydraulique critique
$k$	Conductivité hydraulique ou Coefficient de perméabilité
$k_{Casagrande}$	Conductivité hydraulique obtenue par la méthode indirecte de Casagrande
$k_{nv}$	Conductivité hydraulique déterminée par l'interprétation classique des essais de perméabilité à niveau variable.
$k_{Taylor}$	Conductivité hydraulique obtenue par la méthode indirecte de Taylor
$k_0$	Conductivité hydraulique initiale de l'échantillon
$L$	Hauteur de l'échantillon
$L_i$	Hauteur de l'échantillon avant l'application de la contrainte
$m_v$	Coefficient de compressibilité volumique

$n$	Porosité
$s_c$	Tassement de consolidation primaire
$s_t$	Tassement total
$s_a$	Tassement secondaire ou fluage
$s_0$	Tassement avant le début de la consolidation
$s_{50}$	Tassement obtenu à 50% de la consolidation
$s_{100}$	Tassement final
$S_r$	Degré de saturation
$S_t$	Sensibilité
$t_p$	Temps décrivant l'état de fluage du matériau avant le chargement
$t_x$	Temps correspondant à x% de la consolidation
$t^*$	Temps fictif permettant le calcul du fluage
$u$	Pression interstitielle
$u_0$	Pression interstitielle initiale
$w$	Surpression interstitielle
$w_L$	Limite de liquidité
$w_N$	Teneur en eau naturelle
$w_P$	Limite de plasticité
$w_0$	Teneur en eau initiale

### **Symboles grecs**

$\alpha$	Paramètre de la méthode de Hsieh et al. (1981)
$\beta$	Paramètre de la méthode de Hsieh et al. (1981)
$\gamma_w$	Poids volumique de l'eau
$\Delta h_{min}$	Intervalle de charge minimal entre les valeurs de $h_m$

$\Delta h/\Delta t$	Taux de diminution de la différence de charge
$(\Delta h/\Delta t)_x$	$\Delta h/\Delta t$ lorsque la charge moyenne correspond à $x$ $h_{t=0}$
$\Delta u$	Variation de pression
$\Delta \varepsilon_v$	Variation des déformations verticales
$\Delta \sigma$	Variation de contrainte
$\sigma_{v0}$	Contrainte verticale initiale
$\sigma_{v1}$	Contrainte verticale imposée par le premier palier de chargement
$\sigma_t$	Contrainte totale verticale
$\sigma'_p$	Contrainte de préconsolidation
$\sigma'_v$	Contrainte effective verticale
$\sigma'_{vi}$	Contrainte effective avant l'application de la contrainte
$\varphi_i$	Racines d'une équation de la méthode de Hsieh et al. (1981)

## LISTE DES ANNEXES

Annexe 1 : Quelques principes de base de géotechnique : les relations de phases.....	158
Annexe 2 : Minéralogie et structure de la bentonite .....	161
Annexe 3 : Théorie de la consolidation unidimensionnelle par Terzaghi .....	165
Annexe 4 : Évolution des surpressions interstitielles au cours de l'essai de perméabilité.....	169
Annexe 5 : Déformations observées et modélisées au cours d'un essai de perméabilité.....	171
Annexe 6 : Comparaison des graphiques des vitesses avec le modèle numérique et de la solution de Hsieh et al. (1981) .....	173

## CHAPITRE 1 INTRODUCTION

Au regard de l'évolution de nos sociétés, la gestion des matières résiduelles est un enjeu de taille. Cette gestion peut se matérialiser par l'enfouissement à long terme des déchets non valorisables. Selon la réglementation du Ministère de l'environnement, seuls les sols très peu perméables, capables de contenir le lixiviat et éviter la contamination des aquifères (réserves d'eau potable) sont candidats à cette technique. En général, ce sont les terrains présentant une importante couche d'argile en profondeur. Cependant, l'estimation de la conductivité hydraulique  $k$  est un exercice complexe et comporte un certain nombre d'incertitudes (il existe de nombreuses techniques in-situ et ex-situ). De plus, l'argile est un sol élastique comparable à une éponge : sous l'action d'une pression, de l'eau va être drainée vers les couches de sols plus perméables et le matériau va se tasser. Au contraire, si on relâche la pression, le matériau va à nouveau se déformer pour tenter de retourner vers son état initial. L'analogie s'arrête là, des phénomènes très complexes interviennent dans le comportement du matériau et une variation des conditions extérieures peut modifier les propriétés du sol. Ainsi, la surcharge appliquée sur le sol, due à l'entreposage des déchets, va avoir un impact sur la perméabilité des argiles. Un protocole expérimental tente de reproduire ces phénomènes à petite échelle : les essais œdométriques qui, par chargements successifs appliqués à un échantillon (cylindrique de 2 cm de hauteur et de 10 cm de diamètre) permettent de connaître la réponse du matériau. Dans le cas des sols fins, le tassement est un phénomène pouvant se prolonger sur des périodes de temps importantes. L'exemple le plus probant est celui des tassements de l'hôtel Empress à Victoria (Crawford, 1971), bâti sur des argiles marines, où des tassements moyens de l'ordre de 70 cm ont pu être étudiés sur plus de 50 ans. Ce long processus est aussi appelé consolidation. Depuis les années 30, l'intérêt porté à ce phénomène a permis de raffiner les connaissances sur les mécanismes menant à la consolidation des sols fins et de voir naître les premiers modèles mathématiques prédictifs. Terzaghi (1925), en faisant l'analogie de la consolidation avec la dissipation de la chaleur à travers une tige en métal, a fourni la théorie générale, encore employée aujourd'hui, de la consolidation unidimensionnelle.

Il existe deux types d'approches pour examiner un sol et sa perméabilité; les études in situ et en laboratoire. Dans les deux cas, les démarches expérimentales et leurs interprétations peuvent



être variées. Ce mémoire s'intéresse particulièrement aux essais de consolidation œdométrique et aux essais de perméabilité à niveau variable, réalisés entre les paliers de chargement de l'œdomètre. Avec ce type de test, la conductivité hydraulique du matériau peut être évaluée de deux manières: les méthodes de détermination indirecte et directe.

L'approche indirecte se base sur la théorie de Terzaghi en utilisant le coefficient de consolidation  $c_v$  défini graphiquement sur les courbes de tassement. Mais cette théorie très simplificatrice est loin de prendre en compte tous les phénomènes de la consolidation et cela se traduit par des écarts importants avec les valeurs de  $k$  déterminées par l'essai de perméabilité, notamment dans le cas des argiles surconsolidées (Mesri & Olson 1971; Leroueil et al., 1985). Ainsi, une amélioration des équations décrivant la consolidation dans la théorie permettrait d'obtenir des conductivités hydrauliques plus représentatives. L'avantage de la méthode indirecte est de réduire la durée totale de l'expérimentation (en évitant la réalisation des essais de perméabilité).

Les essais de perméabilité à niveau variable sont reconnus pour donner une bonne représentation de l'état hydraulique du matériau (Leroueil et al., 1985). Mais les méthodes d'interprétations ne sont pas uniques, elles se basent toutes sur la loi de Darcy, la conservation des débits et l'hypothèse d'un matériau totalement rigide, mais prennent des formes mathématiques différentes. Habituellement,  $k$  est évaluée à partir de la pente du graphique semi-log ( $h_{t=0}/h$ ) vs temps. Chapuis et al. (1981) ont développé une méthode d'interprétation centrée sur l'évolution des vitesses au cours de l'essai de perméabilité. Cette méthode appliquée à des essais de perméabilité in situ sur un sol argileux a mis en évidence la présence d'une erreur piézométrique  $h_0$  lors de l'évaluation de la charge hydraulique, mais aussi des déformations du squelette granulaire du sol (Chapuis et al., 1981; Chapuis, 1998; Duhaime, 2012). Ainsi, la considération d'un matériau rigide est remise en question pour les sols particulièrement compressibles, mais est-ce que ces déformations ont un impact notoire sur les résultats de perméabilité?

Ce projet s'insère dans une importante étude de caractérisation des argiles Champlain, stimulée par la société BFI de Lachenaie (entité spécialisée dans la gestion des déchets solides non dangereux en Amérique du Nord). Entre 2006 et 2008, trois campagnes de forages ont été entreprises sur le site de Lachenaie (nord-est de l'île de Montréal) pour un total de 9 sites de

forages sur une superficie de 50 km<sup>2</sup>. Des échantillons ont été prélevés en grand nombre et les essais réalisés fournissent une importante base de données.

La problématique de la présente étude s'articule donc autour des différentes méthodes d'interprétation de la conductivité hydraulique pour les argiles Champlain. Afin d'explorer ce sujet, des objectifs ont été définis :

- Interpréter les données relatives aux essais de perméabilité sur les argiles Champlain en laboratoire et à l'aide du graphique des vitesses et comparer les résultats avec d'autres méthodes d'interprétation, directes et indirectes.
- Évaluer les erreurs piézométriques associées aux essais de perméabilité sur les argiles Champlain. Tenter de les corrélérer avec les autres paramètres de l'essai et établir des hypothèses relatives à leur origine.
- Mettre en avant les phénomènes observés, par l'étude des mélanges sable-bentonite et adapter les protocoles expérimentaux afin de valider certaines des hypothèses.
- Développer un modèle numérique capable de reproduire les résultats des essais de consolidation et de perméabilité obtenus au laboratoire.
- Tester, à l'aide du modèle numérique, les hypothèses établies lors de l'analyse expérimentale et identifier les paramètres influençant les résultats des essais.

L'énumération des objectifs suggère une décomposition des travaux en deux volets : analyse expérimentale et simulations numériques. Ce document retrace le cheminement méthodologique entrepris dans ces recherches. Suite à cette introduction, une revue de littérature tente de familiariser le lecteur avec le principe de la consolidation, en décrit les mécanismes, les essais associés et leurs interprétations. Elle recensera également quelques recherches sur des théories de consolidation existantes. Cette partie est complétée par une description et une comparaison des méthodes directes et indirectes d'évaluation de  $k$ . L'accent est porté sur les méthodes d'interprétation des essais de perméabilité à niveau variable (méthode directe). La méthode traditionnelle d'interprétation des essais, celle du graphique des vitesses, ainsi que la solution proposée par Hsieh et al. (1981) sont décrites. Un troisième chapitre introduit les matériaux testés dans cette étude, les protocoles expérimentaux auxquels ils ont été soumis et les installations utilisées au laboratoire. L'ensemble des résultats des essais de consolidation et de

perméabilité est synthétisé dans le chapitre 4. Une analyse détaillée des graphiques des vitesses renseigne sur son efficacité, son applicabilité ainsi que les avantages qu'ils présentent. Enfin, un dernier chapitre présente le modèle numérique sélectionné pour décrire les observations expérimentales. Il n'est pas question, ici, de chercher à mettre en équation l'ensemble des phénomènes identifiés, mais de tenter d'expliquer les résultats obtenus au laboratoire. Le modèle numérique est dans un premier temps testé par une comparaison avec les résultats des essais de laboratoire et une analyse paramétrique, puis d'autres configurations sont étudiées afin de vérifier les hypothèses établies au chapitre précédent. Finalement, la conclusion permettra de résumer l'ensemble des observations et résultats, et de mettre en lumière les perspectives de recherche qui découlent de ce projet.

## **CHAPITRE 2 REVUE DE LA LITTÉRATURE**

L'étude comportementale des sols est un domaine largement documenté. De nombreux travaux, motivés par l'industrie de la construction, se sont orientés vers la description des mécanismes de déformation et leurs mises en équation. Nous traiterons ici seulement du phénomène de consolidation des sols fins à travers l'analyse des essais œdométriques. Une caractéristique du sol en particulier est le moteur de ces recherches : la faible conductivité hydraulique. Les méthodes d'analyses des essais en laboratoire sont nombreuses et certains phénomènes pouvant interférer sur les résultats sont bien connus.

### **2.1 Le phénomène de consolidation et les essais œdométriques**

Cette première partie a pour objectif de familiariser le lecteur avec le principe de consolidation. D'abord, les mécanismes responsables des déformations des sols et l'évolution de la structure granulaire qui en résulte seront détaillés. Ensuite, la présentation des tests de laboratoire couramment employés pour la reconstitution de ce phénomène ainsi que leur interprétation, permettront d'introduire les principaux paramètres décrivant le comportement des sols fins en compression. Puis, un point de vue plus mathématique sera abordé par l'introduction de la première théorie de la consolidation unidimensionnelle de Terzaghi (1925) et de ses développements depuis 1925.

#### **2.1.1 Les mécanismes de la consolidation**

Lorsqu'un sol fin est soumis à une contrainte, des phénomènes hydrauliques et mécaniques se combinent pour produire un tassement. C'est ce que ce chapitre tente d'expliquer en faisant intervenir le concept de contrainte effective et des comportements analogues, déjà observés en mécanique. Des rappels sur quelques principes et définitions de base de géotechnique, auxquels nous aurons constamment recours dans cette étude, sont disponibles dans l'annexe 1. Une fois les phénomènes de la consolidation bien assimilés, l'influence de certains paramètres pourra être discutée.

### 2.1.1.1 Concept de contrainte effective et déformation

Lorsqu'un sol est soumis à sollicitation, que ce soit une augmentation ou diminution de contrainte, ou encore le poids propre du sol, les forces résultantes se répartissent entre les particules solides et le fluide interstitiel. Ainsi, on appelle pression interstitielle ( $u$ ) ou pression hydrostatique, la pression exercée par l'ensemble du fluide sur les grains solides. La contrainte effective ( $\sigma'_v$ ), quant à elle, résulte des forces transmises par des contacts isolés entre grains solides. La contrainte totale ( $\sigma_t$ ) s'appliquant sur le sol peut être décomposée entre les forces agissant entre les grains solides et les forces de pressions dues au fluide. Cette répartition des charges se met en équation via la relation de Terzaghi pour les milieux saturés:

$$\sigma_t = \sigma'_v + u \quad (2.1)$$

La contrainte effective est donc la différence entre la contrainte totale appliquée qui mène à une réduction des pores et la pression hydrostatique interne, qui elle, tend à la dilatation des pores. La notion de contrainte effective est généralisée par l'introduction du coefficient de Biot noté  $b$ , par l'auteur du même nom, à partir de considérations énergétiques :

$$\sigma'_v = \sigma_t - bu \quad (2.2)$$

La contrainte effective a été introduite comme la force agissant sur les solides, mais actuellement elle a pris la signification de la force responsable des déformations.

Le changement de contrainte entraîne des déformations du sol. Dans le cas d'un chargement produit par la construction d'un remblai, ces déformations comprendront des déformations verticales, latérales et angulaires. En laboratoire par contre, la consolidation œdométrique entraîne seulement des déformations verticales. Les déformations latérales et angulaires sont pour leurs parts nulles. Une diminution des contraintes, causée par exemple par une excavation, peut créer un gonflement du sol alors qu'au contraire, une augmentation des contraintes va générer un tassement. Dans la deuxième situation, la réduction du volume de sol peut s'expliquer par trois principaux facteurs :

- la déformation du squelette solide,
- la compression de l'air et de l'eau contenus dans les vides du sol, et

- l'expulsion de l'air et de l'eau contenus dans les pores, qui s'accompagne d'un réarrangement des grains de sol et d'une diminution de l'indice des vides ( $e$ ).

En réalité, les déformations des particules solides et la compressibilité de l'eau et de l'air sont négligeables. C'est donc le réarrangement des grains, qui amène l'expulsion de l'eau hors des espaces inter granulaires d'un sol saturé, qui est la raison principale des tassements. L'amplitude des déformations dépend du type de sol sollicité et de ses propriétés intrinsèques. Dans le cas des matériaux élastiques et grossiers, les déformations sont instantanées et restent relativement faibles. Pour les matériaux fins plastiques, la réponse aux sollicitations extérieures est plus longue et les déplacements engendrés sont de plus grande ampleur.

On s'intéressera ici seulement aux déformations causées par une augmentation de contrainte pour les sols fins saturés. Dans ce cas particulier, les tassements engendrés sont le résultat de la consolidation du sol, phénomène complexe que nous tenterons d'approcher à la section suivante.

### 2.1.1.2 Analogie avec la mécanique

L'analogie du ressort est souvent employée pour décrire les mécanismes de la consolidation (figure 2-1). Le système étudié est composé d'un cylindre rempli d'eau contenant un ressort en forme de spirale sur lequel est monté un piston (percé de trous fins) servant à appliquer une contrainte (figure 2-1a). Un manomètre est installé à la base du cylindre et indique la pression hydrostatique. À l'équilibre (avant l'application d'une contrainte), le poids du piston ( $\sigma_{v0}$ ) est supporté par le ressort et la pression de l'eau, aucun écoulement n'est visible par les ouvertures du piston et le manomètre indique la pression initiale  $u_0$  (la pression interstitielle au bas du cylindre n'est pas nulle et correspond au poids de la colonne d'eau sus-jacente). Lorsque l'on applique une augmentation de contrainte ( $\Delta\sigma$ ) au système via le piston, celle-ci est instantanément reprise par l'eau et le manomètre indique la pression  $u_0 + \Delta u$  (avec  $\Delta u = \Delta\sigma$ ). On suppose alors que l'eau est incompressible et qu'initialement elle ne peut pas sortir du cylindre, il n'y a pas d'action sur le ressort (figure 2-1b). Les ouvertures dans le piston sont suffisamment petites pour opposer une résistance à l'expulsion de l'eau, qui ne peut s'écouler que très lentement du cylindre. L'évacuation lente de l'eau correspond à la dissipation de l'excès de pression interstitielle ( $\Delta u$ ) et à la transmission de la contrainte au ressort. Pour respecter la

distribution des contraintes, la diminution des pressions hydrostatique entraîne l'augmentation graduelle des contraintes effectives (figure 2-1c).

L'équilibre final est atteint lorsque qu'il n'y a plus d'écoulement hors du cylindre, c'est-à-dire que l'excès de pression interstitielle est totalement dissipé et que le ressort est soumis à la contrainte  $\sigma_{v0} + \Delta\sigma$ .

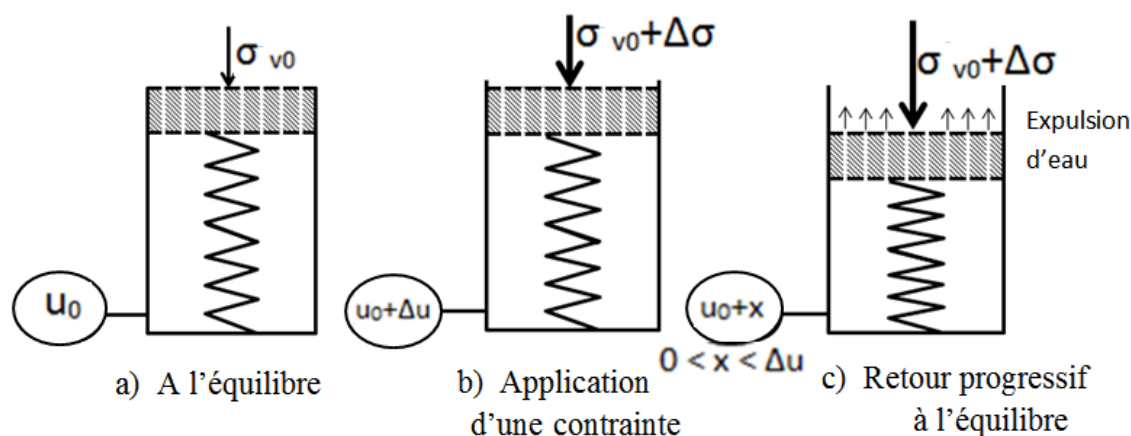


Figure 2-1 : Analogie du ressort appliquée au phénomène de consolidation

Imaginons à présent un montage en série de plusieurs pistons et ressorts. La pression est toujours appliquée par le piston supérieur et le fluide ne peut être évacué vers l'extérieur du système que par les ouvertures de celui-ci. Ainsi, l'eau présente dans la partie inférieure du système doit traverser plus d'étapes pour être évacuée, de sorte que les raccourcissements des ressorts sont plus rapides dans la partie supérieure. Dans ce cas, la surpression de l'eau augmente avec la profondeur.

Les processus décrits ci-dessus donnent une image des phénomènes ayant lieu dans une couche de sol fin pour laquelle les déformations sont unidimensionnelles (pas de déformation transversale) et sans frottements entre les parois. Le ressort symbolise le squelette granulaire du sol, la limitation de l'évacuation de l'eau hors du cylindre équivaut à la perméabilité réduite du sol, et le poids du piston au poids des terres des couches de sols supérieures. Lorsque le fluide interstitiel est chassé, les grains de sols se réarrangent suivant une configuration plus dense et plus stable, ce qui conduit à un changement de porosité ( $n$ ). L'analogie montre aussi que la

consolidation progresse des zones externes vers les zones internes de la couche. La grande résistance qui s'oppose au déplacement de l'eau à travers les espaces interstitiels explique la lenteur du processus d'évolution vers l'état d'équilibre. Un autre mécanisme de compression intervient au sein de l'échantillon une fois les surpressions interstitielles dissipées : la consolidation secondaire. Les causes en sont multiples et difficilement identifiables. La section 2.1.2.2.1 traite plus en profondeur du problème.

### **2.1.1.3 Influence de la conductivité hydraulique**

La vitesse et l'amplitude de la consolidation pour une sollicitation donnée, sont liées aux caractéristiques du sol. Outre l'épaisseur de la couche de sol et les distances de drainage, qui sont des paramètres géométriques du problème, la vitesse de dissipation des surpressions interstitielles va être directement liée à la perméabilité et à la compressibilité du sol.

La conductivité hydraulique d'un sol ( $k$ ) est fonction de plusieurs facteurs (Mesri & Olson, 1971; Leroueil et al., 1985; Madsen & Mitchell, 1988). Les plus importants sont recensés ci-dessous :

- la granulométrie : la dimension et la distribution des particules contrôlent la dimension des pores;
- l'indice des vides ( $e$ );
- l'arrangement des particules ou la tortuosité;
- la nature du fluide interstitiel : importance de la viscosité et du poids volumique (qui sont aussi fonction de la température). Des interactions chimiques, générant un gradient, peuvent avoir lieu dans le sol, surtout avec les minéraux argileux;
- le degré de saturation ( $S_r$ );
- la porosité secondaire : c'est-à-dire la présence de fissures, canaux qui forment des chemins d'écoulement préférentiels.

La présence de nombreux modèles prédictifs de perméabilité qui utilisent les données granulométriques et l'indice des vides (Chapuis, 2012), et les multiples relations expérimentales reliant la perméabilité avec l'indice des vides, montrent l'influence majeure de la porosité. Cependant, il faut noter qu'il existe dans le matériau des porosités effectives et non effectives : la porosité non effective représente un vide dans la structure du matériau, mais qui ne contribue pas



forcement à l'écoulement de l'eau. Les espaces de la porosité non effective sont compressibles sans toutefois influencer sur la perméabilité, hormis le cas où la réorganisation des solides permet la connexion des pores isolés aux chemins d'écoulements (Scholes et al., 2007). Ainsi, si le rôle de la perméabilité est incontestable dans la consolidation, son influence reste toutefois difficile à estimer.

#### **2.1.1.4 D'un point de vue microscopique**

Nous venons de voir que la consolidation des matériaux fins est liée à l'expulsion d'eau et que sa vitesse est gouvernée principalement par la conductivité hydraulique. Il est à présent intéressant de regarder ce qui se passe réellement à l'échelle microscopique lors de la compression du sol. Delage & Lefebvre (1984) ont utilisé le microscope électronique à balayage pour étudier l'évolution de la structure des argiles Champlain (localité de Saint Marcel) durant la consolidation. Les microphotographies (figure 2-2) illustrent le changement d'organisation structurale au sein des argiles suite à des chargements successifs de 124, 421 et 1452 kPa (pour le sol analysé la contrainte de préconsolidation,  $\sigma'_p$  vaut 54 kPa). À l'état intact (Figure 2-2a) on peut estimer la taille des agrégats à 5  $\mu\text{m}$  (cercle blanc), des feuillets à 0,5  $\mu\text{m}$  (flèche blanche) et les distances entre les agrégats (1  $\mu\text{m}$ ). On observe également la présence d'une double porosité, inter agrégats et intra agrégats, qui représente respectivement 70% et 30% de la porosité totale. Ces termes sont définis précisément en annexe 2. Au cours de la consolidation (figures 2-2b, c et d) cette double organisation de la porosité persiste, mais il apparaît de l'anisotropie (orientation horizontale des pores et des particules).

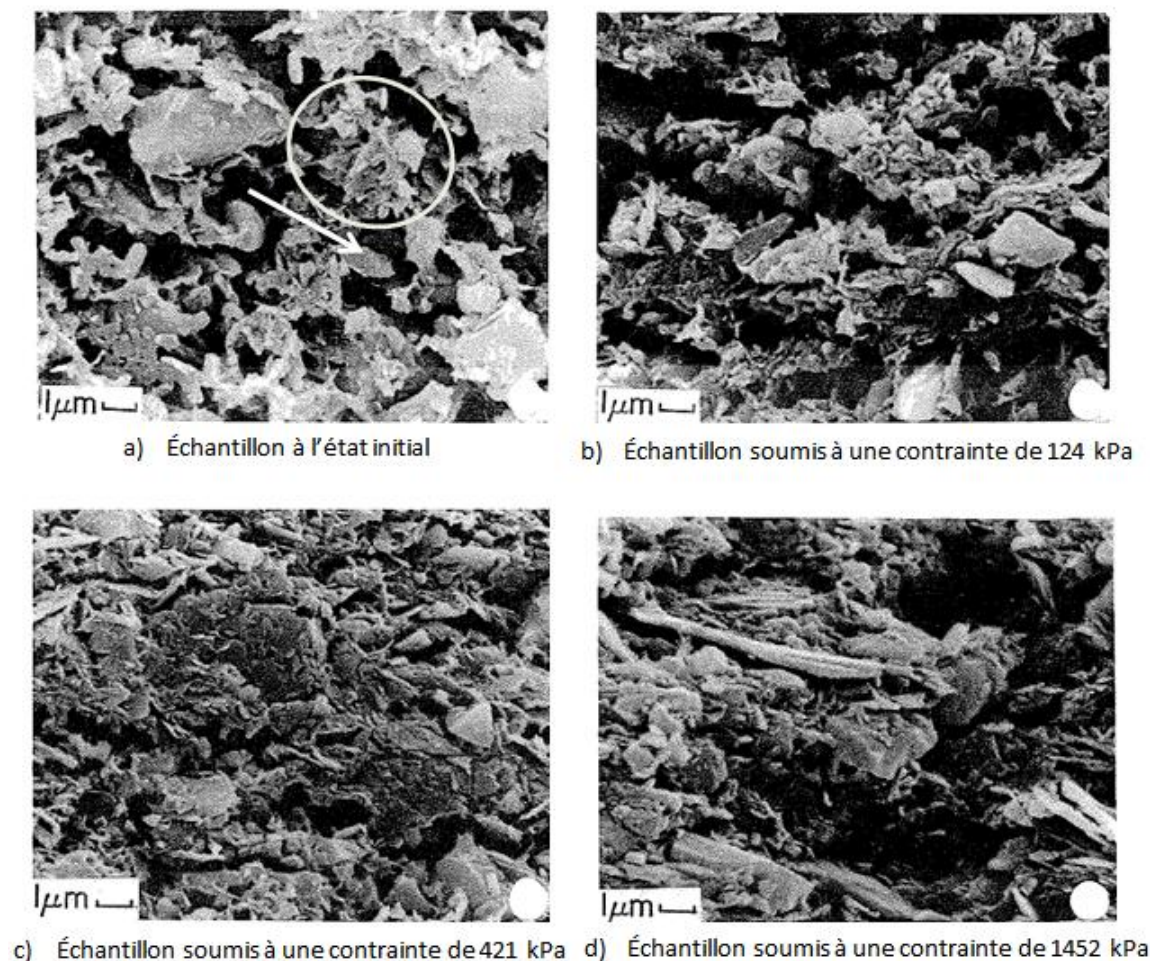


Figure 2-2 : Évolution de la structure de l'argile Champlain au cours de la consolidation (d'après Delage & Lefebvre, 1984)

## 2.1.2 Les essais œdométriques et leurs interprétations

Il ne s'agit pas ici de décrire en détail ce type d'essai et ses adaptations, mais de présenter son fonctionnement et son interprétation, dans le but d'introduire les principaux paramètres de consolidation qui seront employés par la suite. Une description plus précise des équipements et du protocole expérimental mené dans le cadre de cette étude sera présentée à la section 3.2.1.

### 2.1.2.1 Brève description des essais

Les essais œdométriques reproduisent les conditions de déformation du sol dans le cas idéal où le sol est horizontal, soumis à un chargement uniforme et où seulement les déplacements

verticaux sont permis. Les principes de l'essai ont été établis dans les travaux de Taylor et Merchant (1940) et sont toujours d'actualité. Des variantes des essais, utilisant un gradient contrôlé ou une vitesse de déformation constante, ont été développées dans les années 70 (Magnan, 1986). Nous décrirons ici seulement les essais classiques de consolidation.

Le protocole d'essai impose au sol des chargements successifs et le suivi des déformations permet de caractériser le comportement du sol en compression. Selon la norme ASTM D2435, la contrainte est appliquée pour une durée généralement de 24h avant d'être incrémentée suivant un *LIR* (Load Increment Ratio) de 1. Les contraintes peuvent aussi bien être relâchées progressivement par paliers afin de caractériser le gonflement de l'échantillon. Les montages peuvent être adaptés afin de réaliser un essai de perméabilité à niveau variable entre les étapes de chargement. Mais ces techniques prolongent encore la durée des essais, même si l'étude de la perméabilité est restreinte à 24 heures.

Cependant la démarche expérimentale peut être modifiée selon les objectifs de l'étude. Dans de nombreuses situations, pour un gain de temps non négligeable, la durée des étapes de chargement peut être écourtée dès la fin du tassement primaire et le *LIR* peut être augmenté pour atteindre des contraintes importantes sans multiplier les étapes de chargement. Or, il a été prouvé que certaines variations dans l'exécution du test influencent les résultats des essais (Kabbaj et al., 1986). Crawford (1986) et Sällfors & Öberg-Högsta (2002) ont montré l'influence du choix de *LIR* sur les courbes de consolidation ( $e$  vs  $\log(\sigma'_v)$ ). Également, les étapes de chargements prolongées au-delà de 24 h, permettent l'avancement du tassement secondaire. Cela se traduit par le décalage de la courbe de consolidation et une modification de la contrainte de préconsolidation (Leonard & Altschaeffl, 1964; Jarrett, 1967; Leroueil et al., 1983). Il est donc nécessaire de bien définir le protocole d'essai et d'être prudent quant à la comparaison des résultats.

### **2.1.2.2 Analyse des courbes expérimentales de tassement**

Les sols ne répondent pas tous de la même manière aux sollicitations. Certaines phases de la consolidation vont être plus ou moins marquées. L'analyse des tassements générés dans les cellules œdométriques a pour objectif de déterminer le comportement d'un sol donné en réponse à des sollicitations. Pour décrire la vitesse et l'ampleur de la consolidation, plusieurs paramètres ont été introduits dans le vocabulaire géotechnique et sont directement obtenus à partir des courbes de tassement et de consolidation.

### 2.1.2.2.1 Courbes de tassement

A chaque étape de chargement, une courbe de tassement peut être tracée, représentant le tassement ou l'indice des vides en fonction du temps. L'indice des vides et le tassement étant liés linéairement, les courbes décrivent la même allure. Exprimée en termes de tassement (figure 2-3 a), la courbe peut se décomposer comme suit :

$$s_t = s_i + s_c + s_\alpha \quad (2.3)$$

Où  $s_t$  est le tassement total

$s_i$  est le tassement initial instantané

$s_c$  est le tassement de consolidation primaire

$s_\alpha$  est le tassement secondaire ou fluage

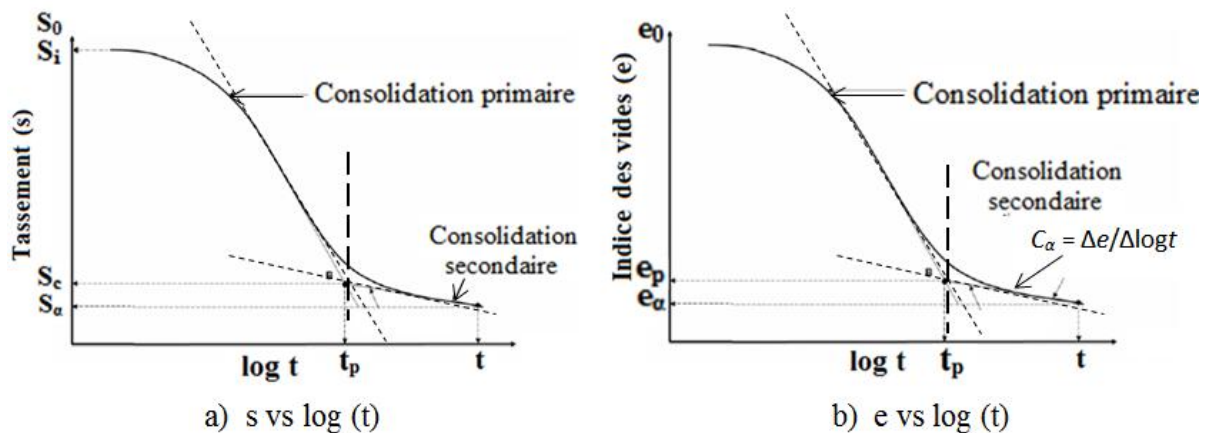


Figure 2-3 : Courbes de tassement typiques

Le tassement initial, contrairement au tassement primaire, n'est pas lié à l'expulsion d'eau sous la variation des contraintes effectives, mais reflète la compression des bulles d'air présentes dans l'échantillon et le système, et les déformations de l'appareillage au moment de l'application des surcharges (Olson, 1986).

Le tassement secondaire est le résultat d'une consolidation différée qui se poursuit sous contrainte effective constante (lorsque les surpressions interstitielles sont dissipées). Un modèle de comportement du sol incluant le fluage (Bjerrum, 1967) est présenté dans la section suivante.

Habituellement, on retrouve plusieurs explications au phénomène de consolidation secondaire. Nous avons vu que la structure et le mode d'agrégation des particules fines mènent à différents types de porosités : les macropores (espaces inter agrégats) et les micropores (espaces intra agrégats). La première hypothèse du fluage fait intervenir l'expulsion lente de l'eau au travers des micropores, après l'expulsion de l'eau des macropores lors de la consolidation primaire. Par ailleurs, l'eau interstitielle des micropores interagit avec les particules minérales pour former une couche d'eau adsorbée à la surface des particules (dont l'épaisseur varie en fonction des forces électriques entre la particule et le fluide interstitiel et dont la mobilité est réduite). Le faible diamètre des micropores et la viscosité de la couche adsorbée forment dans ce cas une résistance au drainage (Delage & Lefebvre, 1984; Bolt, 1956). De nombreux auteurs attribuent également la consolidation secondaire aux ruptures et aux changements d'organisation des liaisons entre les feuillets des particules (Leonard & Ramiah, 1959; Barden, 1969; Lowe, 1974). Ces modifications structurales à l'échelle microscopique peuvent entraîner des variations de porosité effective (Griffiths & Joshi, 1991). L'application des techniques de porosimétrie à intrusion de mercure, l'analyse de la structure granulaire au microscope électronique à balayage (Delage & Lefebvre, 1984; Griffiths & Joshi, 1991; Vasseur et al., 1995; Wang & Xu, 2007) ou encore des méthodes de diffraction des rayons X (Nakaoka et al., 2004) permettent d'étayer ces hypothèses. Une autre explication réside dans le réarrangement particulaire (déformation du squelette granulaire). Lorsque le chargement est transféré des pressions interstitielles à la structure du sol lors du tassement primaire, des contraintes de cisaillement importantes se développent entre les particules. La diminution de ces contraintes entraîne une légère mobilité des particules (Olson, 1989). Pour Mesri & Godlewski (1977), il n'y a pas de raison pour que les mécanismes entraînant la consolidation secondaire soient différents de ceux responsables du tassement primaire. Les phénomènes introduits précédemment doivent certainement survenir lors de la première étape de consolidation. En fin de compte, les désaccords sur le problème au sein de la communauté scientifique, mènent à la conclusion qu'il est difficile de distinguer les mécanismes en action et de mesurer leurs influences respectives sur la consolidation d'un sol.

Afin de pouvoir quantifier la consolidation secondaire, le coefficient de fluage ou coefficient de compression secondaire  $C_\alpha$  a été introduit dans le vocabulaire géotechnique. Il est obtenu à partir des courbes de l'indice des vides en fonction du logarithme de temps (équation 2.4 et figure 2-3b).

$$C_\alpha = \frac{\Delta e}{\Delta \log(t)} \quad (2.4)$$

Comme le tassement secondaire est un paramètre dépendant du sol et de son état, de nombreuses corrélations entre  $C_\alpha$  et d'autres paramètres, notamment, la teneur en eau naturelle  $w_N$ , l'indice de compression  $C_c$  et la contrainte effective  $\sigma'_v$ , ont été établies (Mesri 1973; Mesri & Godlewski, 1977; Zeng & liu, 2010). Des modèles prédictifs du coefficient de consolidation secondaire ont été développés à partir de ces corrélations (Anagnostopoulos & Grammatikopoulos, 2009). Par exemple, dans le cas des argiles intactes,  $C_\alpha$  augmente avec la contrainte jusqu'à la contrainte de préconsolidation pour ensuite diminuer (Walker & Raymond, 1968; Mesri & Godlewski, 1977; Olson, 1989; Anagnostopoulos & Grammatikopoulos, 2009). Également, on retrouve souvent dans la littérature que le rapport  $C_\alpha/C_c$  reste constant lors des différentes étapes de consolidation, les deux coefficients évoluant de la même façon (Mesri, 1973; Holtz & Kovacs, 1981).

Cependant lors de l'analyse des courbes de tassement, on a tendance à séparer la contribution de la consolidation primaire et secondaire alors que les deux mécanismes surviennent simultanément (Leroueil et al., 1985). La consolidation secondaire commence bien avant la fin du tassement primaire et pour certains auteurs (Olson, 1989), ce phénomène serait continu, le tassement secondaire débuté au palier précédent se poursuivrait pendant le tassement primaire du palier suivant. Nakaoka et al. (2004) ont identifié le commencement du drainage des micropores (tassement secondaire) pendant la deuxième moitié de la consolidation primaire par diffraction des rayons X. Toutefois, il est certain qu'en raison de l'hétérogénéité des dissipations des pressions à l'intérieur de la couche de sol, le tassement secondaire débute proche des zones de drainage (où les surpressions sont rapidement dissipées) avant même que le tassement primaire soit achevé au centre de la couche. Les divergences des courbes de tassement primaire, expérimentale et théorique, sont liées en partie à ce phénomène (Terzaghi, 1925). Certains auteurs introduisent même une consolidation tertiaire observée lors d'essais de consolidation de

grande durée (de l'ordre des années). Ces tassements tertiaires seraient liés à des phénomènes d'adsorption et de diffusion d'ions (Ichikawa et al., 2004).

### 2.1.2.2.2 Courbes de consolidation

Lorsque l'on présente sous forme graphique l'indice des vides à la fin du palier de chargement en fonction de la contrainte appliquée, plusieurs paramètres peuvent être identifiés. La pente de ce graphique définit le coefficient de compressibilité  $a_v$  (équation 2.5, figure 2-4 a). Lorsque les contraintes effectives sont en échelle logarithmique, la pente définit alors l'indice de compression  $C_c$  (équation 2.6, figure 2-4 b). Par contre, si les déformations sont présentées en fonction de la contrainte, en échelle arithmétique, on introduit le coefficient de compressibilité volumique  $m_v$ , directement relié au coefficient  $a_v$  (équation 2.7). Ce coefficient peut aussi être déterminé localement à chaque étape de chargement en prenant le rapport entre les déformations et la variation de contrainte. Des relations visant l'estimation de ce paramètre ont été établies.

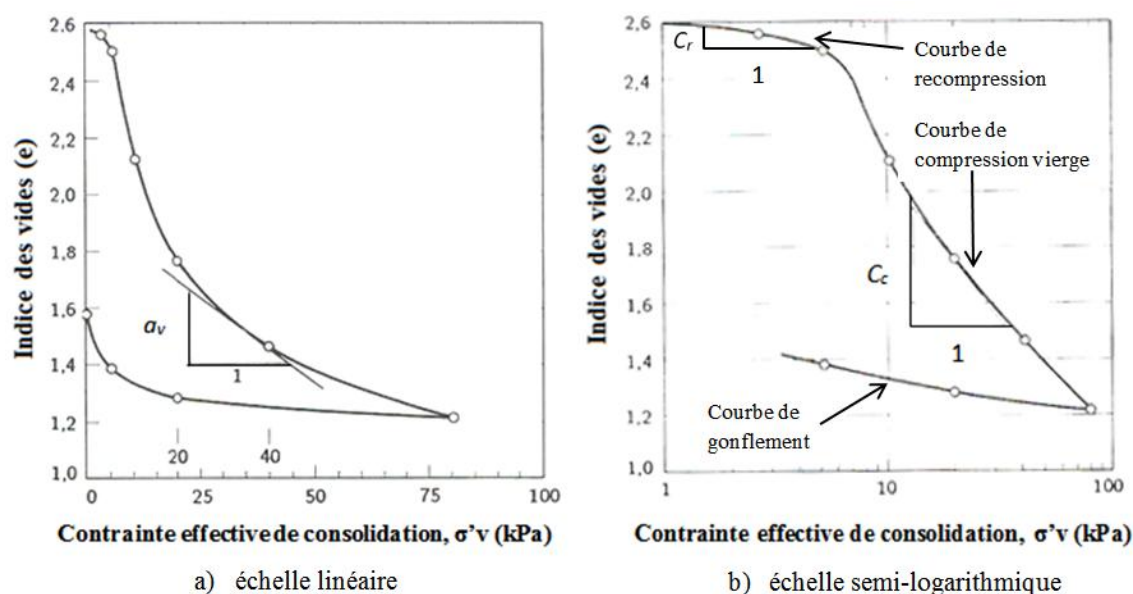


Figure 2-4 : Détermination graphique des paramètres de consolidation (adapté de Holtz & Kovacs, 1981)

$$a_v = \frac{-\Delta e}{\Delta \sigma'_v} \quad (2.5)$$

$$C_c = \frac{-de}{d \log \sigma'_v} \quad (2.6)$$

$$m_v = \frac{\Delta \varepsilon_v}{\Delta \sigma'_v} = \frac{-a_v}{1 + e_0} \quad (2.7)$$

La figure 2-4b illustre la loi de compressibilité semi-logarithmique la plus répandue. Cependant, si l'on veut incorporer l'effet de la viscosité dans le comportement du sol, la courbe unique des diagrammes de consolidation n'est plus représentative. Dans ce cas, on peut utiliser par exemple le modèle de comportement du sol développé par Bjerrum (1967). Aux termes de compression primaire et secondaire, il préfère les termes de compression instantanée et différée, la compression différée agissant en même temps que la compression instantanée, mais se poursuivant après la dissipation des surpressions interstitielles. La figure 2-5 illustre l'évolution de l'indice des vides d'un sol en fonction de la contrainte et du temps. La courbe la plus à droite présente la compression instantanée liée à l'augmentation de contrainte. Le diagramme montre que lors de sa formation, un sol suit cette courbe durant la sédimentation, puis lorsque les contraintes qui lui sont appliquées deviennent constantes (point  $e_d$ ), l'indice des vides diminue verticalement par le processus de compression différée. Si au bout de 3 000 ans, des chargements sont à nouveau imposés au sol sur une durée de 24h, la compression supplémentaire se fera le long de la courbe instantanée. La vitesse de tassement différée est représentée par la variation d'indice des vides entre les courbes de compression pour différents temps. Remarquons par ailleurs que ce modèle décrit des courbes parallèles ce qui impose un  $C_\alpha$  indépendant du temps et de la contrainte effective. Ce qui n'est pas le cas en pratique (Barden, 1969).



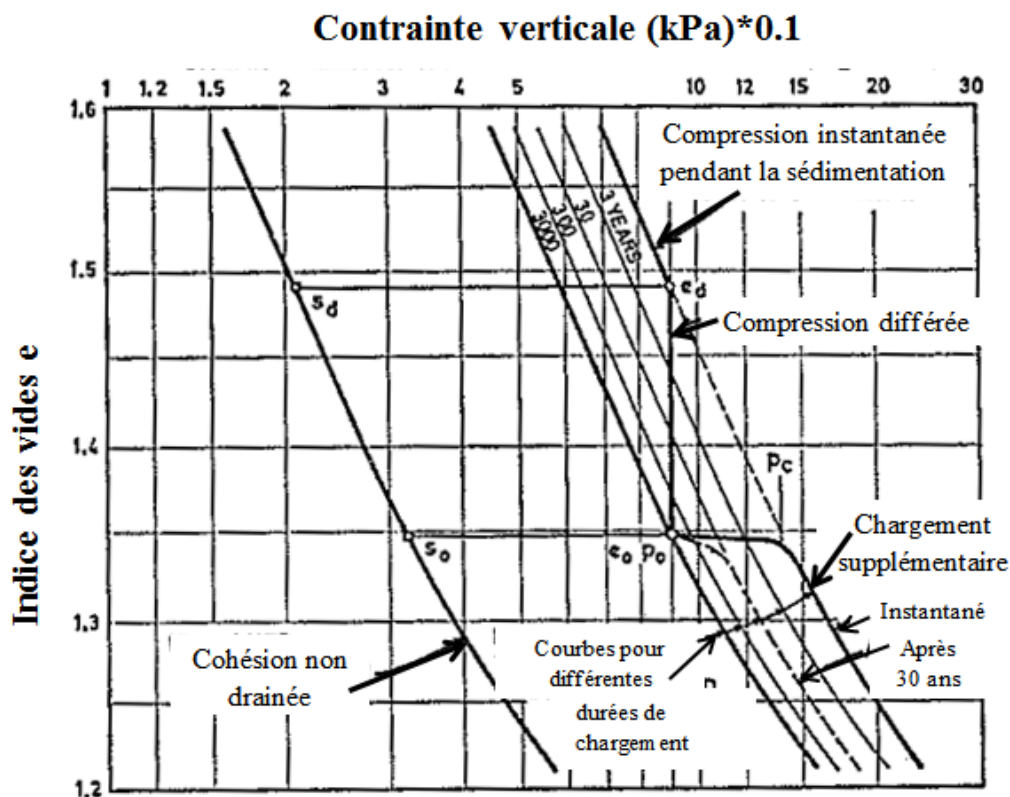


Figure 2-5 : Compressibilité d'une argile douée de consolidation différée (d'après Bjerrum, 1967)

#### 2.1.2.2.3 Cas d'un sol surconsolidé

Nous venons de présenter le phénomène de consolidation et les tassements qui lui sont associés, sans parler du comportement inverse qui se traduit par un gonflement (figure 2-4b). Il est commun de rencontrer des sols ayant subi un gonflement sous l'effet d'une réduction de contrainte (érosion, excavation...). Ils sont donc dans ce cas des sols surconsolidés. Les sollicitations passées laissent une empreinte sur l'état du sol par des déformations permanentes après le relâchement des contraintes. Cette trace est essentiellement présente pour les sols fins d'origine sédimentaire et relativement anciens (Leroueil et al., 1985).

Pour ce type de sol, la contrainte de préconsolidation, et le rapport de consolidation  $OCR$  représentent respectivement la contrainte maximale à laquelle le sol a été soumis depuis sa formation et le ratio entre la contrainte de préconsolidation et la contrainte due au poids actuel des terres. Lorsque le rapport de consolidation est supérieur à 1, il est caractéristique d'un sol

surconsolidé, mais il peut être également inférieur à 1, suite à une augmentation des contraintes (cas de la mise en place récente d'un remblai en phase de consolidation). La méthode de Casagrande est une méthode graphique faisant intervenir des tangentes pour déterminer  $\sigma'_p$  sur les courbes de consolidation (Holtz & Kovacs, 1981, p. 294). Des variantes aux essais de consolidation ont été adaptées pour obtenir  $\sigma'_p$ , comme par exemple l'utilisation d'un seul palier de chargement (2 fois la pression de préconsolidation estimée) accompagnée de la mesure des contraintes effectives au bas de l'échantillon. Ce sont des méthodes plus rapides mais non sans conséquence sur la valeur obtenue (Leroueil et al., 1983).

Dans le cas particulier d'un sol surconsolidé, la courbe de consolidation va présenter deux parties linéaires : la courbe de recompression avant la contrainte de préconsolidation et la courbe de compression vierge. Les pentes de ces droites donnent respectivement l'indice de recompression  $C_r$  et l'indice de compression vierge  $C_c$  (figure 2-4b).

Les résultats particuliers obtenus lors des essais œdométriques sur des sols surconsolidés ont mené à l'élaboration d'une classification des courbes de tassements en fonction du temps (Marsal et al., 1950; Leonards & Altschaeffl, 1964; Zeevaert, 1986). En résumé, on parle de 3 types de courbes (Figure 2-6). La courbe de type I regroupe les courbes typiques en « S » déjà présentées à la figure 2-3. Nous verrons que c'est le seul type de courbe explicable par la théorie de Terzaghi. La courbe de type II se retrouve toujours lorsque le  $LIR$  est faible ou lorsque les contraintes appliquées sont plus faibles que la contrainte de préconsolidation. Si l'on reprend le diagramme de Bjerrum (figure 2-5), si les contraintes imposées sont inférieures à  $\sigma'_p$ , la compression reste dans le domaine du différé. Les faibles déformations observables (courbe de type II) reflètent les effets de la viscosité du squelette (Kabbaj et al., 1986). La courbe de type II présente une forme en « double S », alors que celle de type III se démarque par une courbure concave. Dans ce dernier cas, le chargement appliqué est bien supérieur à  $\sigma'_p$  et le tassement secondaire n'est pas observable au bout de 24 h. À nos jours, aucune explication satisfaisante de l'allure particulière des courbes de tassement de type II et III n'a été formulée.

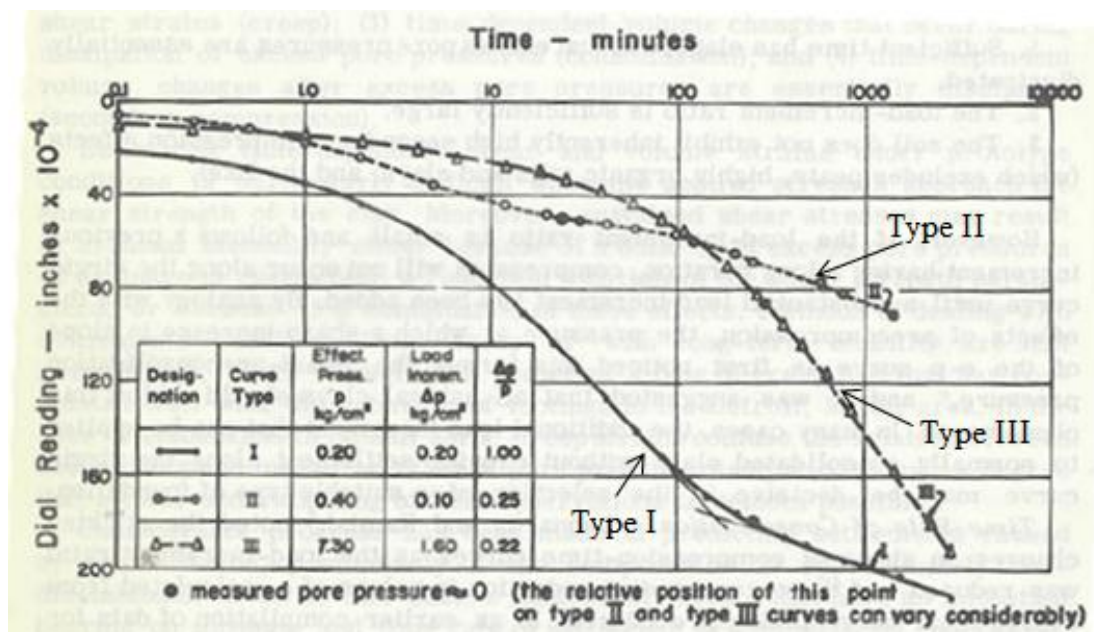


Figure 2-6 : Classification des courbes de tassement dans le cas particulier d'un sol surconsolidé (adapté de Leonards & Altschaeffl, 1964)

#### 2.1.2.2.4 Coefficient de consolidation ( $c_v$ )

La première théorie de la consolidation développée par Terzaghi (1925) fait intervenir un paramètre permettant de décrire le tassement du sol. Ce paramètre lié à la vitesse de consolidation peut être déterminé graphiquement suivant deux méthodes: Casagrande et Fadum (1940) et Taylor (1948).

##### Méthode de Casagrande:

Cette méthode utilise les déformations en fonction du logarithme du temps. Il s'agit d'identifier la fin de la consolidation primaire à laquelle on associe le tassement final de la théorie ( $s_{100}$ ). La moitié de cette période donne  $t_{50}$ , le temps pour obtenir 50% de la consolidation ( $s_{50}$ ). Il est indispensable de connaître  $s_0$ , le tassement enregistré avant le début de la consolidation. La méthode consiste à prendre deux temps quelconques dans un rapport de 4 pour 1 et le tassement mesuré à ces temps. La différence des deux valeurs soustraite du tassement du premier point choisi donne la lecture de  $s_0$  (Figure 2-7). Cette démarche est répétée plusieurs fois pour obtenir une valeur précise de  $s_0$  (Holtz & Kovacs, 1981). La valeur de  $s_0$  ne correspond pas toujours à celle du tassement au temps initial donné par les appareils de mesures,  $s_0$  est une valeur

corrigée associée à la théorie. En réalité des phénomènes tels que le tassement instantané, ou l'expansion latérale de l'échantillon, peuvent expliquer cet écart.

Il est alors possible d'en déduire  $c_v$  avec la relation (2.8) en utilisant  $T_{50}$  et  $t_{50}$  :

$$c_v = \frac{T_{50} H_{dr}^2}{t_{50}} \quad (2.8)$$

La valeur de  $T_{50}$  est donnée par la solution de Terzaghi et vaut 0,197.  $H_{dr}$  est la longueur du chemin de drainage moyen sur la durée du chargement.

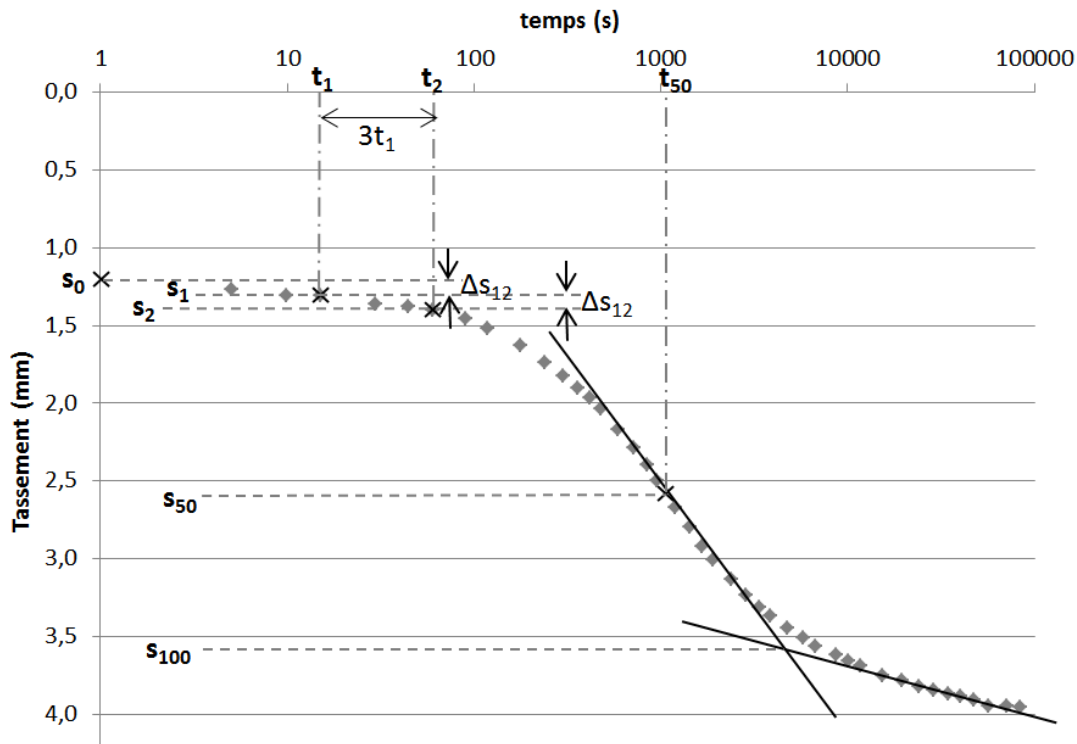


Figure 2-7 : Méthode de Casagrande appliquée à l'échantillon FP-06-01R 12,55 au palier 16 kg ( $c_v = 0,557 \text{ m}^2/\text{an}$ )

### Méthode de Taylor:

Taylor (1948) a également développé une méthode pour déterminer  $c_v$  à partir du graphique représentant les déplacements en fonction de la racine carrée du temps. Taylor a

remarqué que l'abscisse ( $d$ ) de la droite joignant les points à 0 et 90% de la consolidation vaut pratiquement 1,15 fois celle de la tangente de la courbe de tassement aux premiers instants (Figure 2-8). Comme précédemment à partir de la relation (2.9), on peut déduire :

$$c_v = \frac{T_{90} H_{dr}^2}{t_{90}} \quad (2.9)$$

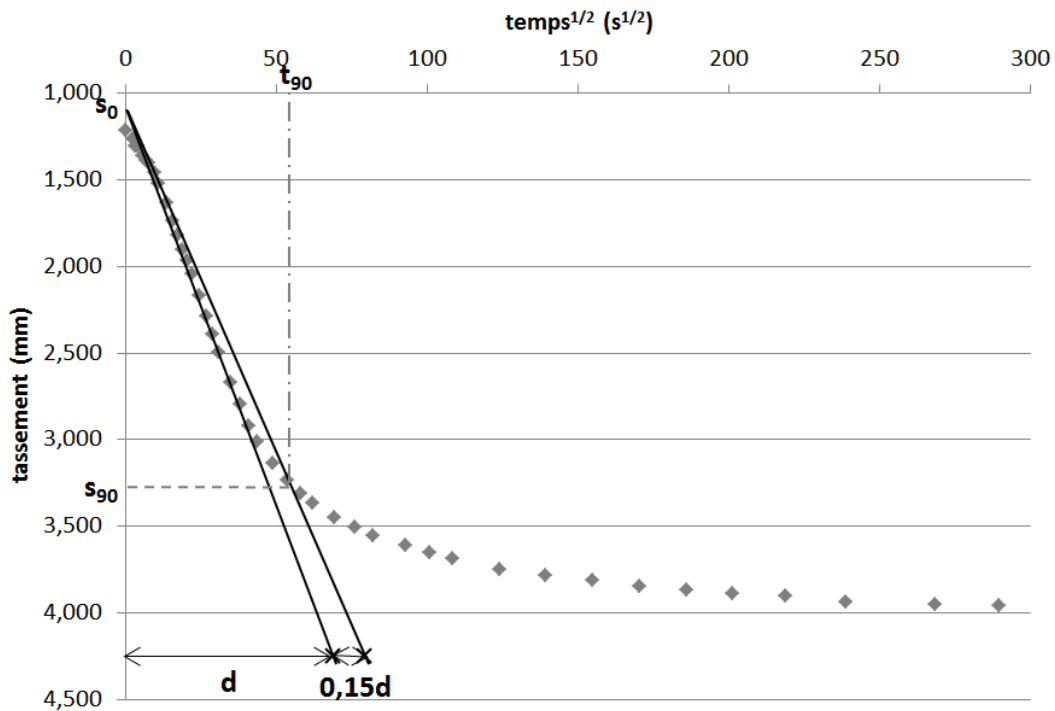


Figure 2-8 : Méthode de Taylor appliquée à l'échantillon FP-06-01R 12,55 au palier 16 kg ( $c_v = 0,677 \text{ m}^2/\text{an}$ )

D'autres méthodes de détermination du coefficient  $c_v$  ont été développées depuis (Asaoka, 1978), mais ne sont pas utilisées en pratique, donnant des résultats moins probants que les méthodes développées ci-dessus (Leroueil et al., 1985).

### 2.1.3 Modèles mathématiques de la consolidation

Les premières études sur la consolidation (Hazen & Allen, 1920) s'inséraient dans le cadre de recherches sur la stabilité des digues. Par la suite, grâce aux multiples développements qu'a connus la discipline et à la compréhension de certains mécanismes de la consolidation, en 1925, l'ingénieur autrichien, Karl Terzaghi propose la première mise en équation du phénomène de consolidation. Depuis l'élaboration de cette théorie, limitée dans les applications par ses hypothèses, un grand nombre d'auteurs se sont donné pour objectif d'offrir aux ingénieurs civils des outils pour une meilleure prédiction des tassements. Ceci avec plus ou moins de réussite. Il reste que la consolidation est complexe et qu'un modèle mathématique incluant dans ses équations seulement tous les mécanismes connus du phénomène, n'a pas été mis au point et sa fonctionnalité serait grandement remise en question (limite des résolutions mathématiques).

#### 2.1.3.1 Comportement mécanique du sol

Le comportement du sol décrit l'évolution des déformations et des contraintes au cours du temps. Il existe de nombreuses relations liant les contraintes et les déformations, en fonction du type de sol étudié, de son état (argiles consolidées ou normalement consolidées), du comportement plastique ou élastique. Le comportement réel du sol se rapproche le plus des lois de type visco-élasto-plastique, complexes et mal connues (Leroueil et al., 1985). C'est pourquoi en général on utilise des modèles élastiques (réversibilité des déformations) et souvent linéaires ou plastiques (déformations irréversibles et possibilité de rupture), même s'ils simplifient beaucoup le comportement des sols. L'intérêt de leur utilisation provient de leur simplicité mathématique.

Par exemple, pour le comportement des argiles molles, les modèles « Cam Clay », développés initialement à l'université de Cambridge, qui se basent sur la théorie de l'élastoplasticité, sont les plus connus (Élasticité non linéaire, plastification du matériau et écrouissage). Ils constituent également la base d'une grande partie des modèles rhéologiques développés par la suite. On peut aussi faire appel au modèle de viscoplasticité qui caractérise des sols dont les déformations sont permanentes après sollicitation et qui inclut l'action du temps (déformations de fluage) dans le comportement du matériau. Le comportement des argiles molles est connu comme irréversible, visqueux et non linéaire, mais il n'existe malheureusement pas de modèle de comportement unique pour cette catégorie de sol (Magnan, 1986)

### 2.1.3.2 Première théorie de Terzaghi

Dans sa mise en équation Terzaghi n'aborde qu'un aspect mécanique du processus. La simplification des développements mathématiques visant à reproduire les mécanismes de la consolidation, impose un certain nombre d'hypothèses. Ces restrictions expliquent souvent les divergences entre les courbes de tassement expérimentales et celles prédites par les équations. À partir de la conservation des débits à travers un élément de sol et en introduisant des conditions initiales et aux frontières, le modèle de consolidation prend la forme d'une équation linéaire aux dérivées partielles (équation 2.10). Les détails des simplifications admises et du développement mathématique menant à l'équation de la consolidation unidimensionnelle sont présentés à l'annexe 3.

$$c_v \frac{\partial^2 w}{\partial z^2} = \frac{\partial w}{\partial t} \quad (2.10)$$

où  $c_v$  est le coefficient de consolidation,

$t$  est le temps,

$z$  est l'épaisseur de sol compressible, et

$w$  représente les surpressions interstitielles à l'intérieur du sol ( $\Delta u$  à la figure 2-1).

Cette équation fait intervenir le coefficient de consolidation ( $c_v$ ) défini comme:

$$c_v = \frac{k}{m_v \gamma_w} \quad (2.11)$$

où  $\gamma_w$  est le poids volumique de l'eau.

Cependant, les divergences observées entre les prédictions du modèle de Terzaghi et les résultats expérimentaux ont conduit à la remise en question de ce modèle. L'étude des hypothèses montre que certaines sont plus éloignées de la réalité que d'autres et ceci en fonction du type de sol (Tavenas et al., 1979). Il est évident qu'en pratique un milieu ne peut être totalement saturé, les déformations et l'écoulement du fluide ne sont pas uniquement verticaux et il existe bel et bien une compressibilité du fluide, du solide et des bulles d'air à l'intérieur du matériau. Mais lors de l'étude de la consolidation en cellule œdométrique, ces hypothèses peuvent être acceptables. Ce n'est pas le cas pour les autres hypothèses. Dans le cas de certains matériaux

(argiles très sensibles), l'hypothèse des petites déformations ( $< 20\%$ ) n'est pas toujours vérifiée. De même, les courbes expérimentales de tassement prouvent que le phénomène de fluage (tassement secondaire) n'est pas négligeable selon le type de sol étudié. Il est également évident que les déformations et donc la réduction de l'indice des vides dans le matériau lors de la consolidation entraînent la variabilité de la conductivité hydraulique au cours de la phase de chargement. Comme les différentes couches de l'échantillon ne suivent pas la même évolution (en fonction de leur distance à une zone de drainage), les courbes contrainte-déformation sont variables dans l'espace. Les coefficients de compression seraient plus importants près des zones de drainage (Kabbaj et al., 1968)

Ces critiques du modèle de Terzaghi ont alimenté le développement de nouvelles méthodes numériques décrivant la consolidation unidimensionnelle. On remarque que toutes les suppositions introduites dans cette théorie sont contestables, mais la plupart sont nécessaires à l'élaboration d'un modèle fonctionnel.

### **2.1.3.3 Développement depuis 1921**

Après son essor des années 20, les modélisations numériques des comportements des sols fins ont connu un développement spectaculaire depuis la fin des années soixante jusque dans les années 80, mais présentent un faible ralentissement de nos jours (Leroueil et al., 1985). De nouveaux modèles de consolidation visant l'amélioration de la théorie de Terzaghi ont vu le jour. Il s'avère qu'il existe autant de formulations que d'auteurs travaillant sur le sujet, mais l'on se rend vite compte que les modèles vraiment novateurs sont rares. Il n'est pas ici question d'effectuer une liste exhaustive de toutes les théories apparues depuis 1925, mais d'en montrer les idées et l'applicabilité. Il existe des modèles tridimensionnels, des modèles de milieux diphasés (sol non saturé). L'objectif de notre étude étant de reproduire le comportement du sol observé lors des essais œdométriques, nous nous focaliserons sur la description des modèles unidimensionnels tenant compte de la saturation totale du sol.

La première amélioration par rapport à la théorie de Terzaghi est la prise en compte de la variation de la perméabilité et de la compressibilité avec l'indice des vides. Ces nouvelles formulations peuvent être résolues par approche discrète (Abassi et al., 2006) ou bien par solution mathématique exacte faisant appel aux séries de Fourier (Lekha et al., 2003; Conte & Troncone, 2007; Amiri et al., 2011). Les auteurs appliquent ces théories essentiellement à des sols



normalement consolidés et dans le cas des faibles déformations. Même si ces théories semblent apporter une amélioration par rapport à la théorie de Terzaghi, les résultats obtenus en restent proches à cause de la faible variation de la conductivité hydraulique et de la compressibilité sur une étape de chargement. Les divergences que l'on retrouve souvent à la fin des courbes de tassement (fluage) persistent et s'amplifient même lors de l'application de contraintes extrêmes (soit faibles ou importantes). Ainsi, pour introduire le phénomène de fluage, le modèle de Bjerrum est venu compléter certains travaux (Barden, 1969; Garlanger, 1972; Tavenas et al., 1979). Gibson (1967) et Gibson et al. (1981) ont élargi l'application du modèle de consolidation aux couches de sols épaisses et aux grandes déformations, toujours en considérant la perméabilité et la compressibilité variables. Pour tenir compte des mouvements dans la couche de sol au cours de la consolidation, ces derniers auteurs révisent la loi de Darcy en exprimant la vitesse relative de l'eau interstitielle par rapport au squelette solide, en fonction du gradient des surpressions interstitielles. Les résultats présentent un tassement plus rapide et une dissipation plus lente des pressions en comparaison avec la théorie de Terzaghi. Taylor & Merchant (1940) introduisent le tassement secondaire à partir d'un modèle rhéologique. Ils approchent alors le comportement du sol par une loi visco-élastique modélisée par le modèle de Kelvin (équations décrivant un mécanisme formé d'un amortisseur et d'un ressort en parallèle) où le comportement de l'amortisseur non linéaire décrit la viscosité. Plus tard, dans le même esprit, certains auteurs ont tenté diverses combinaisons d'amortisseurs et ressorts assemblés en série ou en en parallèle afin de décrire au mieux le phénomène de tassement secondaire (Gibson & Lo, 1961; Barden, 1969; Zeevaert, 1986). Cependant, il reste des difficultés pour déterminer les lois gouvernant l'amortisseur car les propriétés de drainage des micropores et les propriétés visqueuses de la couche d'eau absorbée ne sont pas exactement connues.

Nous avons déjà présenté le tassement secondaire comme processus associé à l'expulsion de l'eau adsorbée présente dans les micropores. Ce principe peut être à l'origine d'un modèle mathématique modélisant le transfert aqueux menant à un équilibre de potentiel chimique entre l'eau des macropores et des micropores (Kaczmarek & Hueckel, 1998; Navarro & Alonso, 2001).

La volonté de prendre en compte les lois de déformation les plus proches de la réalité, a rendu parfois des modèles mathématiques inexploitable du fait de leur complexité (Magnan et al., 1979). La sélection des équations visant à reproduire un comportement expérimental devra

être influencée par le type de sol étudié (sol surconsolidé, importance du tassement secondaire, amplitude des déformations...).

## 2.2 Détermination de la conductivité hydraulique lors des essais œdométriques

Lors des essais de consolidation en laboratoire, à la fin du palier de chargement, il est possible de bloquer les contraintes sur l'échantillon (support venant bloquer l'action du bras de levier), sans bloquer les déformations de l'échantillon. Durant cette période où l'échantillon est immobilisé, il est possible de réaliser des essais de perméabilité à charge variable. Ces essais ne se font pas systématiquement entre deux paliers de consolidation, mais permettent de mettre en évidence la relation entre l'indice des vides et la perméabilité du matériau. Lorsque les essais de perméabilité ne sont pas effectués entre les paliers de chargement, il est toutefois possible d'estimer la conductivité hydraulique à partir du modèle mathématique de la consolidation.

### 2.2.1 Méthodes d'interprétation indirectes

Le phénomène de consolidation, par l'expulsion du fluide interstitiel, est étroitement lié à la valeur du coefficient de perméabilité du sol. La mise en équation du problème fait intervenir ce paramètre dans la définition du coefficient de consolidation. Les deux méthodes de détermination graphique de  $c_v$  permettent d'estimer la conductivité hydraulique du matériau testé. À partir de l'équation 2.11 (définition du  $c_v$ ), il est possible d'obtenir directement la perméabilité de l'échantillon avec l'estimation graphique du coefficient de consolidation (équation 2.12) :

$$k = c_v m_v \gamma_w \quad (2.12)$$

Il faut alors utiliser le coefficient de changement de volume local entre deux paliers de chargement ( $m_v$ ).

Remarquons que la méthode de Taylor fournit des coefficients de consolidation plus élevés que la méthode de Casagrande (Holtz & Kovacs, 1981). L'estimation de la conductivité va

suivre la même tendance. De plus, les perméabilités déduites des  $c_v$  sous-estiment les perméabilités mesurées directement sur le matériau (Taylor, 1948).

Toutefois, cette approche indirecte comporte quelques problèmes. L'estimation graphique des  $c_v$  est très délicate, notamment lors des premiers paliers de chargements où la consolidation est rapide. Les  $c_v$  sont élevés et les courbes de tassements ne présentent pas la forme théorique (Holtz & Kovacs, 1981). Les divergences entre les mesures de la conductivité et les estimations indirectes sont dans ce cas les plus importantes. Dans certains cas, l'analyse graphique des  $c_v$  est même impossible.

La théorie de Terzaghi suppose que les valeurs de  $c_v$ , comme celles de  $k$ , restent constantes lors d'une étape de consolidation. En réalité, la vitesse de consolidation n'est pas uniforme et la diminution de l'indice des vides provoque inévitablement une diminution de la conductivité hydraulique. Cette méthode indirecte estime donc une valeur constante pour une perméabilité qui varie au cours de la consolidation.

Une fois encore, le choix des paramètres de l'essai, tels que le *LIR* et la durée de l'essai, peut influencer les valeurs des coefficients de consolidation (Leonards & Ramiah, 1959). La poursuite de la consolidation secondaire du palier précédent peut également avoir un impact sur la valeur du coefficient de consolidation (Olson, 1986).

### **2.2.2 Méthodes directes: les essais de perméabilité à charge variable**

Des essais de perméabilité à charge variable sont adaptés aux tests de consolidation afin de mesurer la perméabilité du sol entre deux paliers de chargement. Ils consistent à imposer une certaine charge hydraulique au bas de l'échantillon par le biais d'une burette et à maintenir une charge constante à la surface de l'échantillon. L'évolution du niveau d'eau dans la burette permet de connaître la vitesse à laquelle l'eau s'écoule à travers le matériau et assure le calcul de la conductivité hydraulique. Dans une optique de réduction de la durée expérimentale, l'idée de réaliser les essais de perméabilité à charge variable durant le palier de chargement a été développée par Morin (1991). Ces résultats montrent que le niveau d'eau passe par un maximum (dissipation des surpressions interstitielles) puis décrit une droite dans le temps qui peut être exploitée pour déterminer  $k$ . Cependant, son analyse ne prend pas en compte l'influence du

gradient hydraulique imposé à l'échantillon sur la consolidation et ne différencie pas les écoulements liés à la consolidation du sol et ceux générés par l'application d'un gradient hydraulique. De plus, cette méthode d'interprétation, qui fournit une valeur unique de perméabilité d'un sol en déformation, ne semble pas satisfaisante.

Il existe plusieurs approches pour interpréter les essais de perméabilité à niveau variable. Elles se basent toutes sur la loi de Darcy et la conservation des débits, mais prennent des formes mathématiques différentes. On décrit ici essentiellement des méthodes graphiques et on verra que les résultats peuvent varier en fonction de la méthode choisie. Les essais directs sont reconnus comme le meilleur moyen d'évaluer la conductivité hydraulique de l'échantillon (Tavenas et al., 1983b), mais nous verrons qu'au cours de l'essai, d'autres phénomènes hydrauliques peuvent parasiter les résultats.

### 2.2.2.1 Méthode traditionnelle

L'interprétation des essais à charge variable est basée sur la combinaison et l'intégration de la loi de conservation du volume d'eau dans la burette et de la loi de Darcy à l'intérieur du spécimen :

$$\ln\left(\frac{h_{(t=0)}}{h}\right) = \frac{Ak}{aL}t \quad (2.13)$$

où  $a$  est la section interne de la burette,

$L$  est la hauteur de l'échantillon,

$A$  est la section de l'échantillon, et

$t$  est le temps écoulé depuis le début de l'essai.

Les différences de charge  $h$  et  $h_{(t=0)}$  représentent respectivement la différence de charge au temps  $t$  et la différence de charge initiale au temps  $t = 0$ . La valeur de  $k$  est calculée avec la pente du graphique de  $\ln(h_{(t=0)}/h)$  versus  $t$ .

### 2.2.2.2 Méthode du graphique des vitesses

Bien qu'elle ait été développée pour interpréter les essais in situ à charge variable, la méthode du graphique des vitesses (Chapuis et al., 1981) peut aussi être appliquée aux essais

directs de laboratoire. La méthode du graphique des vitesses est basée sur une forme différentielle de l'Équation (2.13). Lorsque la dérivée est exprimée sous forme de différence finie, l'équation suivante est obtenue :

$$h_m = -\frac{a}{kc} \frac{\Delta h}{\Delta t} + h_0 \quad (2.14)$$

où  $h_m$  est la différence de charge moyenne pour un intervalle de temps  $\Delta t$ ,

$\Delta h/\Delta t$  est le taux de diminution de la différence de charge,

$c$  est un coefficient de forme tel que  $c = A/L$ , et

$h_0$  est l'erreur piézométrique.

La représentation des vitesses sur un graphe avec  $\Delta h/\Delta t$  en abscisses et  $h_m$  en ordonnées produit une droite en théorie. La pente et l'ordonnée à l'origine de cette droite permettent respectivement de déterminer la valeur de  $k$  et l'erreur piézométrique ( $h_0$ ). En théorie, si les différences de charges apparentes correspondent à des différences de charges réelles, la valeur de  $h_0$  doit être nulle afin que l'équation (2.14) soit équivalente à la loi de Darcy. C'est rarement le cas sur le terrain et au laboratoire. La valeur de  $h_0$  peut alors être interprétée comme une correction à prendre en compte sur la mesure du niveau d'eau statique.

Par rapport à la méthode traditionnelle du graphique semi-logarithmique, la méthode du graphique des vitesses met en évidence la présence d'une erreur piézométrique  $h_0$  lors de l'évaluation de la charge hydraulique mais aussi des déformations du squelette granulaire de l'échantillon au début de l'essai (Chapuis et al., 1981; Chapuis, 1998; Duhaime, 2012; Perez et al., 2012). Dans la plupart des méthodes d'interprétation des essais de perméabilité, on suppose que le matériau est totalement rigide. Cette hypothèse est acceptable pour des matériaux effectivement rigides tels que le sable ou le roc. Des essais de perméabilité à niveau variable dans la cuve de sable du laboratoire de l'École Polytechnique de Montréal ou des essais in situ dans le till présent sous les argiles de Lachenaie présentent des graphiques des vitesses relativement linéaires et les méthodes d'interprétations (graphique des vitesses vs traditionnelle) donnent des conductivités hydrauliques très proches (Duhaime, 2012). Les essais de perméabilité in situ réalisés dans l'argile de Lachenaie présentent une courbure dans le graphique des vitesses (pour les premières et les dernières données de l'essai); deux explications principales sont fournies : les

déformations de l'argile et la variation saisonnière de la charge autour du piézomètre (Duhaime, 2012). La partie non linéaire du graphique des vitesses au début de l'essai peut être expliquée soit par une consolidation du matériau soit par un gonflement lors de l'essai de perméabilité.

Pour une meilleure comparaison des graphiques, ils sont souvent présentés sous forme adimensionnelle, en normalisant les valeurs de vitesse par  $(\Delta h/\Delta t)_{0,95}$  (Chapuis, 1998) ou  $(\Delta h/\Delta t)_{0,25}$  (Duhaime, 2012). Ces deux vitesses de normalisation représentent respectivement la vitesse de diminution de charge lorsque la charge moyenne correspond à 0,95  $h_{t=0}$  et 0,25  $h_{t=0}$ , avec  $h_{t=0}$ , la valeur de la charge maximale initiale. Les valeurs de  $h_0$  et des vitesses de normalisation doivent être ajustées de manière à superposer la partie linéaire des graphiques des vitesses sur la droite qui correspond à un matériau parfaitement rigide.

Tel que recommandé par Chapuis (2009), toutes les données ne doivent pas nécessairement être représentées sur le graphique des vitesses. Un intervalle de charge minimal ( $\Delta h_{min}$ ) doit être conservé entre les valeurs de  $h_m$  afin d'avoir une bonne précision sur les vitesses et de voir apparaître la partie linéaire de la courbe. Le choix d'une valeur de  $\Delta h_{min}$  peut influencer les valeurs de  $k$  et  $h_0$  (Duhaime 2012).

La méthode d'optimisation par moindres carrés de Chiasson (2005) évite les problèmes d'imprécision sur les vitesses. Elle consiste à déterminer les paramètres ( $k$  et  $h_0$ ) dans l'Équation (2.15), issue de l'intégration de l'Équation (2.13), de manière à minimiser la somme des carrés des différences entre les charges expérimentales et théoriques.

$$h(t) = h_{(t=0)} \exp\left(-\frac{Akt}{aL}\right) + h_0 \quad (2.15)$$

Si le graphe est linéaire, l'optimisation par calcul donne une meilleure approximation de  $h_0$  et fournit une valeur de  $k$  nettement différente que la méthode utilisant les paramètres déterminés graphiquement.

### 2.2.2.3 Méthode de Hsieh et al. (1981)

Généralement les méthodes d'interprétations des essais de perméabilité à niveau variable font l'hypothèse du matériau totalement rigide. Pour les essais effectués sur des sols fins, l'atteinte d'un régime permanent demande des durées d'essai très longues et pas vraiment

réalisables en pratique. Il faut alors tenir compte des déformations. La solution proposée par Hsieh et al. (1981) intègre la déformabilité de l'échantillon en prenant en compte la vitesse de consolidation du matériau. Leur solution s'inspire des travaux de Carslaw & Jager (1959) sur la conduction de la chaleur. Lors d'un essai à niveau variable pour lequel la charge dans le réservoir aval est nulle, la variation de charge an amont peut prendre la forme suivante :

$$\frac{h}{h_{(t=0)}} = 2 \sum_{i=1}^{\infty} \frac{\exp(-\alpha \phi_i^2)}{(\phi_i^2 / \beta + \beta + 1)} \quad (2.16)$$

Les paramètres  $\alpha$  et  $\beta$  sont définis par les relations suivantes :

$$\alpha = \frac{c_v t}{L^2} \quad (2.17)$$

$$\beta = \frac{\gamma_w m_v AL}{a} \quad (2.18)$$

Et les valeurs de  $\phi_i$  correspondent aux racines de l'équation :

$$\tan \phi = \frac{\beta}{\phi} \quad (2.19)$$

#### 2.2.2.4 Quelques remarques sur les essais à niveau variable

Les essais à niveau variable exigent l'application rapide d'une charge importante à une extrémité de l'échantillon. Les mouvements d'eau générés par le gradient hydraulique peuvent provoquer une augmentation des contraintes qui produit de la consolidation ou une diminution des contraintes qui produit un gonflement (Terzaghi & Frohlich, 1936). La consolidation de l'échantillon provoque la diminution des conductivités hydrauliques (Kodikara & Rahman, 2002). Un fort gradient hydraulique peut également entraîner la migration des particules fines dépendamment de la granulométrie et des caractéristiques propres du sol (indice des vides, minéralogie des particules) (Mitchell & Younger, 1967). Ce mouvement à l'intérieur du solide peut avoir deux conséquences : soit laver le sol de ses particules fines soit obstruer les pores, la perméabilité pourra être augmentée dans le premier cas ou diminuée dans le second. Sur des essais à long terme, le possible développement de microorganismes viendrait obstruer une partie des pores et réduire la perméabilité (Francisca & Glatstein, 2010).

L'observation de comportements anormaux du fluide interstitiel, dans le cas des sols fins soumis à un faible gradient hydraulique, a poussé certains chercheurs à remettre en cause la validité de la loi de Darcy en dessous d'un gradient critique  $i_0$  (Dubin & Moulin, 1986). Mitchell & Younger (1967) expliquent plutôt la déviation de la loi de Darcy par des problèmes expérimentaux (précision des mesures, fuites, apparition de bulles d'air, développement bactérien), la différence de chimie entre l'eau interstitielle et l'eau utilisée pour le test (phénomène de floculation - défloculation) et par la migration des particules fines. De plus, les auteurs ne sont pas unanimes sur la valeur du gradient critique et le manque de réalisme des modèles développés pour remplacer le principe de Darcy n'est pas favorable à cette théorie. Olsen (1965) observe que la déviation de la loi de Darcy est liée à l'indice des vides et à la teneur en particules argileuses, il favorise donc l'hypothèse des déplacements de particules. Ces comportements peuvent se justifier par la présence de gradients, électrique, chimique ou encore thermique, qui provoquent des mouvements du fluide interstitiel ne pouvant plus être négligés lorsque le gradient hydraulique est faible (Mitchell & Madsen, 1987). Ces gradients génèrent des phénomènes d'osmose décrits par Olsen (1984). La figure 2-9 illustre que la relation entre le gradient hydraulique et les débits ne peut être que linéaire. Ainsi pour les faibles gradients hydrauliques, les écoulements s'inversent, démontrant l'action d'autres gradients sur les écoulements. Ces expériences ont établi que la courbe continue se déplace vers le haut lorsque l'on augmente les gradients électriques ou chimiques lors de l'essai de perméabilité. Ainsi les réactions chimiques, à l'interface des particules d'argile, créent des gradients électrochimiques, entraînent à leur tour des mouvements de fluide liés à la dilution, qui sont en partie responsables de la déviation par rapport à la loi de Darcy observée pour des faibles gradients hydrauliques.



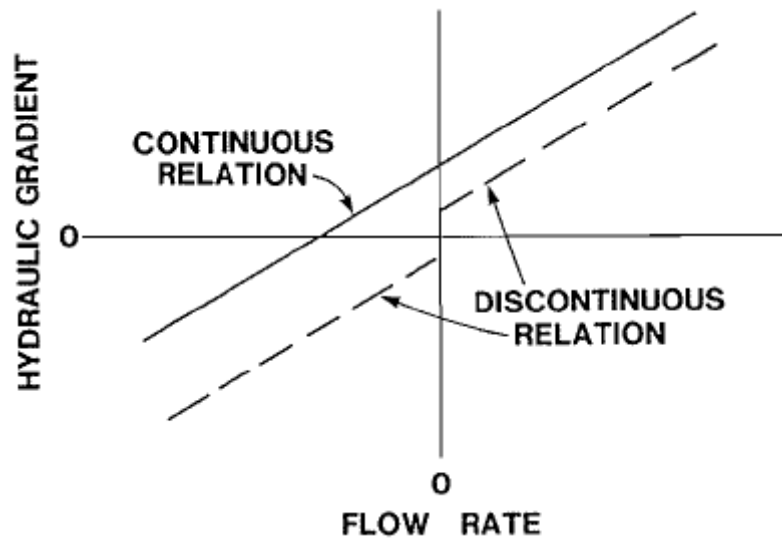


Figure 2-9 : Continuité du débit en fonction du gradient hydraulique (d'après Olsen, 1984)

### 2.2.3 Comparaison des différentes méthodes et discussion

Il est couramment reconnu que les méthodes d'interprétation indirectes tendent à sous-estimer la conductivité hydraulique. Des essais sur les argiles ont mis en évidence la tendance générale suivante (Tavenas et al., 1983; Mesri & Olson 1971) :

$$k_{Casagrande} \leq k_{Taylor} \leq k_{nv} \quad (2.20)$$

où,  $k_{Casagrande}$  représente les conductivités hydrauliques obtenues par les méthodes indirectes de Casagrande,  $k_{Taylor}$  représente les conductivités hydrauliques obtenues par les méthodes indirectes de Taylor et  $k_{nv}$  représente la conductivité hydraulique déterminée par l'interprétation classique des essais à niveau variable avec le graphique semi-logarithmique.

Mais cette tendance n'est pas toujours respectée en fonction du type de sol étudié. Par exemple, Keller et al. (1989) ont remarqué que pour un till argileux rigide (faibles déformations) de la région de Saskatoon (Canada), la méthode utilisant le coefficient de consolidation surestime  $k$  par rapport aux interprétations des essais variables.

La comparaison est d'autant plus délicate que l'estimation de la conductivité hydraulique est réalisée à des stades différents de déformation. En effet, les essais à charge variable

déterminent  $k$  à la fin de la consolidation, alors que les méthodes indirectes utilisent des paramètres déterminés à 50% et 90% de la consolidation. L'indice des vides n'est pas le même à la fin du palier ou au cours de la consolidation.

Les différences observées peuvent également s'expliquer par la présence du tassement secondaire dans les argiles. Dans le cas de la méthode de Taylor le tassement secondaire a une moindre importance dans la détermination graphique, contrairement à la méthode de Casagrande où il est nécessaire d'identifier la fin de la consolidation primaire. Mais le tassement secondaire a également un impact pour les essais à charge variable, puisqu'il modifie les conditions initiales de l'essai et, selon Keller et al. (1987), des corrections devraient être apportées pour prendre en compte ces modifications.

## **CHAPITRE 3 MÉTHODOLOGIE EXPÉRIMENTALE**

Les matériaux testés sont d'abord décrits et caractérisés en détails. Les protocoles expérimentaux et les instruments utilisés pour les tester sont ensuite présentés. Les argiles et les mélanges sable-bentonite ont été soumis à des essais de consolidation et à des essais de perméabilité à charge variable. Les démarches expérimentales ont cependant été adaptées à l'étude de certains phénomènes.

### **3.1 Présentation des matériaux étudiés**

Deux matériaux ont été testés: des argiles Champlain provenant de la localité de Lachenaie et des mélanges sable-bentonite. Les essais de consolidation et les essais de perméabilité menés sur les argiles s'insèrent dans un vaste projet d'investigation engagé par BFI Lachenaie (Beaulieu, 2006, Berner, 2008, Claveau-Mallet, 2008, Réginensi 2009, Benhabdallah, 2010, Duhaime, 2012). Ainsi, les essais sur les argiles n'ont pas été effectués dans le cadre de ce projet de maîtrise, mais les résultats bruts tirés de ces essais vont s'avérer très précieux pour notre analyse. Dans le but de valider les premiers résultats sur les argiles, de nouveaux essais ont été réalisés sur des mélanges de sable-bentonite. Ce type de mélange a été choisi pour sa faible perméabilité et son comportement en compression, proches de ceux des argiles.

#### **3.1.1 Les argiles Champlain**

Avant de décrire les caractéristiques du sol en question, il est utile de montrer en quoi une étude aussi approfondie sur ce matériau est économiquement et géologiquement intéressante. Il est aussi indispensable de retracer l'histoire des argiles pour mieux comprendre certaines de leurs particularités.

##### **3.1.1.1 Présentation du site et du projet**

Les argiles de la mer Champlain recouvrent environ 70% des régions peuplées des basses terres du Saint Laurent, de la vallée du Saguenay-Lac-Saint-Jean, une importante partie du nord-

ouest québécois, l'est et le nord de l'Ontario et certaines régions côtières des provinces maritimes (Leroueil et al., 1983). Le développement des constructions et des infrastructures routières dans ces zones, l'apparition de problèmes géotechniques liés aux propriétés particulières des argiles (glissement de terrain, tassement) ou encore leur utilisation dans les techniques de stockage de déchets justifient l'intérêt économique et social que connaissent les argiles depuis les années 50.

Les essais présentés dans ce mémoire font partie de la campagne de caractérisation des argiles Champlain stimulée par la société BFI (entité spécialisée dans la gestion des déchets solides non dangereux en Amérique du Nord) et en partenariat avec le Conseil de recherches en sciences naturelles et en génie du Canada (CRSNG, Ottawa). Entre 2006 et 2008, trois campagnes de forages ont été entreprises sur le site de Lachenaie (nord-est de l'île de Montréal) pour un total de 9 sites de forages sur une superficie de 50 km<sup>2</sup>. Des échantillonnages d'argile intacte avec des tubes Shelby ont permis de multiples essais en laboratoire et la réalisation de divers essais de perméabilité en place a été possible avec l'installation de 27 piézomètres sur l'ensemble du site d'étude. En dehors des protocoles classiques d'identification du matériau (teneur en eau naturelle, limites de consistance, résistance au cisaillement non remanié), des essais mécaniques (consolidation œdométrique) et hydrauliques (essais de perméabilité en cellule triaxiale et en œdomètres, entre deux paliers de chargement) ont été effectués. En compléments, les aspects géochimiques des argiles ont été largement étudiés (Régini, 2009, Benabdallah, 2010). En effet, les mouvements d'eau et d'ions à travers des matériaux dits « imperméables » ne sont pas négligeables sur des échelles de temps suffisamment longues et peuvent renseigner sur l'histoire de l'aquitard ou sur les conditions hydrauliques actuelles (présence d'eau salée, impropre à la consommation et inutilisable en agriculture, dans le roc sous-jacent). D'un autre côté, les essais de perméabilité in situ à niveau variable sont extrêmement longs (Benabdallah, 2010) et l'efficacité de nouvelles méthodes tels que le choc hydraulique, visant à réduire la quantité d'eau injectée dans le sol, a été évaluée par Duhaime (2012). Mais au-delà de toutes ces analyses, une recherche sur l'histoire de la formation du sol est intéressante pour comprendre en partie son comportement hydraulique ou mécanique.

### **3.1.1.2 Origine et formation**

Il existe plusieurs terminologies associées au terme « argile ». Une argile peut être définie comme une classe de granulométrie fine (dont les particules sont inférieures à 2 µm), des

minéraux spécifiques mais aussi comme une catégorie de sol (sol plastique et cohérent pouvant contenir certains minéraux argileux et présentant plus de 50 % de particules fines). Les minéraux argileux sont des substances cristallines provenant pour la plupart de l'altération chimique et physique (changement de température) de certains minéraux composant la roche (Holtz & Kovacks, 1981) qui confèrent des propriétés bien spécifiques aux matériaux. Les conditions dans lesquelles cette dégradation a lieu ainsi que l'histoire géologique du milieu expliquent l'existence des diverses familles d'argiles.

Les argiles de la mer Champlain présentent un fort pourcentage de particules fines issues de l'altération du socle rocheux (sous l'action mécanique des glaciers), sont donc composées essentiellement de farine de roche, et comportent très peu de minéraux argileux (Locat et al., 1984). Historiquement, les argiles de la mer Champlain se sont déposées suite au dernier épisode glaciaire du Wisconsinien. Même si le sujet ne manque pas d'intérêt, nous ne rentrerons pas en détail dans la chronologie des événements géologiques menant à la formation des argiles. Cet aspect a été traité entre autre par Gadd et al. (1972), Parent & Occhietti (1988) ou encore Cronin et al. (2008).

Durant cette période glaciaire, la présence de l'inlandsis Laurentidien sur l'ensemble de l'est de l'Amérique du Nord, d'une épaisseur pouvant largement atteindre les 40 m dans certaines zones (Parent & Occhietti, 1988), a provoqué une dépression continentale. Lors du retrait des glaces (il y a environ 13 000 ans), la croûte terrestre se situait en dessous du niveau de la mer, ce qui a permis l'intrusion de grandes quantités d'eau créant ainsi des lacs et des mers intérieures dont les Grands Lacs sont les vestiges aujourd'hui. L'alimentation pouvait provenir de l'océan voisin (eau salée) ou de la fonte des glaces (eau douce). C'est dans ce contexte qu'apparaît la mer Champlain aux alentours de -9 800, dans l'actuelle vallée du Saint Laurent. Durant toute la période de la mer Champlain (3 000 ans), une importante déposition marine (au maximum 100 m d'épaisseur au centre du bassin, Leroueil et al., 1983) soumise à des conditions variables, (salinité, agitation marine) est à l'origine de la formation des argiles et de leur hétérogénéité.

### **3.1.1.3 Échantillonnage et caractérisation**

Une série de tests de caractérisation des argiles du site de Lachenaie a été menée sur le terrain et au laboratoire d'hydrogéologie de l'École Polytechnique de Montréal. Les spécimens étudiés au laboratoire proviennent de prélèvements in situ à l'aide de tubes à parois minces (73,5

mm de diamètre). Ces derniers ont été découpés, identifiés, recouverts de paraffine, et conservés dans une chambre froide humide jusqu'au moment de l'essai. Des précautions particulières ont été prises pour minimiser le remaniement des échantillons. Cependant, l'extraction de l'échantillon et sa mise en place dans les appareils de mesures viennent indéniablement modifier ses propriétés mécaniques et hydrauliques. C'est l'une des raisons pour lesquelles, les propriétés obtenues en laboratoire et in situ diffèrent (effet de remaniement et effet d'échelle, voir Claveau-Mallet, 2008).

Les protocoles employés suivent les normes canadiennes (CAN/BNQ) et américaines (ASTM) mais ont aussi été modifiés afin de s'adapter au type de sol ou pour rendre l'analyse plus complète. Parmi ces tests on peut compter les tests classiques de granulométrie (ASTM D422), de la densité des solides,  $G_s$  (ASTM D854), des limites d'Atterberg,  $w_L$  et  $w_P$  (CAN/BNQ 2501-092 et CAN/BNQ 2501-090) et de perméabilité en cellule triaxiale (ASTM D5084) mais aussi une vaste série d'essais en cellule œdométrique (ASTM D2435) et des protocoles d'extraction d'eau interstitielle et d'analyse chimique. En complément, l'Unité de Recherche et de Service en Technologie Minérale (URSTM) à l'Université du Québec en Abitibi-Témiscamingue (UQAT) a fait une caractérisation minéralogique de l'argile par diffraction aux rayons X (DRX). Également, des datations au carbone 14 ont été réalisées par des laboratoires indépendants.

De par leurs propriétés particulières, les argiles en général sont le sujet de nombreuses études et la littérature regorge de données. Cependant, ce type de sol est aussi caractérisé par la diversité de ses propriétés (formation et histoire différentes) et il est rarement possible de comparer des argiles de provenance différentes. De même, si l'on se limite à l'étude des argiles Champlain, les propriétés restent variables sur l'ensemble du dépôt. Pour s'en convaincre, le tableau 3-1 présente les résultats de la caractérisation pour les argiles de Lachenaie et leurs équivalents dans la littérature.

Certains des paramètres étudiés varient également à l'échelle de la zone d'étude. C'est le cas par exemple de la salinité qui atteint son maximum (15 mg/L) à une profondeur de 22 m et qui est globalement plus forte dans les zones où la couche d'argile est plus épaisse. Cette variabilité est importante à noter car la salinité peut influencer la sensibilité ( $S_r$ ) et la conductivité hydraulique. La sensibilité augmente et la conductivité hydraulique diminue avec le lessivage de l'argile (Bjerrum, 1954; Régimensi, 2009).

Une étude topographique donne une explication aux contraintes de préconsolidation recensées. En effet, des zones d'érosions peuvent être identifiées lorsque l'on regarde un plan comportant l'élévation du site (Duhaime et al., 2010). Une étude sur les argiles Champlain de la région de Saguenay estime également l'érosion responsable de la préconsolidation et souligne l'effet du vieillissement (tassement secondaire) sur la surestimation de la valeur de  $\sigma'_p$  (Bouchard et al., 1983). La fluctuation du niveau de la nappe avec les cycles de gel et dégel peut également affecter l'évaluation de  $\sigma'_p$ .

Tableau 3-1 : Propriétés des argiles Champlain

Paramètres mesurés	Argile de Lachenaie	Argiles Champlain (données de la littérature)	Références
<b>PROPRIETES HYDRAULIQUES</b>			
Perméabilité de l'argile intacte Essai en laboratoire : (cellule triaxiale, essais œdométriques) $k$ (m/s)	[3,9x10 <sup>-10</sup> ; 6,3x10 <sup>-9</sup> ]	[5x10 <sup>-10</sup> à 5x10 <sup>-9</sup> ]	Tavenas et al. 1983
Perméabilité de l'argile intacte in situ – essai à charge variable $k$ (m/s)	[1,2x10 <sup>-9</sup> ; 5,7x10 <sup>-9</sup> ]	[4,9x10 <sup>-10</sup> ; 1,5x10 <sup>-9</sup> ]	Tavenas et al. 1990
<b>CARACTÉRISTIQUES GÉNÉRALES</b>			
Densité des grains, $G_s$	[2,64; 2,75]		
Portion de particules < 2µm (%)	[34; 82]	[20 et 85]	Leroueil et al. 1983 Walker & Raymond, 1968
Composition minéralogique (%)	Plagioclases : [28;40] Quartz : [11;16] Feldspaths : [11;17] Amphiboles : [5;10] Carbonates : [1;5] Mat. organique : [1;2]	Plagioclases : 37% Quartz : 16% Feldspaths : 12% Amphiboles : 9 %	Foscal-Mella 1976

Tableau 3-1 : Propriétés des argiles Champlain (suite)

Paramètres mesurés	Argile de Lachenaie	Argiles Champlain (données de la littérature)	Références
Limites d'Atterberg et teneur en eau naturelle (%)	$39\% < w_L < 78\%$ $17\% < w_P < 30\%$ $49\% < w_N < 62\%$	$30\% < w_L < 75\%$ $17\% < w_P < 34\%$	Leroueil et al. 1983 Walker et Raymond, 1968
Activité	0,59 et 0,56 (seulement deux activités moyennes calculées)	[0.25; 0.75]	Leroueil et al. 1983
<b>CARACTÉRISTIQUES CHIMIQUES</b>			
Capacité d'échange cationique (meq/100g)	[25;40]		
Salinité (g/L)	[0,2;15,8]	[12; 35]	Torrance, 1988 Desaulniers & Cherry, 1989 Quigley et al. 1985
<b>PROPRIÉTÉS MÉCANIQUES</b>			
Résistance au cisaillement Au cône suédois $c_u$ (kPa)	[28,1; 96,7]	[0,2; 100]	Leroueil et al. 1983
Sensibilité, $S_r$	[3,9; 72]	[15;108]	Leroueil et al. 1983
Indice de recompression, $C_r$	[0,01; 0,13]		
Indice de compression vierge, $C_c$	[0,26; 2,08]	[0,1;5]	Leroueil et al. 1983
Indice de fluage, $C_\alpha$	[0,01;0,07]	= 0,04* $C_c$	Leroueil et al. 1983



### **3.1.2 Les mélanges sable-bentonite**

Après une brève introduction sur la bentonite et ses caractéristiques, les mélanges à base de bentonite et de sable utilisés dans cette étude seront décrits.

#### **3.1.2.1 Généralités sur les mélanges sable-bentonite**

Le nom de bentonite a été introduit dans le vocabulaire minéralogique par Knight (1898) pour désigner des argiles aux propriétés inhabituelles découvertes dans la localité de Fort Benton (Wyoming). Ces formations géologiques, datant du Crétacé, résultent soit de la sédimentation de cendres volcaniques en milieu lacustre ou lagunaire, soit de l'altération des roches volcaniques (Paumier, 2007). Les deux types de bentonite les plus répandus sont la montmorillonite calcium et sodium. La principale caractéristique de ce matériau est sa capacité à emmagasiner de l'eau et à gonfler.

C'est typiquement ce caractère gonflant qui permet à la bentonite d'être présente dans de nombreux domaines tels que la construction (barrages, stockage de déchets, ciment pour l'installation de puits d'observation) mais aussi en pharmacie (cosmétiques), en alimentation (agent liant pour les nourritures animales, clarificateur de vin) et autres industries (peintures, fonderie...). Ce changement de volume confère à la bentonite et aux mélanges contenant de la bentonite (dans certaines proportions) une faible perméabilité. Cette résistance à l'écoulement de l'eau s'explique par la composition structurale et minéralogique des particules de bentonite. L'annexe 2 présente plus en détail la minéralogie et la structure de ce type de sol.

Dans le cas particulier des mélanges avec le sable, les particules de bentonite, au contact de l'eau vont gonfler et remplir les pores présents entre les particules de sable. Ainsi la perméabilité du sol va décroître significativement avec l'augmentation de la proportion de bentonite jusqu'à une teneur seuil au-delà de laquelle la perméabilité obtenue équivaut à celle de la bentonite pure (figure 3-1). Cette teneur va varier en fonction du sol utilisé pour le mélange (homogénéité, granulométrie), de l'indice de gonflement de la bentonite et du fluide interstitiel (Alawaji, 1999). Dans les travaux de construction de barrières étanches, les pourcentages de bentonite utilisés varient entre 5 et 20% (Abeele, 1986, Lundgren, 1981, Chapuis, 1990, Kenney et al., 1992).

Avec de tels mélanges, on se retrouve avec des matériaux au comportement proche des argiles naturelles, dans le sens où la teneur en eau est importante et la perméabilité faible. Aussi, les mélanges sable-bentonite vont également se consolider sous l'action d'une contrainte, de la même manière que des sols fins normalement consolidés.

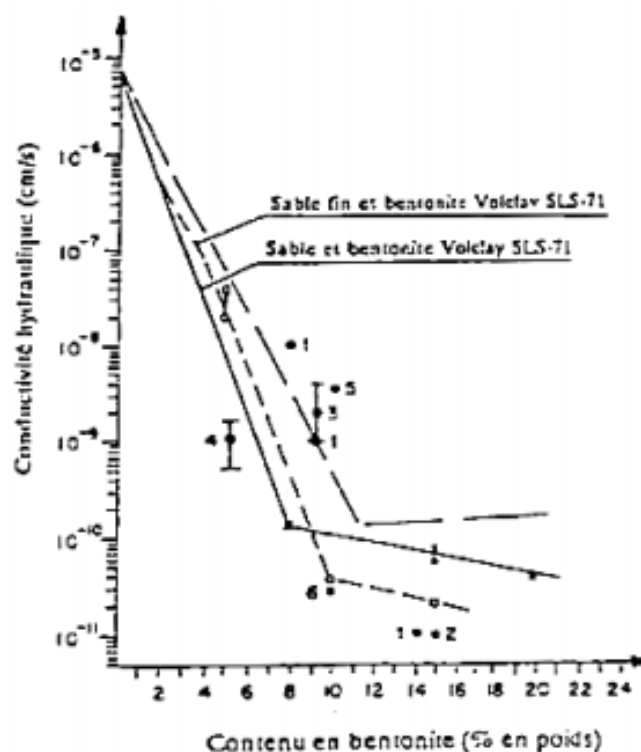


Figure 3-1 : Pourcentage de bentonite dans un mélange en fonction de la conductivité hydraulique (d'après Lundgren, 1981)

### 3.1.2.1 Préparation et caractérisation des mélanges testés

Des matériaux couramment utilisés au laboratoire conviennent parfaitement aux exigences de l'étude. La bentonite, généralement utilisée pour le scellement des puits d'observation, est de type industriel, commercialisée par Barnes Environmental Inc. Seulement la densité des grains, les limites de liquidité et le gonflement libre de la bentonite, ont été mesurés; cette rapide caractérisation étant bien suffisante dans le cadre de cette étude. Le test de gonflement libre consiste à ajouter 2 g de bentonite sèche dans une burette contenant 100 ml

d'eau distillé et de relever l'interface entre la phase solide et visqueuse au bout de 24 h (ASTM D 5890). La bentonite étudiée présente un indice de gonflement libre ( $IG$ ) de  $20 \text{ cm}^3/2\text{g}$ . La densité des grains a été mesurée à l'aide de pycnomètres dont la méthode est décrite par la norme ASTM D 854-02. Une valeur moyenne de 2,795 a été obtenue. L'appareil de Casagrande a fourni une limite de liquidité de 639%. Ces caractéristiques dépendent du type de bentonite et de sa provenance. En effet, dans la littérature on retrouve des valeurs de densité des grains pouvant varier de 2,66 à 2,90 et des limites de liquidité très étendues de 120 à 700 % (Kenney et al., 1992; Gleason et al., 1997; Sivapullaiah et al., 2000). Habituellement les bentonites utilisées dans la confection de barrières étanches possèdent un indice de gonflement libre proche de  $25 \text{ cm}^3/2\text{g}$  (Guyonnet et al., 2009), alors que cet indice peut varier de 5 à  $65 \text{ cm}^3/2\text{g}$  dépendamment de l'activation des bentonites (Razakamanantsoa, 2009).

Le sable utilisé est un sable siliceux homogène de taille 00 ( $d_{10} = 0,32 \text{ mm}$ ,  $d_{60} = 0,46 \text{ mm}$  et  $d_{60}/d_{10} = 1,44$ ), provenant du Nouveau Brunswick et commercialisé par Atlantic Silica Inc. Le sable choisi est relativement fin. Comme dans le cas de la bentonite, de nombreuses informations relatives au sable nous sont inconnues. Le test de densité des solides donne une valeur de 2,657 (d'après les fiches techniques du sable sa densité est de 2,66).

Les deux matériaux sont mélangés à sec et une importance particulière est accordée à l'homogénéité du mélange. Lorsque l'eau est ajoutée, celle-ci est dans un premier temps captée par les particules de bentonite les plus proches du point de contact, puis est répartie sur l'ensemble du mélange par capillarité. Il est donc important de laisser hydrater le mélange quelques jours jusqu'à stabilisation.

La teneur en bentonite est définie en divisant la masse sèche de bentonite par la masse sèche du mélange. En général les masses mesurées ne sont pas totalement sèches pour la bentonite, à cause de l'humidité ambiante (teneur en eau comprise entre 6 et 10%) (Chapuis, 2002). Comme cette étude vise à consolider les mélanges, observer certains phénomènes et analyser les essais de perméabilité à charge variable, nous ne cherchons pas à obtenir une conductivité hydraulique précise. Une étude préliminaire a montré que la conductivité hydraulique variait de  $2,3 \times 10^{-8} \text{ m/s}$  à  $3,5 \times 10^{-10} \text{ m/s}$  pour des teneurs en bentonite allant de 15 à 20% sous l'application d'une faible contrainte (3,5 kPa). La norme ASTM D2435 décrivant les essais œdométriques recommande la saturation complète des échantillons au début du test. Il

existe des méthodes utilisant des contre-pressions appliquées à la surface de l'échantillon visant à augmenter la saturation du matériau ou le vide pour éliminer les bulles d'air piégées dans le matériau. Ces méthodes ne sont pas adaptées à nos essais, car il est impossible de maintenir une certaine pression dans l'échantillon lors de son installation dans l'œdomètre. Cependant, à force d'essais, nous avons observé que lorsque le mélange était mis en place dans l'anneau œdométrique avec une teneur en eau proche de sa limite de liquidité, la saturation était supérieure à 90 %. Ainsi, pour cette raison et pour faciliter la manipulation des mélanges, la teneur en eau a été fixée à la limite de liquidité.

La figure 3-2 présente les différentes limites de liquidités et la densité des solides du mélange en fonction de la teneur en bentonite dans le mélange. Seuls les mélanges possédant une teneur de bentonite de 20 % ont été soumis aux essais œdométriques et de perméabilité. Il est aussi intéressant de noter l'évolution de l'indice des vides initial en fonction de la teneur en eau du mélange (figure 3-3) liée au caractère gonflant de la bentonite.

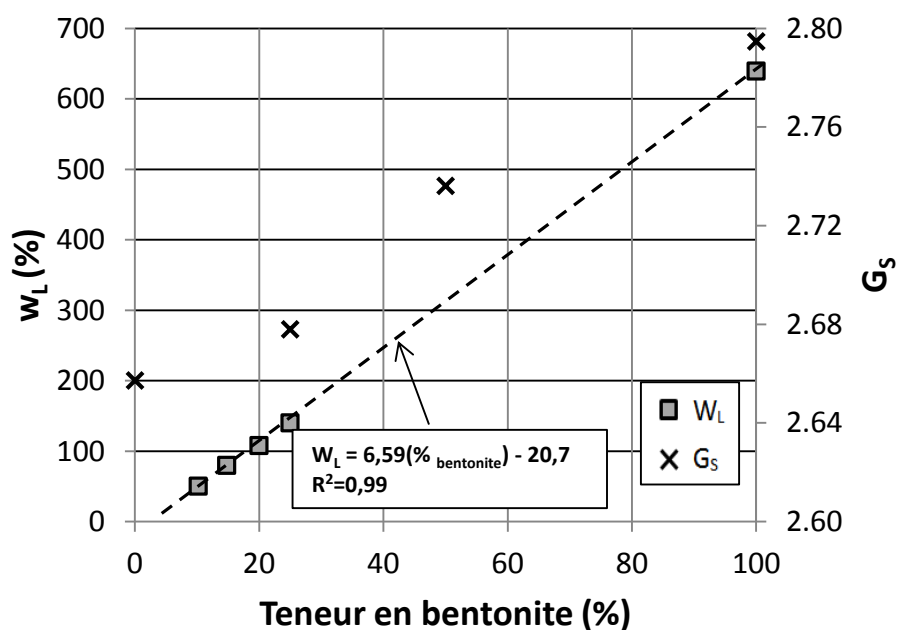


Figure 3-2 : Évolution de la limite de liquidité et de la densité des solides du mélange en fonction de la teneur en bentonite

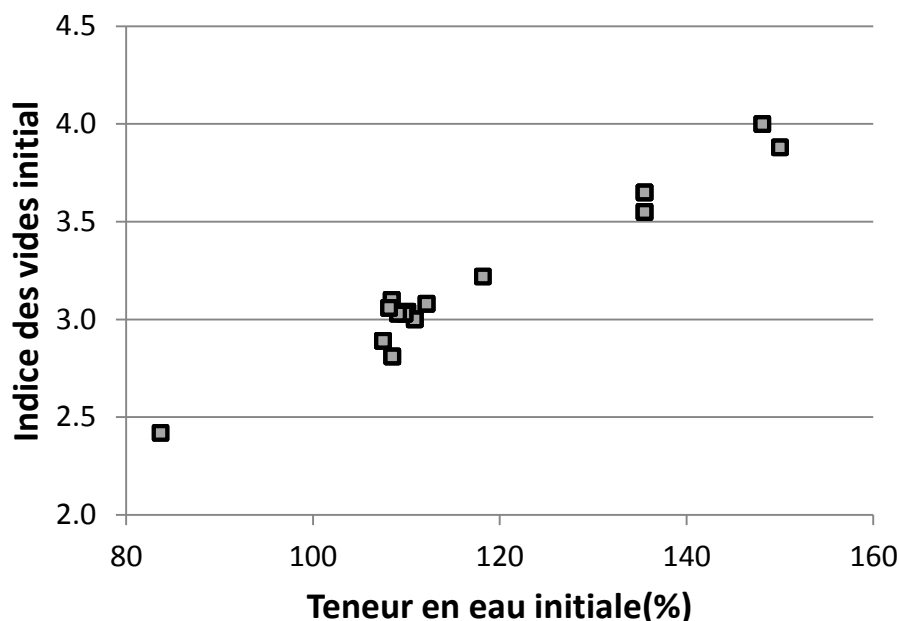


Figure 3-3 : Indice des vides initial en fonction de la teneur en eau initiale pour les mélanges étudiés

## 3.2 Essais réalisés

L'ensemble des travaux présentés dans ce document porte sur les résultats d'essais œdométriques et d'essais de perméabilité à charge variable entre les paliers de chargement de l'essai œdométrique. Les essais suivent les normes américaines de l'ASTM. Certains protocoles ont été modifiés pour étudier l'influence de la variabilité de certains paramètres du test (*LIR* et durée des essais).

### 3.2.1 Les essais œdométriques

Le laboratoire d'hydrogéologie de Polytechnique est équipé de cellules œdométriques ouvertes, qui ne permettent pas le suivi des dissipations de pression à la base de l'échantillon durant la consolidation, de marque Controls (modèle T302).

Les figures 3-4, 3-5 et 3-6 présentent respectivement les installations en laboratoire et une schématisation du système œdométrique utilisé. Les échantillons sont placés avec précision dans un anneau de dimension moyenne de 63,5 mm de diamètre pour une épaisseur de 20 mm. Les

contraintes sont imposées à l'échantillon par le biais d'un bras de levier (multiplication de la force par 11), au bout duquel peuvent s'accumuler les charges.

Dans le cas des argiles, les étapes de chargements ont été incrémentées de 3,4 à 1642 kPa, puis un déchargement jusqu'à 8,6 kPa avec une *LIR* variant de 0,5 à 1. Les chargements ont été maintenus 24h en moyenne. Pour les faibles chargements (< 30 kPa), où les déformations sont rapides et minimales, les durées de l'essai ont été écourtées à la stabilisation du capteur de déplacement.

Les mélanges sable-bentonite présentant des propriétés mécaniques différentes n'ont pas été soumis au même protocole. Plusieurs essais faisant varier la teneur en eau du mélange, la valeur de la première contrainte appliquée et la *LIR*, ont permis de tester le comportement des mélanges. Lors des premiers essais de consolidation, les paliers de chargements ont débuté à 17 kPa ( $\sigma_{v1}$ ) jusqu'à 136 kPa avec une *LIR* de 1. Ce qui signifie des paliers successifs de 17, 34, 68 et 136 kPa. Puis, après s'être rendu compte que les frottements entre le piston et le reste de l'appareil limitait les déformations dans le cas des faibles déplacements, la démarche expérimentale a été ajustée. Seulement deux appareils présentant de faibles frottements ont été utilisés pour la suite des essais. Les déformations étant plus importantes, les essais ont été stoppés à un chargement de 34 kPa, lorsque le bras de levier butait contre son support et ne transmettait plus de contrainte à l'échantillon. C'est-à-dire que le nouveau protocole d'essai comporte les paliers de chargements suivants : 3,4, 8,5, 17 et 34 kPa. Les paliers ont été maintenus jusqu'à l'apparition du tassement secondaire (maximum 2 jours). Une autre série d'échantillons a été soumise à une variante de l'essai oedométrique classique. Le tassement est stoppé lorsque 50% de la consolidation a été atteinte. Le but de cette démarche est d'évaluer l'influence des surpressions interstitielles sur les résultats des essais de perméabilité.

L'acquisition des données de l'essai est assurée par un capteur de déplacement LVDT (*Linear Variable Differential Transformer*) de marque Solartron (modèle VS/10/GB) programmé à partir d'une interface du logiciel Labview. Les paramètres du capteur de déplacement sont commandés pour relever la moyenne de 50 enregistrements en 0,5 s. La précision de ce système a été estimée à 1  $\mu\text{m}$  (Duhaime, 2012). Des corrections liées aux déformations de l'appareil, des pierres poreuses et des papiers filtres ont été mesurées lors de la consolidation d'un disque en acier.



Figure 3-4 : Photographie des montages œdométriques et du système d'acquisition de données



Figure 3-5 : Photographie d'un œdomètre lors d'un palier de compression

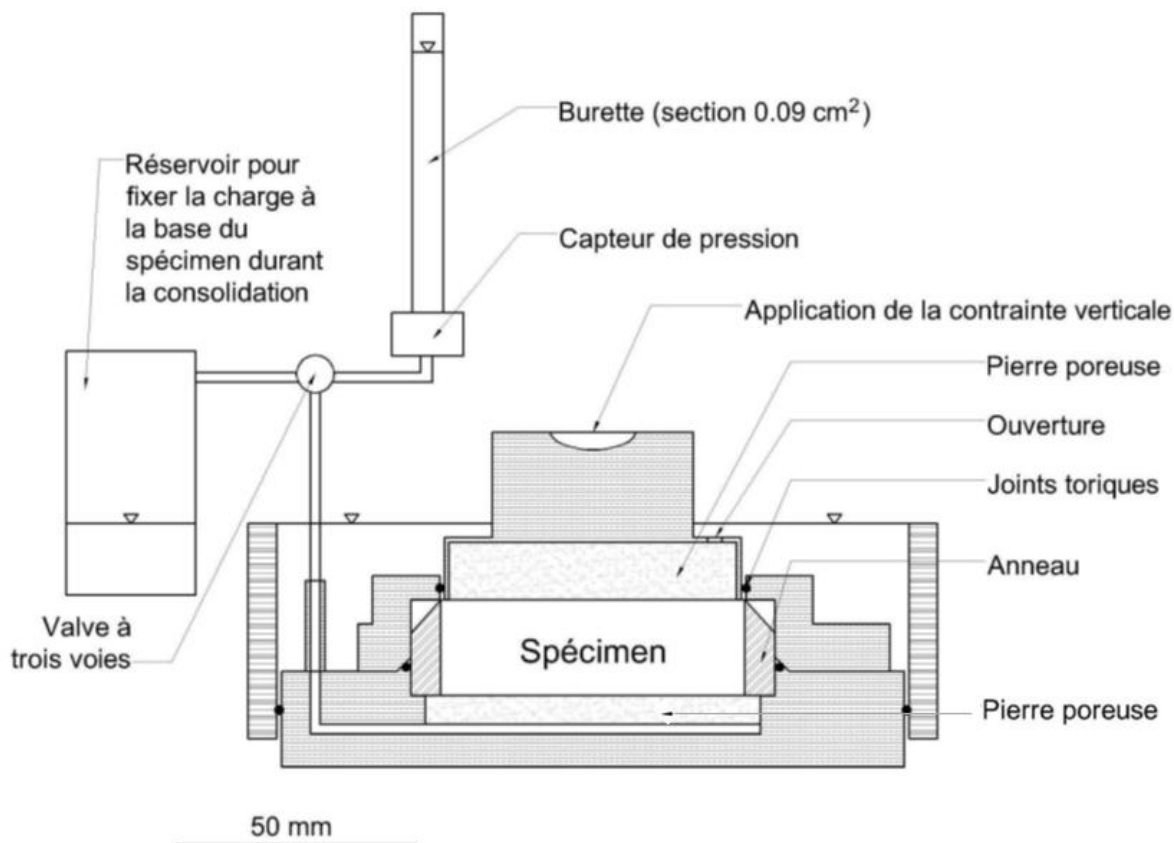


Figure 3-6 : Schématisation du montage expérimental (d'après Duhaime, 2012)

Sur l'ensemble du projet de caractérisation de l'argile de Lachenaie, 72 essais œdométriques ont été réalisés, soit plus de 900 paliers de chargement. Et 15 essais de consolidation sur des mélanges sables-bentonite sont venus compléter l'étude.

### 3.2.2 Les essais de perméabilité à charge variable

Les cellules œdométriques sont également dotées d'une burette, connectée à la face inférieure de l'échantillon qui permet de suivre l'évolution de la charge lors des essais de perméabilité. Une valve à trois voies (figure 3-6) permet d'imposer une charge constante identique à celle du bol lors de la consolidation ou une charge plus élevée conduisant à un gradient hydraulique moyen de 35 (différence de charge de 70 cm entre les deux extrémités d'un spécimen de 2 cm d'épaisseur) lors des essais de perméabilité. Avant la réalisation des essais de



perméabilité, l'action du bras de levier a été bloquée à l'aide d'un support afin de stopper le tassement. Pour les argiles, les essais de perméabilité ont été menés entre les paliers de chargement, lorsque la contrainte appliquée dépassait les 30 kPa, sur des durées variant de 24h à 50h. Des essais de perméabilité ont été exécutés de manière systématique entre les paliers de chargement des mélanges. La durée des essais est variable et a été choisie de sorte que plus de 50% de la charge initiale soit dissipée. Dans les deux cas, l'ensemble des tests pour un échantillon dure en moyenne 1 mois.

Le niveau d'eau dans la burette est d'abord mesuré par un capteur de pression puis converti dans l'interface de Labview (précision de 1 mm sur la charge). Lors des essais de perméabilité sur les mélanges sable-bentonite, l'interface Labview a été modifiée afin d'enregistrer les déformations possibles de l'échantillon suite à l'application d'un fort gradient hydraulique. En effet, l'action du support est de bloquer le tassement qui se poursuit dans le temps, mais n'empêche aucunement les déformations de l'échantillon liées à d'autres phénomènes.

Finalement, 365 essais de perméabilité à charge variable ont été effectués sur les argiles et 54 essais sur les mélanges sable-bentonite.

## **CHAPITRE 4    RÉSULTATS DES ESSAIS EN LABORATOIRE**

Les principaux résultats des essais de consolidation et des essais de perméabilité à charge variable ainsi que leurs interprétations sont présentés dans cette partie. Les différentes méthodes d'interprétation et de détermination de la perméabilité sont comparées et évaluées.

### **4.1 Analyse des essais de consolidation**

Les essais de consolidation sur les argiles de Lachenaie s'insèrent dans le vaste programme de caractérisation géotechnique du dépôt d'argile, mais il est important d'en exposer ici les principaux résultats. Ils seront utilisés dans une analyse comparative incluant des résultats tirés de la littérature, et dans la configuration du modèle numérique.

Après une observation générale de l'évolution du tassement pour chacun des matériaux soumis à différentes contraintes, les paramètres classiques de consolidation seront présentés avec une attention toute particulière pour le tassement secondaire dans le cas des argiles. La détermination de la vitesse de consolidation permettra de faire une première évaluation de la perméabilité des argiles et des mélanges sable-bentonite. Une fois les données récoltées, il est possible de faire quelques corrélations entre les divers paramètres. La littérature regorge d'études expérimentales montrant de manière empirique de tels liens pour des matériaux similaires. Ces informations serviront donc d'indicateurs pour la validation de nos résultats.

#### **4.1.1 Courbes typiques de tassement**

##### **4.1.1.1 Cas des argiles**

Nous avons déjà présenté les argiles de Lachenaie comme appartenant à la catégorie des sols surconsolidés. Les contraintes passées imposées au sol ont été mises en évidence par l'étude historique du dépôt, mais aussi par la présence d'une cassure dans les courbes de consolidation ( $e$  vs  $\log \sigma'_v$ ). Ce changement de pente permet de déterminer la contrainte de préconsolidation.

Cette spécificité est également observable lorsque l'on analyse les courbes de tassement pour différentes valeurs de contraintes. La figure 4-2 présente les tassements de l'échantillon *FP-06-02R-6,84* pour 3 paliers de chargements (204, 341, 545 kPa). L'essai œdométrique au complet a permis d'estimer la contrainte de préconsolidation à 295 kPa (figure 4-1). Ainsi les courbes présentent les déformations de l'échantillon sous une contrainte inférieure (axe de gauche), proche et supérieure à  $\sigma'_p$  (axe de droite). On reconnaît alors les différents types de courbes de tassement définies dans la classification de Leonards & Altschaeffl (section 2.1.2.2.3). L'allure des courbes diffère selon les échantillons, mais cette tendance est globalement suivie.

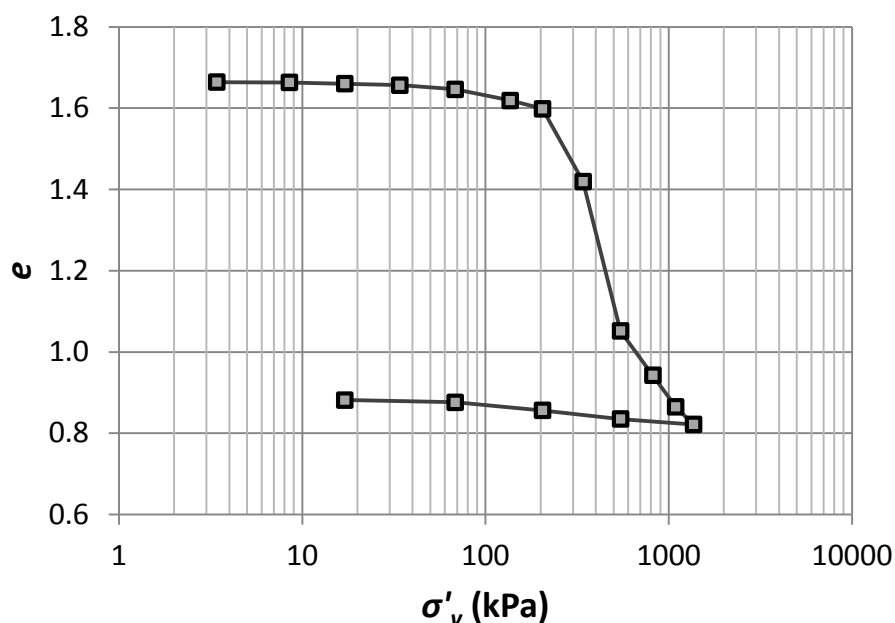


Figure 4-1 : Courbe de consolidation de l'échantillon d'argile *FP-06-02R-6,84*

#### 4.1.1.2 Cas des mélanges sable-bentonite

Les mélanges sable-bentonite se comportent comme des matériaux argileux normalement consolidés. Ce qui signifie que contrairement aux argiles de Lachenaie, mis à part dans les cas où le frottement entre le piston et l'appareil était trop importante, les courbes de tassement présentent une allure en « S » (Type 3) pour tous les paliers (figure 4-3). On remarque alors que les mélanges sont beaucoup moins rigides que les argiles, les tassements sont beaucoup plus

importants sous une faible contrainte. Cela provient du fait que les mélanges sont réalisés à des teneurs en eau importantes (110%), ce qui leur confère une forte compressibilité.

Dans le chapitre consacré à la méthodologie, nous avons évoqué les modifications des protocoles liés aux phénomènes de friction, entre le piston sur lequel agit le bras de levier, et le cadre fixe relié à l'échantillon, qui venaient perturber la consolidation lors des faibles chargements. La figure 4-4 illustre clairement les problèmes liés à la friction. Les tassements sont mesurés sur deux échantillons composés du même mélange et subissant la même contrainte (essai 2 au chargement de 17,06 kPa), installés sur deux œdomètres différents. Les frottements existant entre l'anneau et le piston de l'œdomètre 3 créent une résistance au tassement de l'échantillon.

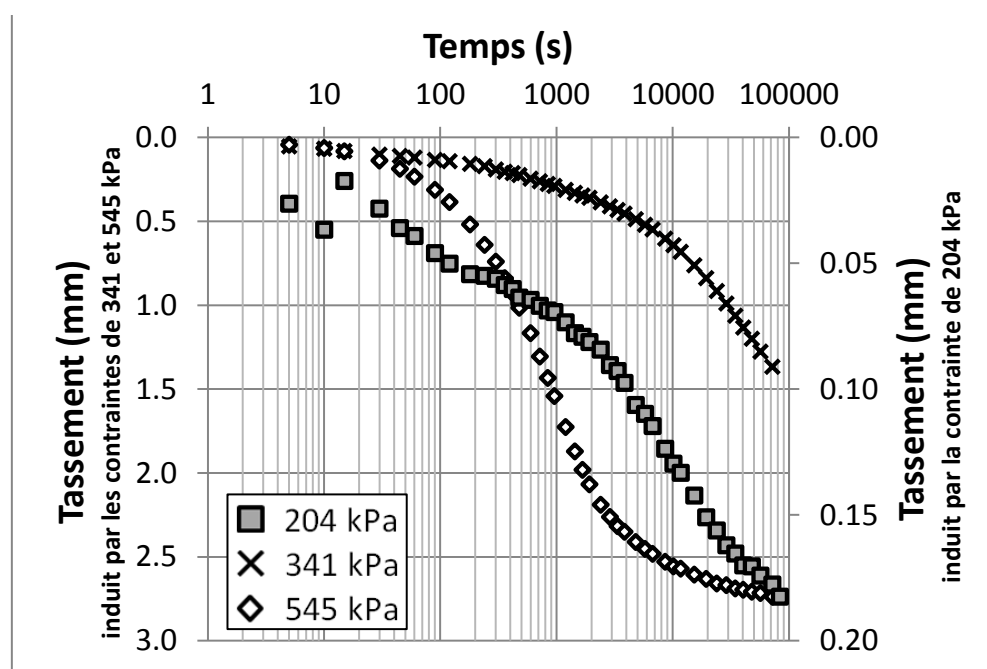


Figure 4-2 : Courbes de tassement de l'échantillon d'argile *FP-06-02R-6,84*

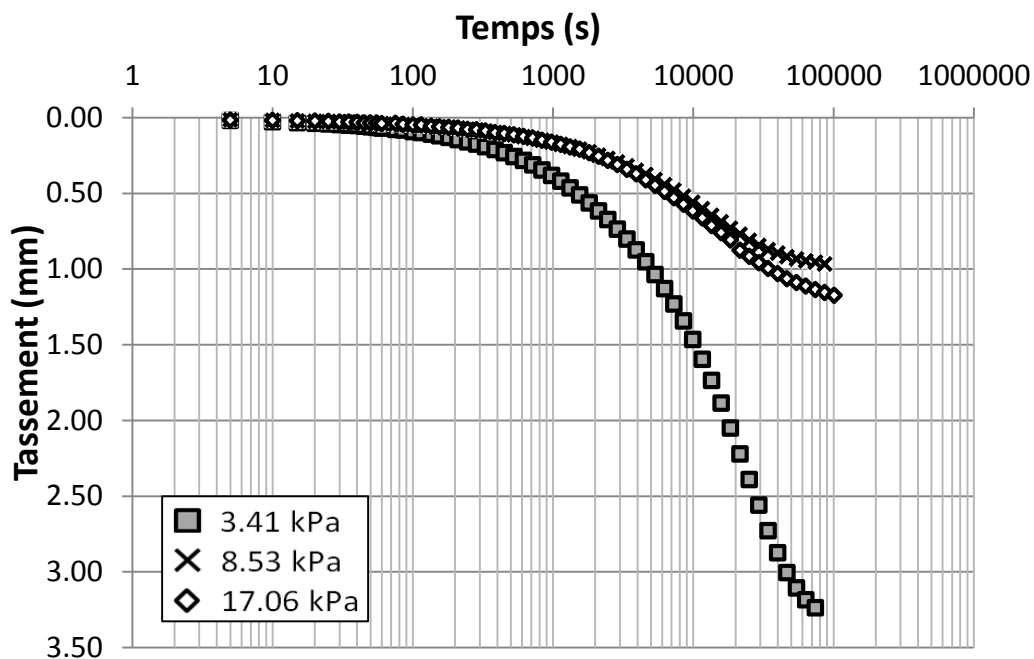


Figure 4-3 : Courbes de tassement d'un mélange sable-bentonite, essai *E4-01*

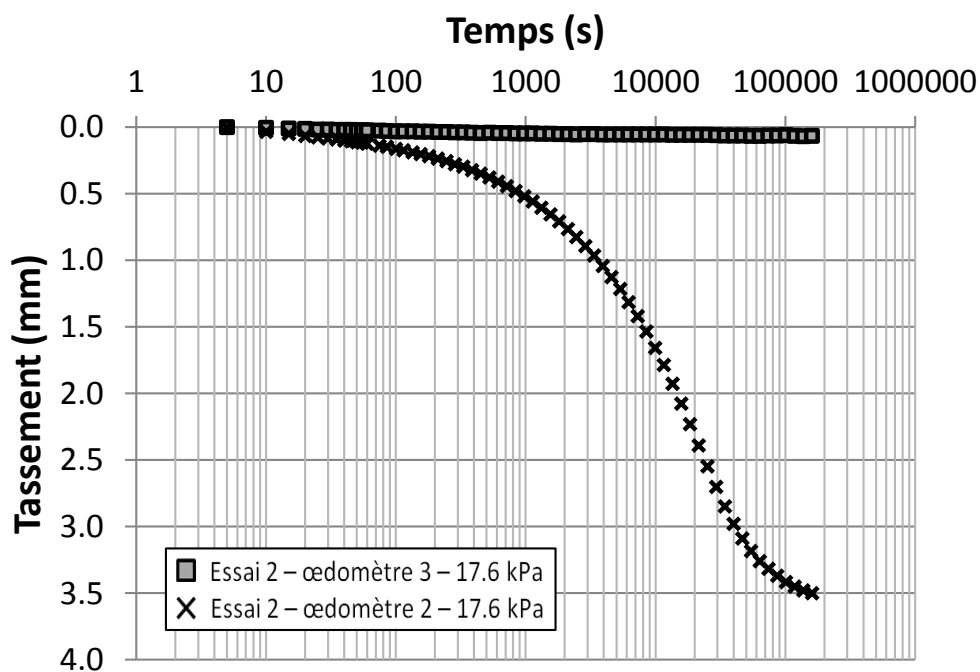


Figure 4-4 : Présence de frottements dans l'œdomètre 3 lors de l'essai *E2-03* de consolidation d'un mélange sable-bentonite

## 4.1.2 Principaux paramètres de consolidation

Les courbes de tassement, à travers l'identification de certains paramètres, renseignent sur la réponse comportementale du matériau à une sollicitation mécanique. L'obtention de ces paramètres caractéristiques des matériaux va permettre d'ajuster le modèle numérique aux conditions du laboratoire. Leur validation passe par la revue de recherches antérieures publiées dans la littérature. L'intérêt est porté sur les caractéristiques de l'argile, mais quelques résultats sur les mélanges sable-bentonite seront brièvement présentés. Ils seront principalement utiles pour la phase de modélisation.

### 4.1.2.1 Compressibilité et rigidité

La déformabilité des sols peut être caractérisée par divers paramètres. Ici nous présenterons simplement les coefficients de compressibilité ( $C_r$  et  $C_c$ ) et de changement de volume ( $m_v$ ) qui reflètent l'évolution de l'indice des vides en fonction de la contrainte appliquée. Ce choix vient du constat que ce sont les paramètres les mieux décrits dans la littérature et les plus utilisés dans les transcriptions mathématiques du phénomène de tassement.

Les argiles de Lachenaie étant des argiles surconsolidées, présentent deux comportements distincts en recompression et en compression vierge. Le coefficient de compression vierge ( $C_c$ ) varie entre 0,26 et 2,8 et le coefficient de recompression ( $C_r$ ) entre 0,01 et 0,13. Dans la littérature, les valeurs les plus courantes de  $C_c$  pour les argiles Champlain varient entre 0,1 et 4 (Holtz & Kovacs, 1981; Leroueil et al., 1983; Dion et al., 1985; Leroueil et al., 1985). L'étendue des valeurs prises par  $C_c$  et  $C_r$  s'explique par des différences de composition et de structure des sols. Ces variabilités peuvent être décrites encore par une multitude de paramètres, ici, pour exemple, nous en présenterons deux, l'indice des vides initial ( $e_0$ ) et la teneur en eau initiale ( $w_0$ ).

Dans une étude compilant de nombreuses données physiques, mécaniques et hydrauliques sur les argiles marines de l'Est canadien, Leroueil et al. (1983), ont établi une formulation générale liant l'indice des vides à l'état initial et le coefficient de compressibilité (équation 4.1). L'ensemble des données est présenté sur la figure 4-5 par des points noirs.

$$C_c = 0,65e_0^2 + 0,15e_0 - 0,5 \quad (4.1)$$

Une analyse similaire des données des argiles de Lachenaie est présentée sur la même figure. On s'aperçoit clairement que les résultats varient dans le même sens et viennent conforter la relation précédemment introduite. On peut souligner que les argiles de Lachenaie, qui représentent une partie de l'ensemble du dépôt d'argile Champlain, occupent la partie médiane et basse du graphique, elles n'appartiennent donc pas à la catégorie des sols les plus compressibles.

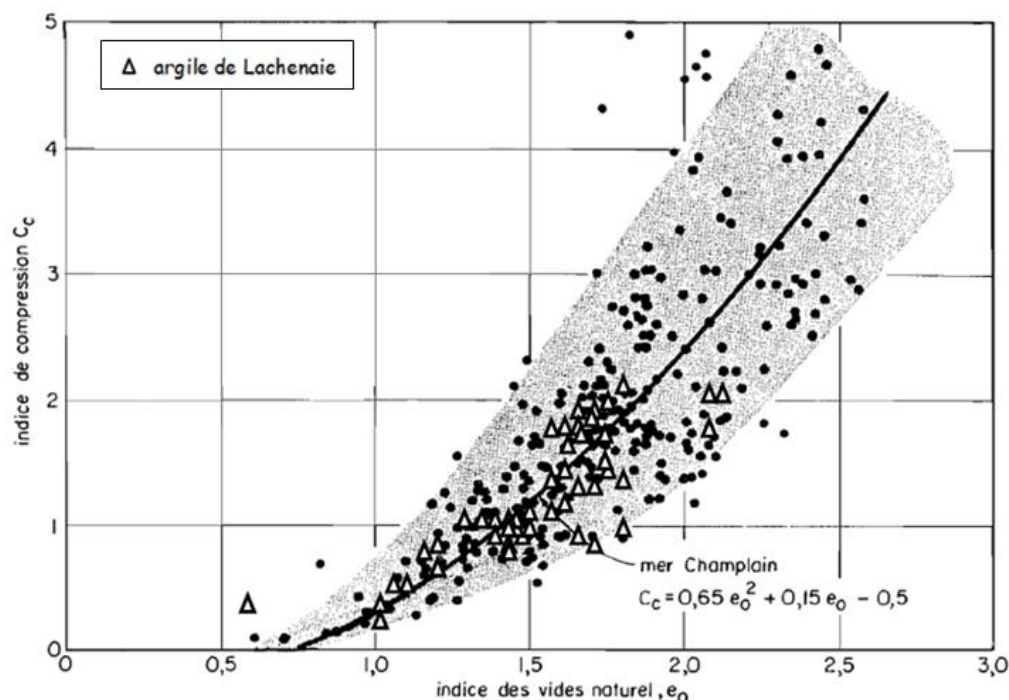


Figure 4-5 : Variation de l'indice  $C_c$  en fonction de  $e_0$  (adapté de Leroueil et al., 1983)

Dion et al. (1985) ont publié « quelques relations entre certaines propriétés géotechniques pour les argiles molles de la région de Montréal », parmi elles, on retrouve la variation linéaire de  $C_c$  en fonction de  $w_0$  (équation 4.2).

$$C_c = 0,05w_0 - 1,815 \quad (4.2)$$

Les argiles étudiées ici, décrivent une relation légèrement différente (avec un coefficient de corrélation de 0,6), prenant la forme suivante :

$$C_c = 0,036w_0 - 0,84 \quad (4.3)$$

Il existe une influence certaine de la teneur en eau sur la compressibilité du sol, mais dans le cadre de notre étude, une relation linéaire ne semble pas réellement pertinente.

Il est également possible de comparer le rapport entre le coefficient de compressibilité vierge ( $C_c$ ) et de recompression ( $C_r$ ). Dans leur ouvrage dédié à la géotechnique, Holtz et Kovacs (1981) synthétisent que  $C_r$  est égal à 5 à 10 % de  $C_c$ . Le ratio  $C_r/C_c$  pour les échantillons d'argile étudiés varie globalement entre 2 et 17%.

La compressibilité peut aussi être déterminée localement, autour d'un état de contrainte donné ou entre un état initial et final pour un palier de chargement. On utilise alors une autre représentation classique de la compressibilité :  $m_v$ . Nous avons vu qu'il est possible d'avoir plusieurs recours pour obtenir le coefficient de compressibilité. Dans cette section, ils ont été calculés à partir du rapport entre la déformation et la variation de contrainte pour un palier de chargement. On constate alors que la valeur de  $m_v$  diminue lorsque les chargements deviennent plus importants, cela traduit l'augmentation de la rigidité du matériau (figure 4-6). Deux tendances se dégagent de ce graphique; pour une contrainte très faible (premiers paliers de chargements)  $m_v$  est important et au-delà de la contrainte de préconsolidation, ce même coefficient prend une valeur importante. Ici encore, la compressibilité est fonction des propriétés initiales ( $e_0$  ou  $w_0$ ) ce qui justifie que le graphique ne présente pas une évolution claire pour l'ensemble des échantillons composant le site. Mais lorsque les échantillons sont étudiés indépendamment, on observe que le coefficient  $m_v$  passe par une valeur maximale autour de  $\sigma'_p$  pour ensuite diminuer avec l'augmentation de charge (figure 4-7). Cette figure présente encore la variation du paramètre  $C_x$ , qui prend respectivement les valeurs de  $C_r$  et  $C_c$  avant et après la contrainte de préconsolidation. La tendance est la même, le paramètre  $C_x$  évolue de manière similaire à  $m_v$ .



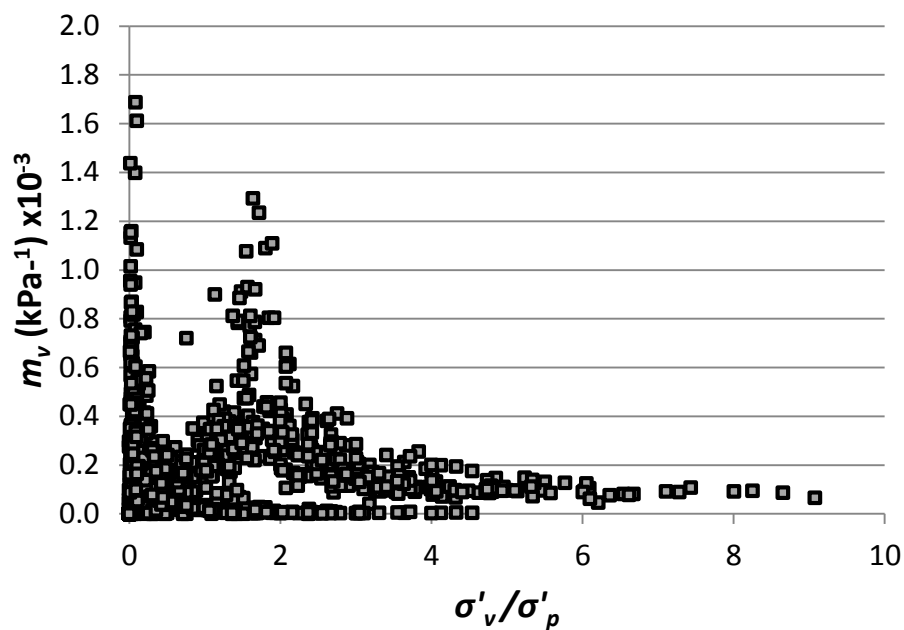


Figure 4-6 : Évolution de  $m_v$  en fonction de la contrainte appliquée pour l'argile de Lacheaie

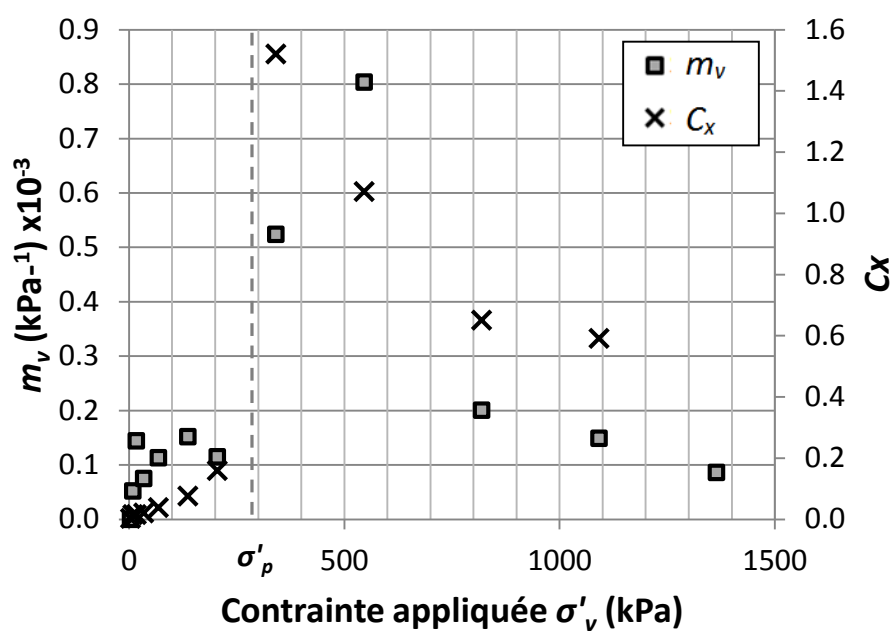


Figure 4-7 : Évolution de  $m_v$  et  $C_x$  en fonction de la contrainte appliquée pour l'échantillon *FP-06-02R-6.84*

#### 4.1.2.2 Tassement secondaire

Le tassement secondaire ou fluage, défini par le paramètre  $C_\alpha$ , occupe une place importante dans la compression des sols fins. Ici encore, d'importantes difficultés ont été rencontrées lors de la détermination graphique de ce coefficient. En effet les courbes obtenues ne ressemblent pas toujours à celles présentées dans les manuels d'introduction à la mécanique des sols, et il est souvent difficile d'identifier la fin du tassement primaire et le début du tassement secondaire. D'autant plus que lorsque les contraintes sont inférieures à la contrainte de préconsolidation, les courbes de tassement observées prennent l'allure de droites (du style la courbe type II selon la classification de Leonards & Altschaeffl, section 2.1.2.2.3). Dans ce cas précis, le tassement aurait principalement une composante secondaire (ou différée) et la pente de la droite fournirait directement  $C_\alpha$  (Bjerrum, 1967; Zeevaert, 1986). C'est ce que nous affirmerons dans la suite de notre analyse.

La gamme de valeur des  $C_\alpha$  s'étend de 0,02 à 0,08. Aucune évolution particulière du tassement secondaire est observé, d'un site de forage à l'autre, par contre à l'élévation de 5 m on peut apercevoir une légère variation dans les intervalles de valeurs (figure 4-8). Cela correspond à la limitation entre deux couches d'argiles aux propriétés différentes (Duhaime, 2012).

La figure 4-9 montre l'évolution du coefficient de consolidation secondaire ( $C_\alpha$ ) en fonction de la contrainte effective appliquée pour l'échantillon *FP-06-02R-6,84*. On remarque, lors de la recompression, une augmentation du coefficient. Celui-ci prend toutefois des valeurs faibles. Autour de la contrainte de préconsolidation,  $C_\alpha$  atteint un maximum puis sa valeur décroît avec l'augmentation de la charge. Cette évolution est semblable à celle déjà décrite dans la littérature (section 2.1.2.2.1). Également le rapport  $C_\alpha/C_x$  présente une évolution similaire.

La comparaison entre le coefficient de compression vierge  $C_c$ , déterminé localement, et le coefficient de consolidation secondaire  $C_\alpha$  est souvent analysée. Pour l'ensemble des échantillons où la compression secondaire est observable, le rapport  $C_\alpha/C_c$  fluctue essentiellement entre 0,02 et 0,06. Des recherches antérieures sur les argiles Champlain fournissent des valeurs comprises entre 0,025 et 0,060 (Mesri & Godlewski, 1977; Holtz & Kovacs, 1981; Leroueil et al., 1983). Mesri & Godlewski (1977) notent également que ce rapport diminue au cours de la consolidation. La figure 4-10 présente des résultats similaires à ceux rencontrés dans la littérature.

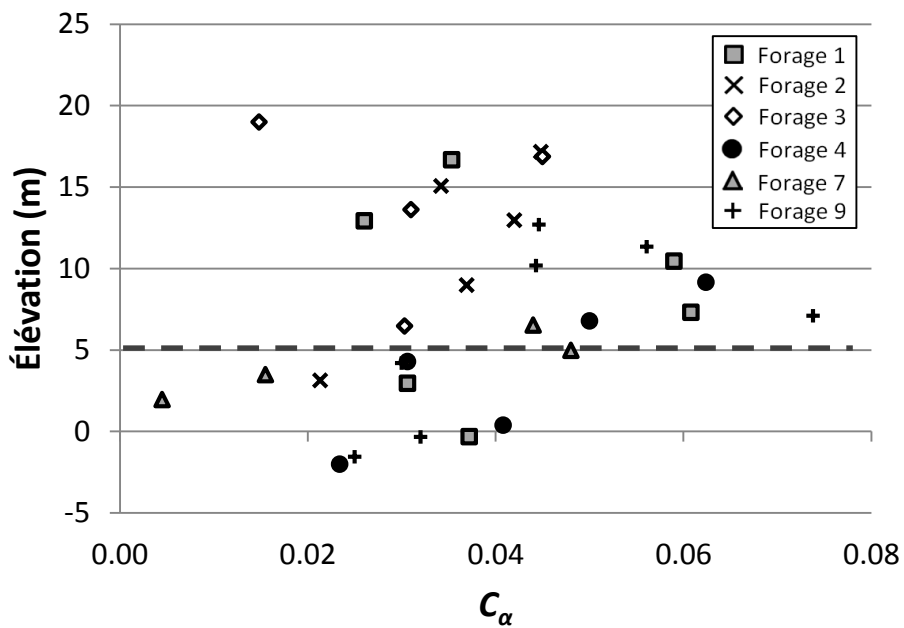


Figure 4-8 : Évolution de  $C_\alpha$  en fonction de l'élévation

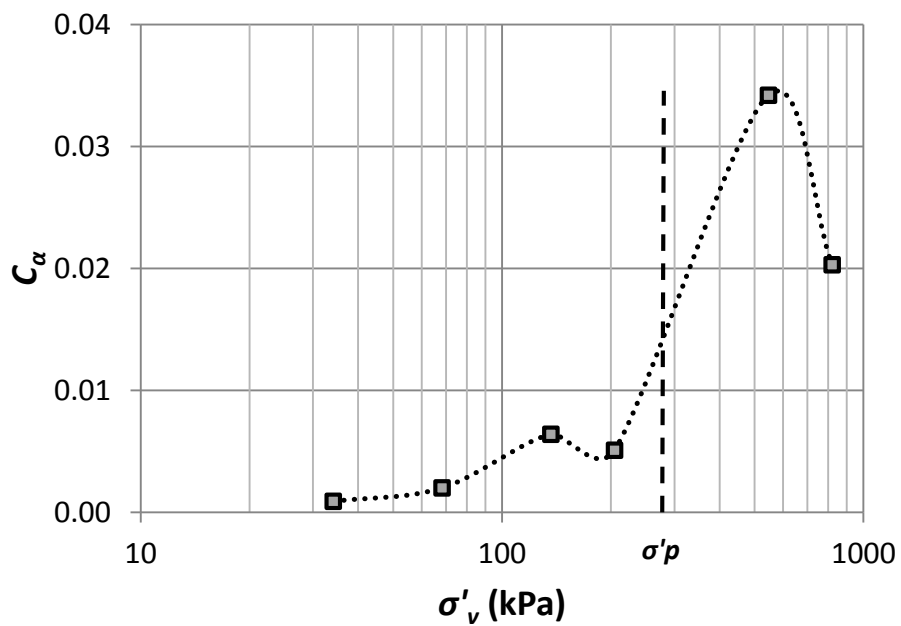


Figure 4-9 : Évolution du paramètre  $C_\alpha$  en fonction de la contrainte appliquée pour l'échantillon d'argile FP-06-02R-6,84

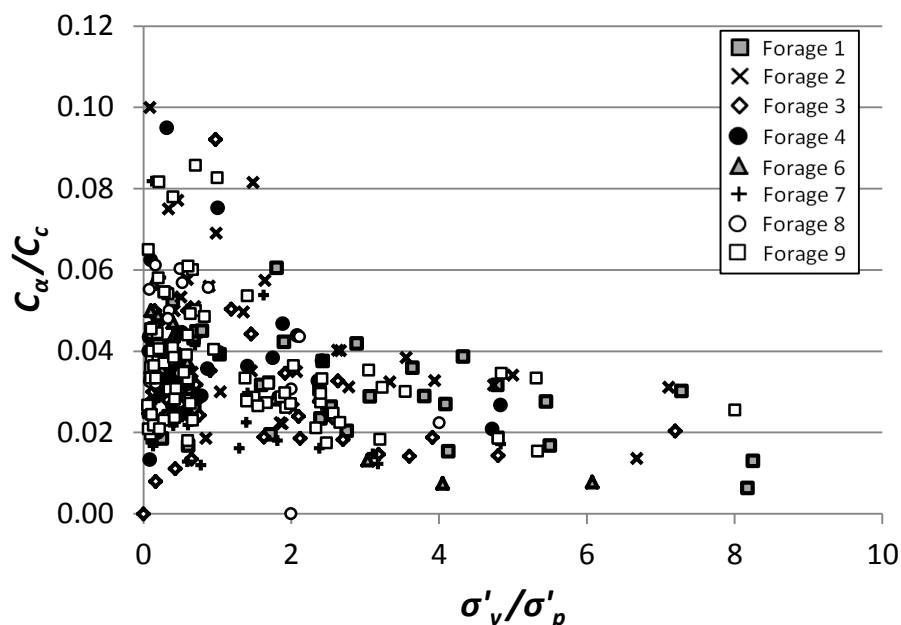


Figure 4-10 : Évolution du rapport  $C_\alpha/C_c$  en fonction de la contrainte appliquée normalisée par  $\sigma'_p$

#### 4.1.2.3 Quelques résultats pour les mélanges sable-bentonite

La section 2.1.2.1 rappelle que les relations liant les paramètres expérimentaux sont fonctions des cycles de chargement choisis. Les mélanges sable-bentonite ont été soumis à deux séries de chargements différents, l'une débutant à 17 kPa et l'autre à 3,4 kPa, toujours en maintenant un *LIR* de 1. Les valeurs de  $C_c$  obtenues varient entre 2,3 et 3,1 dans le premier cas et 0,6 à 1,2 dans le deuxième cas.

Le coefficient de changement de volume varie entre  $2 \times 10^{-3}$  et  $7 \times 10^{-3} \text{ kPa}^{-1}$ . Il est en moyenne un ordre de grandeur plus élevé que les valeurs obtenues pour les argiles. Les mélanges sable-bentonite sont bien plus compressibles.

Dans le cas des mélanges sable-bentonite, le tassement secondaire est fonction de la teneur en bentonite du mélange, de la teneur en eau initiale, de la contrainte appliquée et de la *LIR* choisie. Les valeurs de  $C_\alpha$  observés ici appartiennent à l'intervalle  $[0,03; 0,2]$ . Contrairement aux évolutions particulières du coefficient de tassement secondaire observées chez les argiles, aucune relation n'a été mise à jour pour les mélanges sable-bentonite. Les mélanges se comportent plus comme des argiles remaniées en ce qui concerne l'évolution de  $C_\alpha$  en fonction de  $\sigma'_v$ .

## 4.2 Analyse de la perméabilité

### 4.2.1 Relation entre coefficient de perméabilité et indice des vides

Dans la littérature, on retrouve diverses formes d'équations reliant la perméabilité et l'indice des vides. Le choix du type de relation à utiliser dépend du matériau étudié, de son comportement et de l'objectif visé. Par exemple, la relation de Kozeny-Carman est utilisée pour prédire la conductivité hydraulique des sables, tandis que la relation de Mesri et Olson (1971) est utilisée pour décrire la relation  $k(e)$  des argiles normalement consolidées. Les matériaux étudiés dans le cadre de cette étude répondent relativement bien à la relation linéaire entre  $e$  et  $\log k$  introduite par Taylor (1948) :

$$\log k = \log k_0 - \frac{e_0 - e}{C_k} \quad (4.4)$$

où  $e_0$  est l'indice des vides à l'état naturel,

$k_0$  est la perméabilité à l'indice des vides  $e_0$ , et

$C_k$  est l'indice de variation de la perméabilité.

La valeur de  $k_0$  peut être calculée à partir de la relation linéaire entre  $e$  et  $\log k$ .

L'expression 4.4 peut aussi prendre la forme suivante :

$$e - e_0 = C_k \log \left( \frac{k}{k_0} \right) \quad (4.5)$$

Le paramètre  $C_k$  est une caractéristique du sol étudié. Sur l'ensemble des prélèvements d'argile du site de Lachenaie, les valeurs de  $C_k$  diminuent lorsque celle de  $e_0$  diminue. Les valeurs de  $C_k$  varient entre 0,39 et 1,2 avec une valeur moyenne de 0,74. Sur la figure 4-11 on remarque que la plus grande partie des données fournit des valeurs de  $C_k$  comprises entre 0,55 et 1.

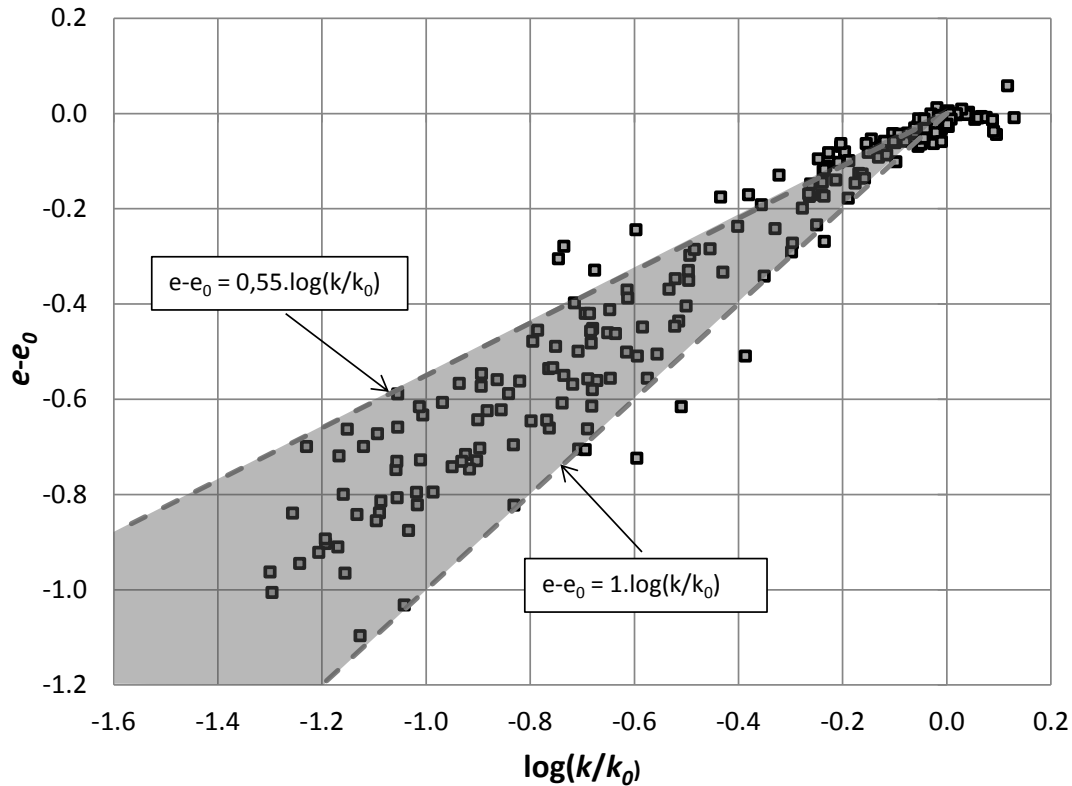


Figure 4-11 : Relation entre l'indice des vides et  $\log(k/k_0)$ , détermination du coefficient  $C_k$  de l'argile de Lachenaie

En se basant sur des courbes  $k(e)$  obtenues à partir d'argiles Champlain, d'argiles canadiennes et d'autres argiles naturelles, Leroueil et al. (1983) suggèrent, en première approximation, la relation décrite par l'équation 4.6 pour le paramètre  $C_k$ . Au-delà de 20% de déformation, Leroueil et al. (1983) notent que les courbes  $e$  vs  $\log k$  s'incurvent. La figure 4-12 illustre cette corrélation et présente les résultats pour les argiles de Lachenaie.

$$C_k = 0.5e_0 \quad (4.6)$$

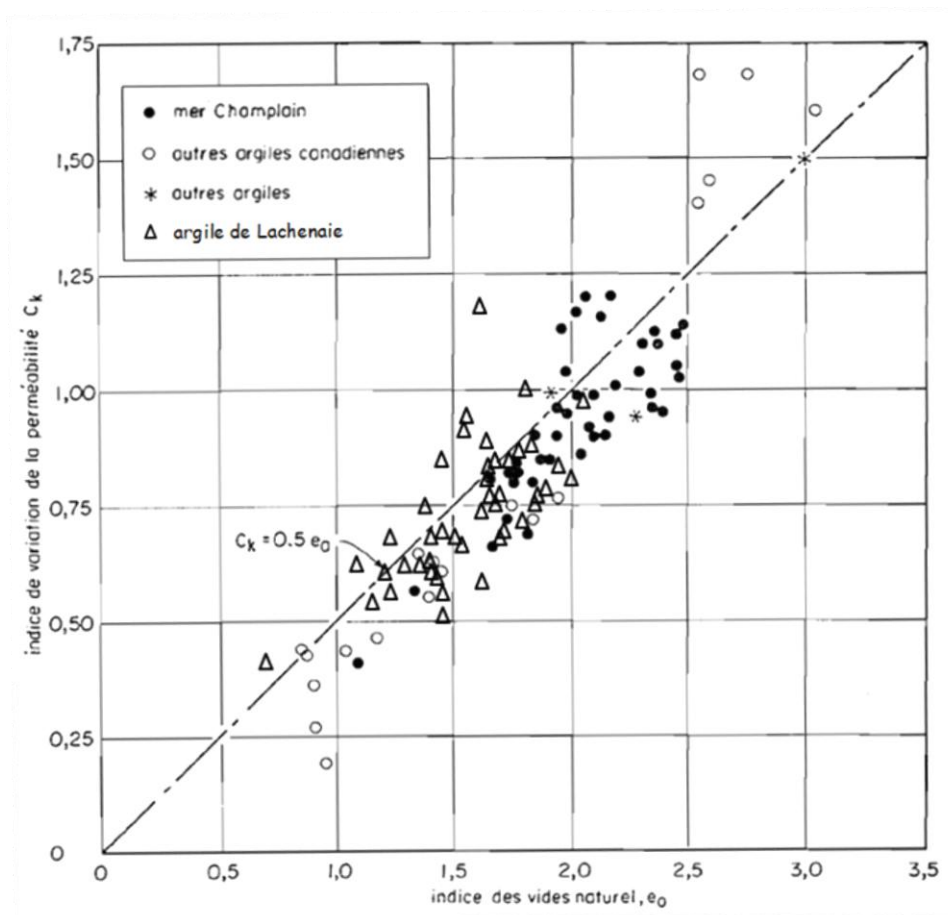


Figure 4-12 : Relation entre  $C_k$  et  $e_0$

Dans le cas des mélanges sable-bentonite (comportant 20% de bentonite), le coefficient  $C_k$  prend des valeurs comprises dans l'intervalle [1,65; 2,4] dépendamment de la teneur en eau du mélange et donc de l'indice des vides initial.

Le problème des relations linéaires entre  $\log(k)$  et  $e$ , est qu'elles font uniquement intervenir l'indice des vides. Mesri et Olson (1970) ont recensé tous les mécanismes contrôlant la perméabilité d'un sol. Y figurent la tortuosité et divers phénomènes de nature chimique.

#### 4.2.2 Comparaison des méthodes (directe et indirectes)

Dans cette partie, la seule méthode directe est la méthode traditionnelle semi-log (la méthode du graphique des vitesses sera traitée plus en détail dans la section suivante). La valeur

de conductivité hydraulique issue de cette méthode d'interprétation sera supposée fiable, une valeur de référence.

Il est couramment reconnu que les méthodes indirectes tendent à sous-estimer la conductivité hydraulique. Ceci est entre autres provoqué par l'imprécision des estimations graphiques des  $c_v$  et les approximations théoriques de Terzaghi (1925). Sans compter que ces valeurs dépendent de certains paramètres du test, tels que la durée de l'essai, le ratio de la contrainte appliquée entre les étapes de chargement (*LIR*), et peuvent aussi être influencées par le tassement secondaire généré au palier de chargement précédent (Olson, 1986). De plus, l'évaluation du  $c_v$  ne prend pas en compte le tassement secondaire, qui est très marqué, comme nous l'avons vu, dans les matériaux étudiés.

Des essais sur les argiles ont mis en évidence la tendance générale suivante (Mesri & Olson 1971; Leroueil et al., 1985) :

$$k_{Casagrande} \leq k_{Taylor} \leq k_{nv} \quad (4.7)$$

où  $k_{Casagrande}$  et  $k_{Taylor}$  représentent les conductivités hydrauliques obtenues par les méthodes indirectes de Casagrande et Taylor, et  $k_{nv}$  la conductivité hydraulique déterminée par l'interprétation des essais à niveau variable avec le graphe semi-log.

Une même conclusion générale peut être tirée des résultats présentés sur la Figure 4-13 pour l'argile de Lachenaie. Pour certains échantillons, une différence allant jusqu'à deux ordres de grandeur est observée. Des conclusions identiques ont été révélées par Tavenas et al. (1983a) pour des argiles Champlain provenant d'autres localités.

Pour les mélanges sables-bentonite, le classement des méthodes de détermination de la perméabilité est bien moins évident, les deux méthodes indirectes donnent des erreurs du même ordre. Il semble que l'écart entre les méthodes directes et indirectes soit moins prononcé pour les mélanges (figure 4-14).



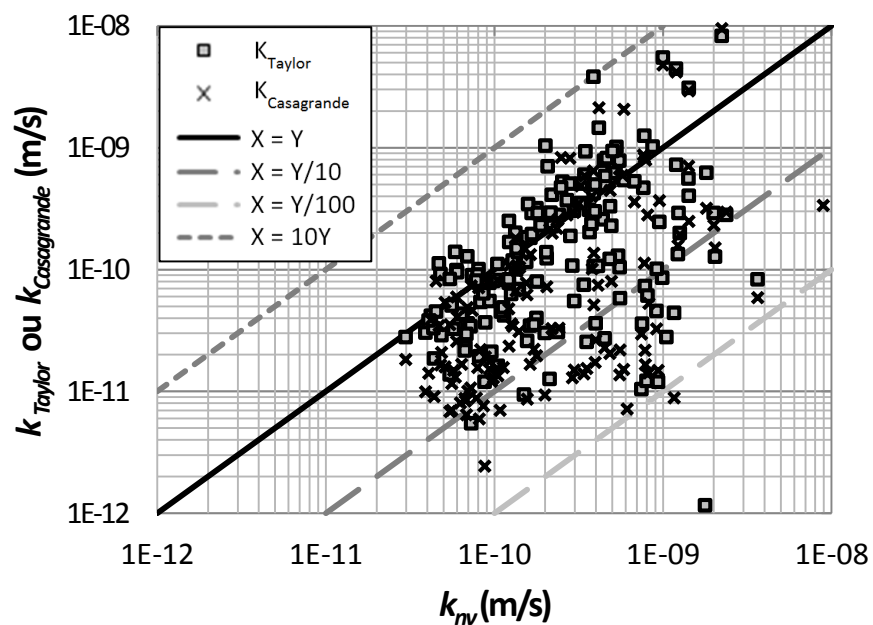


Figure 4-13 : Comparaison entre  $k$  direct et indirect dans le cas de l'argile de Lachenaie

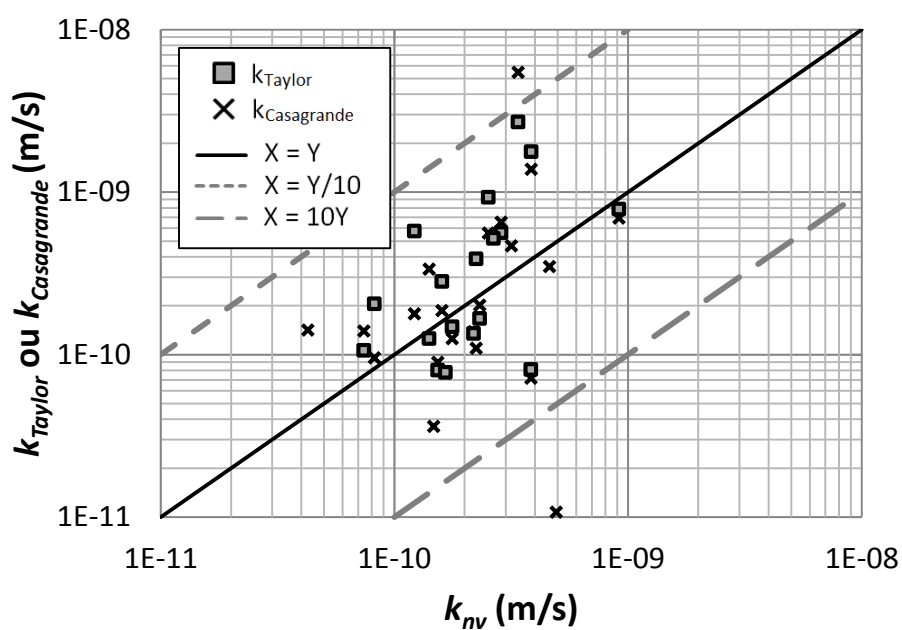


Figure 4-14 : Comparaison entre  $k$  direct et indirect dans le cas des mélanges sable-bentonite

### 4.2.3 Analyse détaillée de la méthode du graphique des vitesses

Cette section vise plus particulièrement l'étude de la méthode du graphique des vitesses, de la précision dans la détermination de la conductivité hydraulique et du paramètre  $h_0$ , aux avantages qu'elle possède face à la méthode d'interprétation traditionnelle semi-log. L'analyse débouchera finalement sur les précautions et les conditions d'utilisation de la méthode du graphique des vitesses.

#### 4.2.3.1 Présentation des graphiques des vitesses

##### 4.2.3.1.1 Observation des graphiques des vitesses typiques

Initialement, les graphiques des vitesses présentent la différence de charge moyenne sur un intervalle de temps  $\Delta t$  ( $h_m$ ) en fonction de la dérivée de la différence de charge ( $\Delta h/\Delta t$ ). Duhaime (2012) suivant les travaux de Chapuis a proposé de normaliser le graphique des vitesses par celle évaluée à une charge de  $0,25 h_{(t=0)}$ .

Cependant, la courbure initiale visible sur le graphique des vitesses et la durée réduite des essais sur les argiles (24h) (figures 4-15 et 4-17) rendent difficile l'estimation des vitesses de référence  $(\Delta h/\Delta t)_{0,95}$  et  $(\Delta h/\Delta t)_{0,25}$ . Dans notre étude, la normalisation utilise la vitesse  $(\Delta h/\Delta t)_{0,25}$ , estimée par interpolation de la partie linéaire des graphiques des vitesses. Cette estimation étant teintée d'imprécisions liées aux méthodes d'interprétations graphiques, la valeur de la vitesse de normalisation doit être ajustée afin que la partie linéaire du graphique des vitesses coïncide avec le comportement d'un matériau totalement rigide (droite passant par l'origine du graphique et de pente 1/4) (figures 4-16 et 4-18).

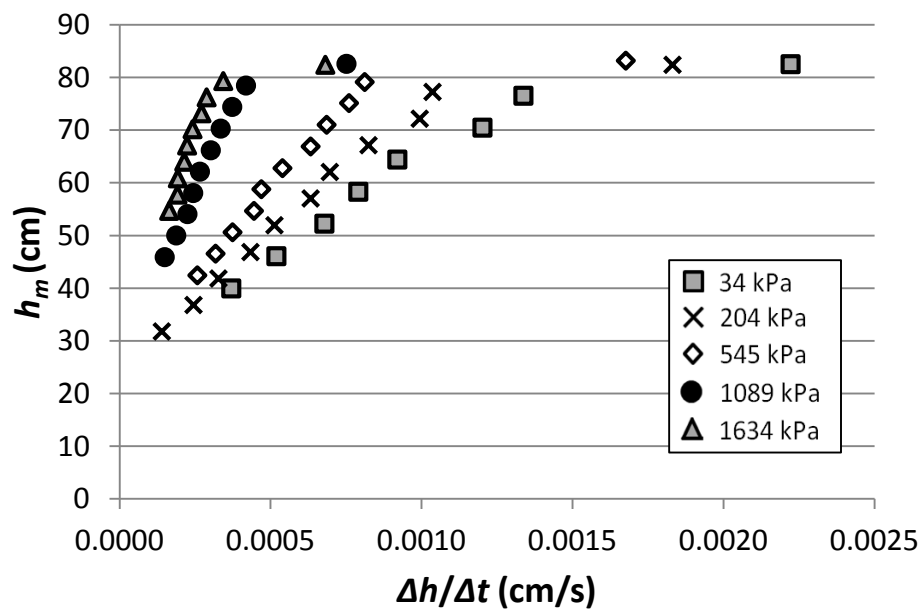


Figure 4-15 : Graphique des vitesses classique pour l'échantillon d'argile *FP-08-09R-15,90*

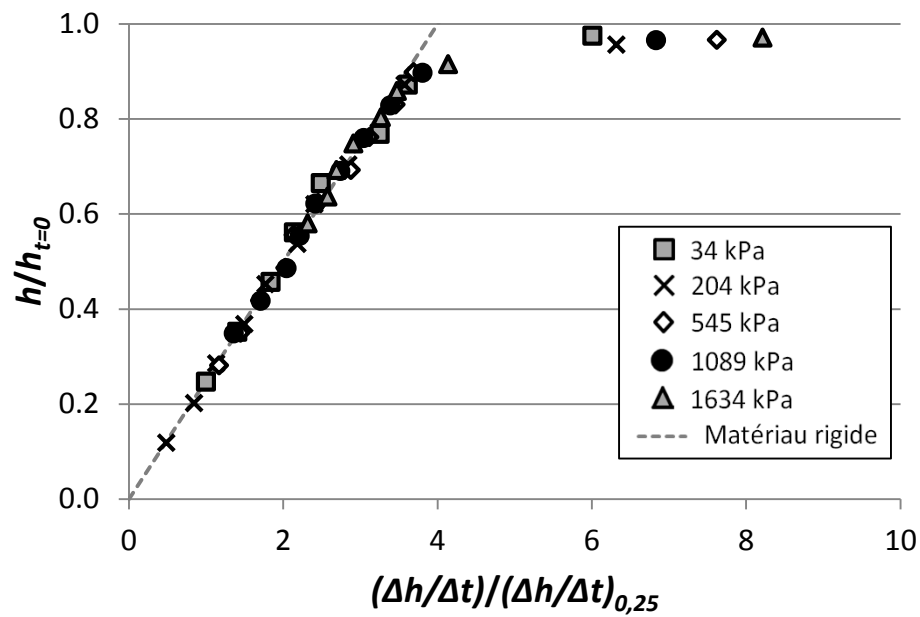


Figure 4-16 : Graphique adimensionnel des vitesses pour l'échantillon d'argile *FP-08-09R-15,90*

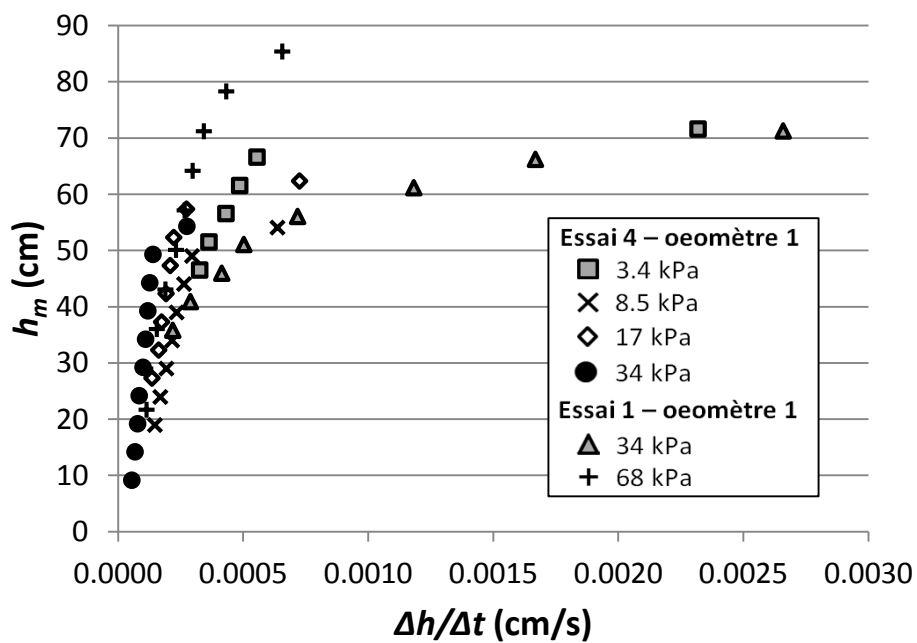


Figure 4-17 : Graphique des vitesses classique pour des essais sur les mélanges (*E4-O1* et *E1-O1*)

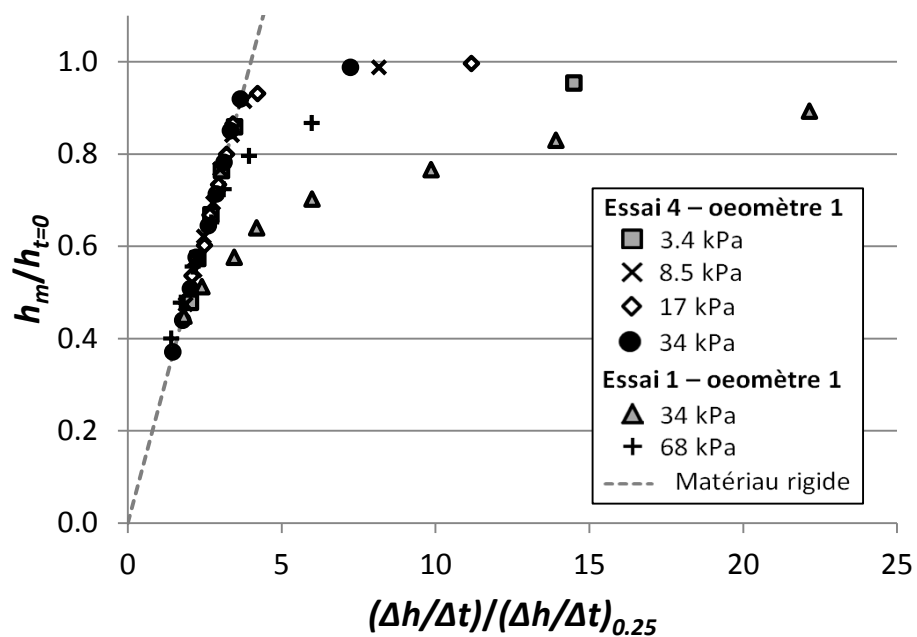


Figure 4-18 : Graphique adimensionnel des vitesses pour des essais sur les mélanges (*E4-O1* et *E1-O1*)

Les graphiques 4-16 et 4-18, respectivement pour les argiles et les mélanges sable-bentonite, présentent l'avantage d'une représentation adimensionnelle du graphique des vitesses pour comparer les données. On distingue systématiquement deux zones, plus ou moins prononcées, sur les graphiques des vitesses. Le début des essais est caractérisé par une décroissance rapide des vitesses, qui sont initialement élevées, entraînant une courbure du graphique des vitesses. Puis les vitesses varient linéairement avec la charge. Cette dernière partie du graphique des vitesses est employée pour déterminer  $k$  et  $h_0$ . On remarque que la courbure est plus ou moins marquée dépendamment de la contrainte appliquée et du matériau testé (figures 4-16 et 4-18). Prenons le cas particulier de l'essai de consolidation 1 sur le mélange sable-bentonite (figure 4-18). Lorsque le chargement appliqué est de 34 kPa, le graphique des vitesses manifeste une importante courbure. Ainsi, même avec une durée d'essai de perméabilité de 2 jours et une perte de charge totale de plus de 80 %, on peut penser que la partie linéaire correctement exploitable dans l'évaluation de  $k$  et de  $h_0$  n'est pas encore atteinte. En comparaison, Duhaime (2012) a observé le même phénomène de courbure sur des graphiques des vitesses réalisés pour l'interprétation des essais de perméabilité in situ dans l'argile à Lachenaie et lors de la consolidation œdométrique de l'argile de Lachenaie remaniée.

Il est important de souligner que la mise en forme adimensionnelle des graphiques des vitesses ainsi que l'ajustement des paramètres, ne modifient pas les valeurs de conductivité hydraulique par rapport au graphique des vitesses classique. Le seul avantage des graphiques des vitesses adimensionnel est de comparer les courbures, un reflet du comportement du matériau. Nous reviendrons plus en détail sur la caractérisation, les causes et les impacts de ces courbures plus loin dans ce chapitre.

#### 4.2.3.1.2 Problèmes liés à la durée de l'essai et au choix de $\Delta h_{min}$

Lors de la caractérisation des argiles, les essais de perméabilité entre les paliers de chargement ont été limités à des durées de 24h ou 48h de manière à réduire la durée totale de l'essai œdométrique à un mois. Comme la perméabilité de l'échantillon diminue avec l'augmentation des contraintes, la variation de charge visible dans la burette est plus faible pour les derniers paliers de chargement. Rappelons que la méthode du graphique des vitesses telle que décrite par Chapuis (2009), préconise d'augmenter la précision des valeurs de vitesse, ce qui limite le nombre de points retenus. Dans notre cas, les vitesses représentées sont choisies de sorte

qu'il y ait entre 5 et 7 cm de perte de charge ( $\Delta h_{min}$ ) entre deux points ( $\Delta h_{min}$  adapté à chaque essai). C'est ce qui explique le nombre réduit de données sur le graphique des vitesses pour les deux derniers essais de perméabilité (paliers à 1089 et 1634 kPa). En effet, la perte de charge totale en 24h pour ces essais est inférieure à 25%. Comme la valeur moyenne de la charge initiale est de 70 cm, la variation de charge est de 15 cm, ce qui limite le nombre de points sur le graphique des vitesses à 3. L'exemple présenté à la figure 4-15 ne rend pas justice à cette explication car dans ce cas, les essais étaient menés sur des durées minimales de 48h. Le problème qui en découle est qu'avec peu de points il est très délicat d'estimer une éventuelle pente pour déterminer  $k$  ou  $h_0$ . C'est pour cette raison que les essais qui ne permettent pas une interprétation correcte des données ont été écartés.

De plus, le choix de  $\Delta h_{min}$  impacte les valeurs de vitesses sur le graphique et peut ainsi influencer les valeurs de la pente et de  $h_0$  (figure 4-19). On remarque également qu'avec un  $\Delta h_{min}$  trop faible, il y a des perturbations sur le graphique (cas pour  $\Delta h_{min} = 3$  cm). Pour l'échantillon d'argile *FP-06-02R-12,93* soumis à une contrainte de 204 kPa, les valeurs obtenues pour  $h_0$  avec les différents choix de  $\Delta h_{min}$  varient entre -5,4 cm et 1,3 cm et les valeurs de  $k$  sont comprises entre  $6,3 \times 10^{-10}$  m/s et  $7,5 \times 10^{-10}$  m/s. Certes ces écarts sont minimes mais il faut en tenir compte.

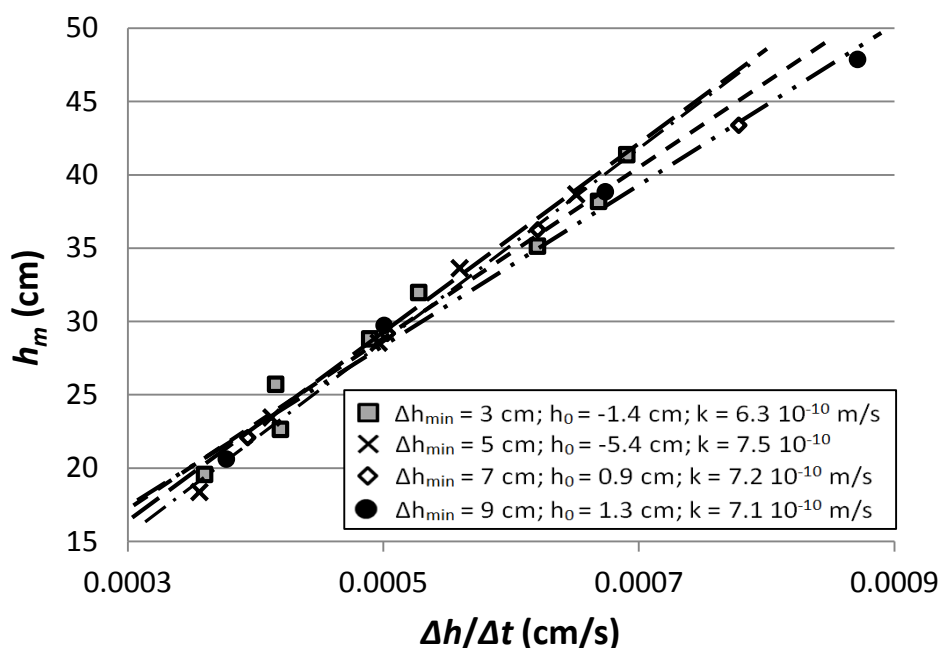


Figure 4-19 : Influence de  $\Delta h_{min}$  sur les valeurs de  $h_0$  et  $k$  (échantillon *FP-06-02R-12,93*, 204 kPa)

### 4.2.3.2 Analyse de l'erreur piézométrique

Cette partie sera consacrée à l'étude de l'erreur piézométrique  $h_0$ . Ce paramètre représente l'erreur commise sur l'estimation de la charge. Les origines de l'erreur seront traitées dans la section suivante. Étant donné la taille de l'échantillon testé à l'œdomètre, on devrait s'attendre à obtenir des erreurs piézométriques faibles, voire nulles. Après la présentation des différentes valeurs de  $h_0$  et des corrélations qui lient ce paramètre à d'autres variables de l'essai, des hypothèses sur son origine seront exposées.

#### 4.2.3.2.1 Évaluation de $h_0$

Deux manières de déterminer l'erreur piézométrique  $h_0$  ont déjà été présentées. Pour rappel, la première méthode consiste à lire l'ordonnée à l'origine de la partie linéaire des graphiques des vitesses classiques (sans normalisation),  $h_0$  graphique des vitesses (Chapuis et al. 1981), et une deuxième valeur de  $h_0$  peut être obtenue à partir de la méthode des moindres carrés développée par Chiasson (2005),  $h_0$  méthode Chiasson. Ces deux approches, appliquées aux essais sur les argiles et les mélanges, fournissent des résultats quelque peu différents (Figure 4-20). L'écart entre les deux valeurs de  $h_0$  est principalement causé par la faible précision de certains graphiques des vitesses et au choix de  $\Delta h_{min}$  pour le calcul des vitesses. Ces difficultés peuvent être contournées grâce à la méthode de Chiasson, ainsi, pour maximiser la précision des valeurs de  $h_0$ , la suite de l'analyse est basée sur les valeurs de  $h_0$  obtenues par cette méthode.

Les valeurs de  $h_0$  varient de -15 cm à 70 cm pour les échantillons d'argile et de -7 cm à 32 cm pour les mélanges sable-bentonite. Les valeurs positives mettent en évidence une surestimation de la différence de charge hydraulique appliquée alors que les valeurs négatives reflètent le contraire. Il existe une importante dispersion dans les valeurs de  $h_0$ , principalement pour les essais menés sur les argiles. Les parties suivantes tentent donc de corrélérer l'évolution de ce paramètre avec certaines variables physiques et de comprendre ce qu'il représente réellement.

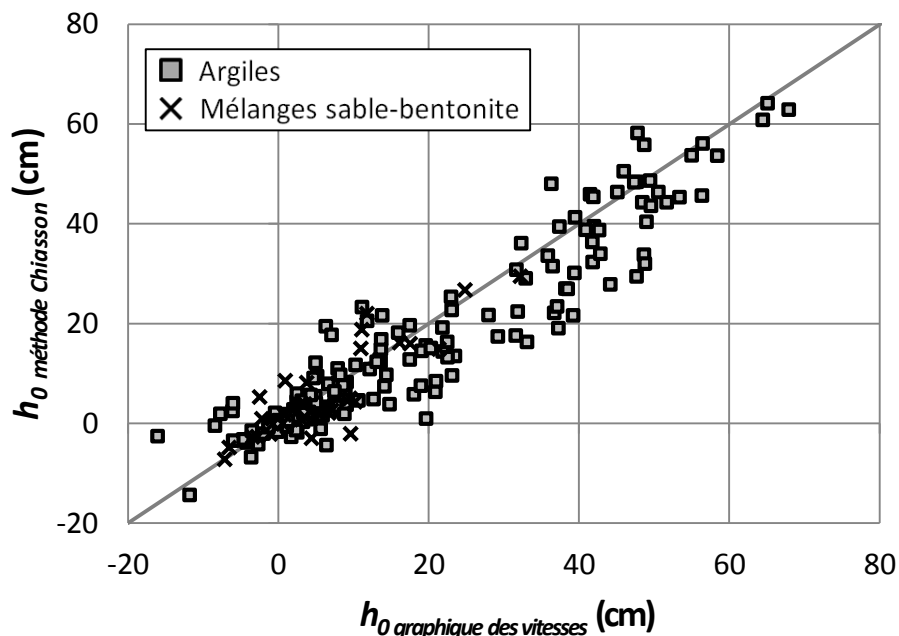


Figure 4-20 : Comparaison des méthodes de détermination de  $h_0$

#### 4.2.3.2.2 Évolution de $h_0$

Lors de la réalisation des essais à niveau variable dans les cellules œdométriques, les conditions fixées pour l'essai (notamment la durée de l'essai ou encore la contrainte appliquée) et les paramètres identifiables ( $k$ ,  $m_v$ ,  $h_0$ ) sont étroitement liés. Il est alors difficile de juger de leurs influences respectives sur les résultats. On remarque toutefois que deux paramètres principaux contrôlent les valeurs de  $h_0$  : la contrainte verticale effective et la durée de l'essai de perméabilité (figures 4-21 à 4-24).

A la figure 4-21 on constate que pour un nombre important d'essais, les valeurs de  $h_0$  augmentent avec la contrainte appliquée normalisée par la contrainte de préconsolidation ( $\sigma'_v/\sigma'_p$ ) pour les essais réalisés sur l'argile. Il sera utile pour la suite de se souvenir que ces essais ont des durées variant de 24h à 48h.



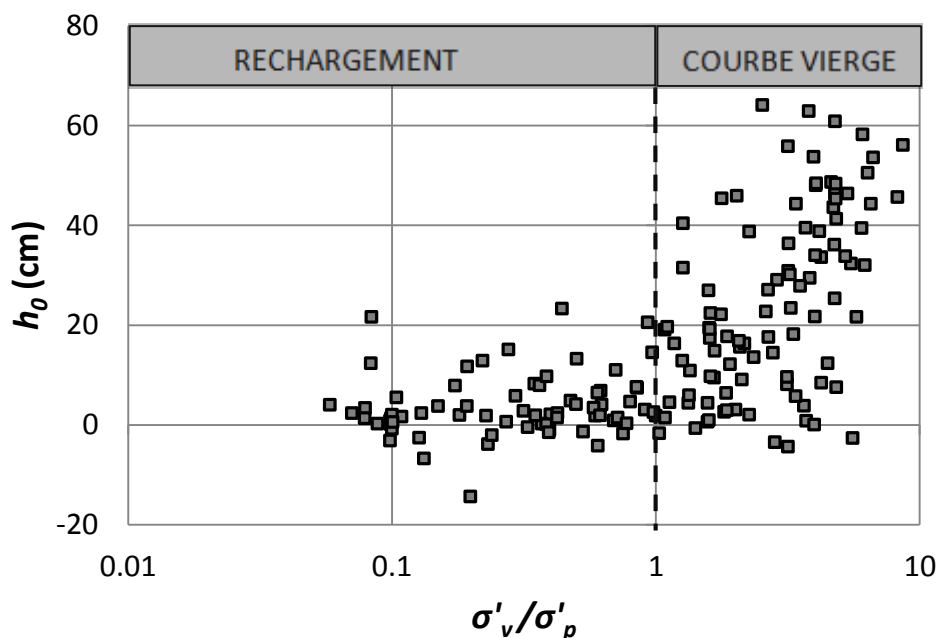


Figure 4-21 : Relation entre l'erreur piézométrique et la contrainte verticale effective appliquée au palier de chargement de l'essai œdométrique pour les argiles de Lachenaie (essais ne dépassant pas 48h)

La durée des essais sur les mélanges sable-bentonite a été volontairement prolongée afin d'augmenter le nombre de mesures précises de la vitesse (perte de charge totale de 50% de la charge initiale) et ainsi obtenir une meilleure approximation de la partie linéaire du graphique. Ainsi la durée de l'essai a été augmentée avec la diminution de la conductivité hydraulique. Le graphique 4-22 présente les valeurs de  $h_0$  obtenues sur les mélanges suivant les deux protocoles de chargements (section 3.2.1.) en fonction de la contrainte appliquée. L'évolution n'est pas du tout la même. Ces résultats contradictoires s'expliquent par les différentes durées de l'essai de perméabilité. Les figures 4-22 et 4-23 en font foi, la seconde présentant les mêmes résultats que précédemment en ne considérant que les valeurs enregistrées durant les premières 24h. L'évolution de  $h_0$  dans ce cas est identique aux observations faites sur les argiles sur la courbe vierge de consolidation. Ce constat met en avant l'influence de la durée de l'essai de perméabilité sur les résultats. En effet, la valeur de l'erreur piézométrique tend à diminuer avec la durée de l'essai (figure 4-24). Sur le graphique, l'erreur piézométrique est normalisée par la contrainte dans le but d'observer l'évolution de l'erreur piézométrique avec la durée de l'essai en réduisant

l'influence du chargement, comme on sait que  $\sigma'_v$  a une incidence sur la valeur de  $h_0$ . Notons pour la suite que lorsque l'argile est soumise à une contrainte inférieure à sa contrainte de préconsolidation, les erreurs piezométriques restent faibles.

En raison de l'interdépendance de ces paramètres, la relation entre  $h_0$ ,  $\sigma'_v$  et la durée des essais n'est pas toujours claire. Pour certains essais, par exemple ceux où la durée est prolongée au-delà de 24 heures, et ceux où la perméabilité du spécimen est relativement élevée, l'erreur piézométrique reste faible malgré une contrainte supérieure à 1000 kPa. Ainsi, il va de soi que d'autres paramètres influencent l'essai de perméabilité et l'évaluation de  $h_0$ . Ce constat est cependant moins visible dans le cas des mélanges sable-bentonite. L'homogénéité des échantillons testés (meilleure répétitivité) et une durée suffisamment longue des essais, fournissent des résultats plus probants.

De manière générale, on peut facilement relier l'erreur piezométrique et la perte de charge totale pendant l'essai de perméabilité. La figure 4-25 révèle que  $h_0$  diminue avec l'augmentation de la différence de charge totale. Elle tend vers zéro pour une perte de charge totale de 100%, c'est-à-dire pour un essai où la différence de charge hydraulique finale est nulle. Dans le cas des argiles, on observe que l'erreur piezométrique est inférieure à 10 cm pour une perte de charge supérieure à 40%. Pour les mélanges sable-bentonite ce palier s'obtiendrait pour une perte de charge supérieure à 60 %. Il semblerait donc que l'évolution de  $h_0$  soit commandée par les paramètres de l'essai (contrainte, durée). Il est alors difficile de déterminer une règle générale quant à l'évolution de  $h_0$ .

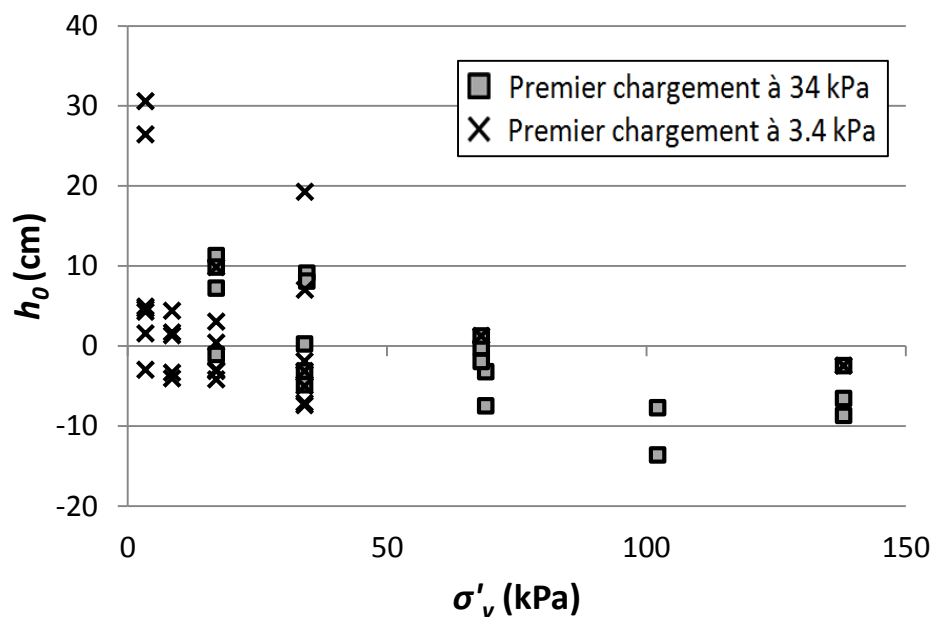


Figure 4-22 : Relation entre  $h_0$  et  $\sigma'_v$  pour les mélanges sable-bentonite (durée volontairement prolongée)

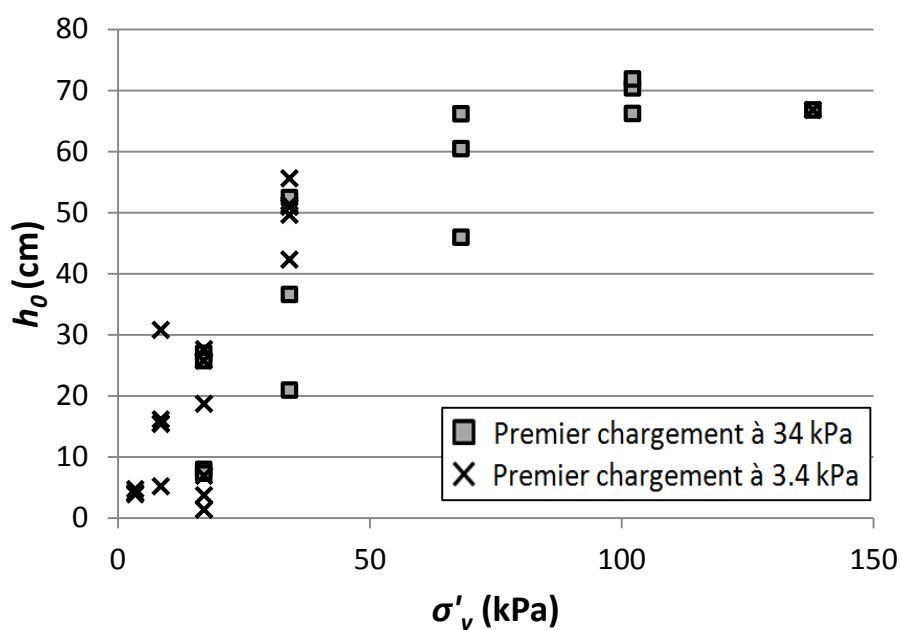


Figure 4-23 : Relation entre  $h_0$  et  $\sigma'_v$  pour les mélanges sable-bentonite (données limitées aux premières 24h)

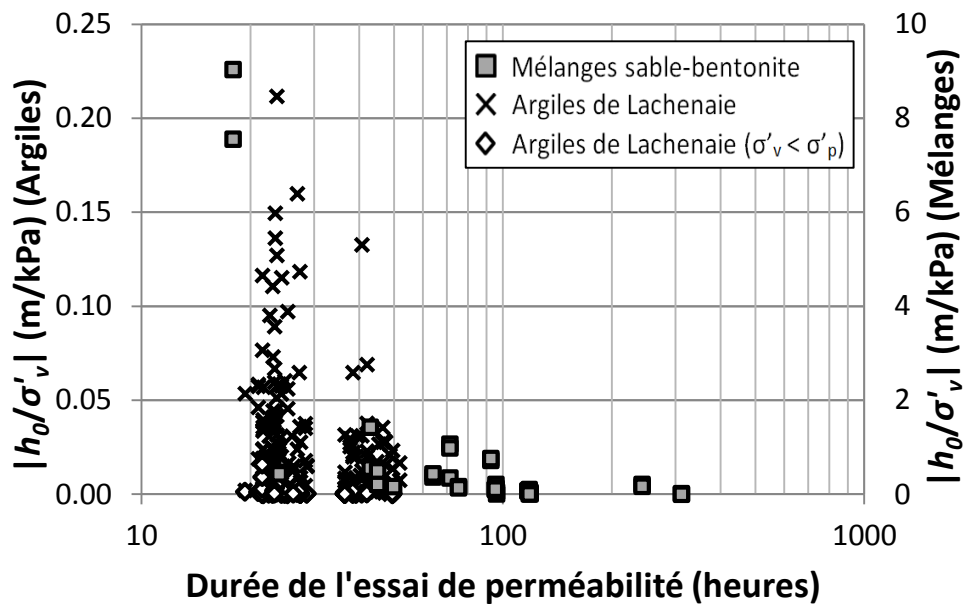


Figure 4-24 : Influence de la durée de l'essai sur la valeur de l'erreur piézométrique

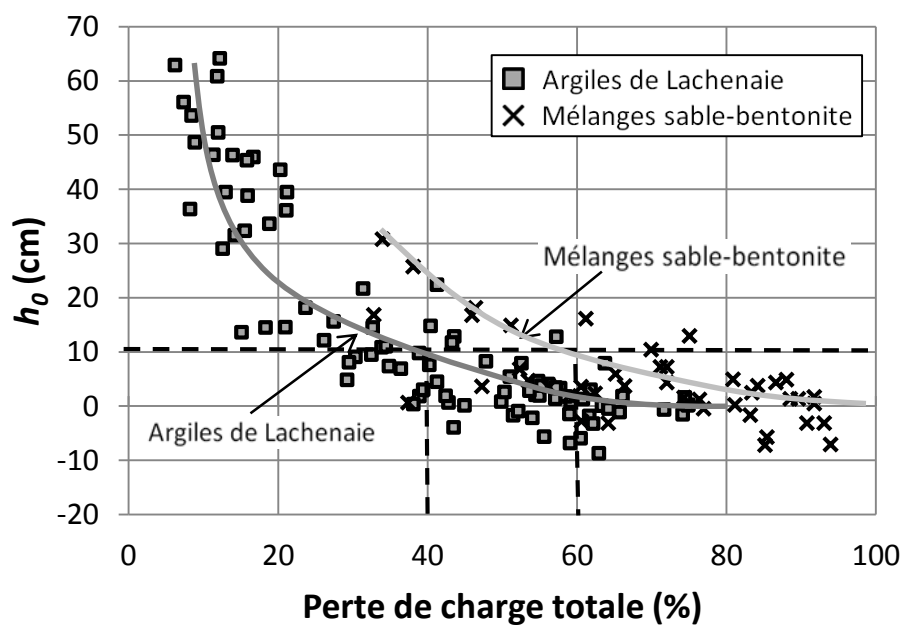


Figure 4-25 : Influence de la perte de charge totale sur l'évaluation de  $h_0$

### 4.2.3.3 Origine de l'erreur piézométrique

Pour comprendre la nature des évolutions de  $h_0$ , en fonction de la contrainte effective, de la durée et de la perte de charge totale, décrites au paragraphe précédent, il est essentiel d'identifier les origines de l'erreur piézométrique. Nous avons recensé trois causes possibles : la déformation de l'échantillon durant l'essai de perméabilité, la dissipation incomplète des surpressions interstitielles à la fin du palier de chargement et la présence du phénomène d'osmose causé par l'action des gradients électrochimiques.

#### 4.2.3.3.1 Déformations de l'échantillon

Lors des essais de perméabilité à charge variable, l'application d'un important gradient hydraulique entraîne des déformations au sein du matériau. Tavenas et al (1983) présentent ces déformations comme des gonflements, mais l'application d'un tel gradient peut aussi induire un phénomène de consolidation, provoquant le tassement du matériau (Terzaghi, 1925). Afin de bien observer ces phénomènes, les mélanges sable-bentonite ont été soumis au protocole de la section 3.2.2, visant à mesurer les déplacements verticaux de l'échantillon durant l'essai de perméabilité.

Les mesures montrent indéniablement des déformations dans l'échantillon. De manière générale, celui-ci subit un important gonflement durant les premières heures de l'essai de perméabilité, dont l'amplitude et la durée sont variables selon l'état de contrainte du matériau, le *LIR* et la teneur en eau. Dans la plupart des échantillons, ce gonflement initial est suivi d'une période de tassement (figure 4-26). Sur les graphiques, les déplacements positifs correspondent à des gonflements. La figure 4-27 présente les ordres de grandeur de ce gonflement et précise que ces déformations faiblissent avec l'augmentation de la contrainte. Ce gonflement survient après une application de charge initiale de 80 cm ce qui peut correspondre à une charge moyenne de 4 kPa dans l'échantillon. Il est alors possible de déterminer la déformabilité du matériau lors de l'essai de perméabilité, en calculant le coefficient de changement de volume. Ainsi lors des essais de perméabilité les  $m_v$  peuvent varier entre  $1,1 \times 10^{-4}$  et  $9,0 \times 10^{-4}$  kPa<sup>-1</sup>. Ces valeurs sont en moyenne un ordre de grandeur plus faible que celles des  $m_v$  calculées lors des paliers de chargement.

Les déformations n'ont pas été suivies pour les argiles. Cependant, on peut souligner que des essais de perméabilité en cellule œdométrique sur de l'argile de Lachenaie remaniée, ont mis en évidence des gonflements de l'ordre de 20  $\mu$ m (Duhaime, 2012).

Ces déformations pourraient influencer de deux manières l'interprétation de l'essai de perméabilité. Dans un premier temps, les déformations au sein de l'échantillon entraînent la variation du volume d'eau emmagasinée dans le matériau. Cette variation, néanmoins mineure, se répercute sur l'évaluation du niveau d'eau dans la burette. L'influence de ces effets sur les mesures de la charge lors de l'essai de perméabilité sera traitée à la section 4.2.4.3.1. Nous présenterons en détail, ici, l'impact de ces déformations sur l'allure du graphique des vitesses.

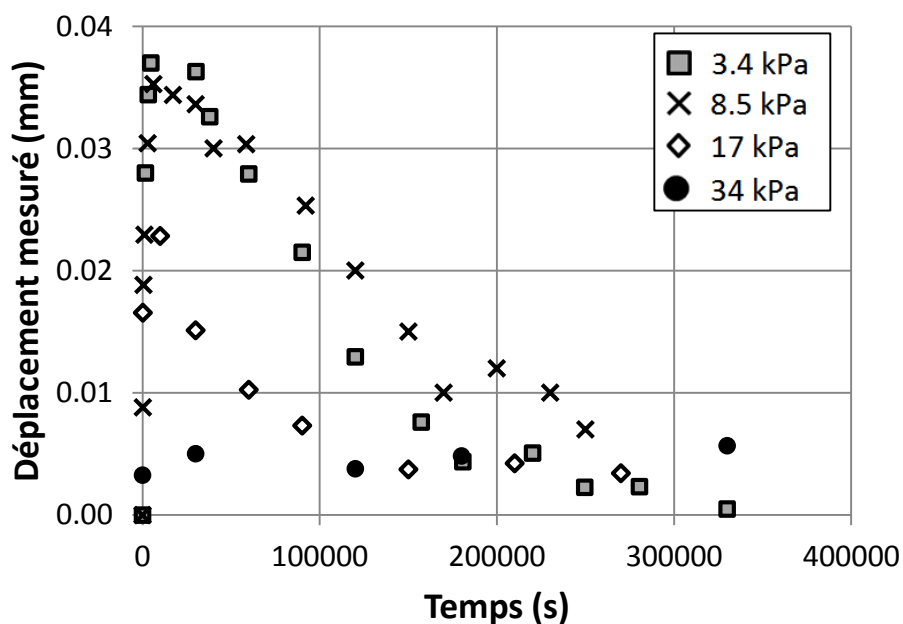


Figure 4-26 : Déplacement de l'échantillon de mélange sable-bentonite (*E5-O2*) au cours des essais de perméabilité

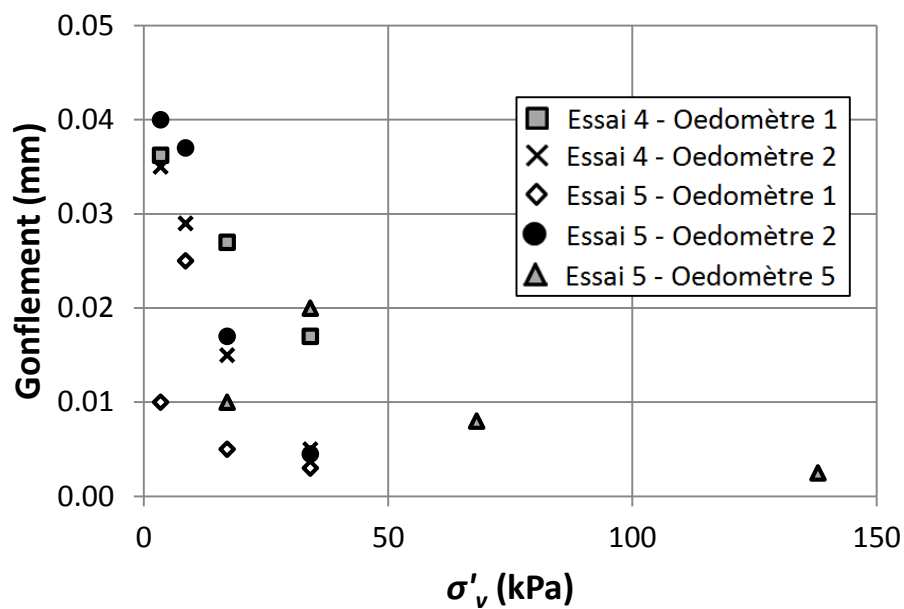


Figure 4-27 : Gonflement dans les échantillons de sable-bentonite au début de l'essai de perméabilité

Les figures 4-28 et 4-29 superposent les courbes des vitesses et les déformations de l'échantillon pour deux essais de perméabilité. Un déplacement positif correspond à un gonflement par rapport à l'état de l'échantillon avant l'essai de perméabilité. Chaque vitesse est associée à une charge moyenne et aux déplacements mesurés par le capteur lorsque cette charge est appliquée à l'échantillon. Le premier graphique reprend l'exemple de l'essai 5 sur l'oedomètre 2 à une charge de 3,4 kPa. On remarque que la zone du graphique des vitesses influencée par la courbure est la même que celle correspondant au gonflement initial de l'échantillon. Pour confirmer cette corrélation le graphique 4-29 présente la même figure pour un essai douteux. Le graphique des vitesses présente une cassure dans la zone normalement linéaire aux alentours d'une charge de 50 cm. Les déformations montrent que pour cette même charge, l'échantillon subit un fort tassement. Ainsi les déformations du squelette granulaire, importantes dès le début de l'application du gradient hydraulique, pourraient en premier lieu expliquer les courbures visibles sur le graphique des vitesses.

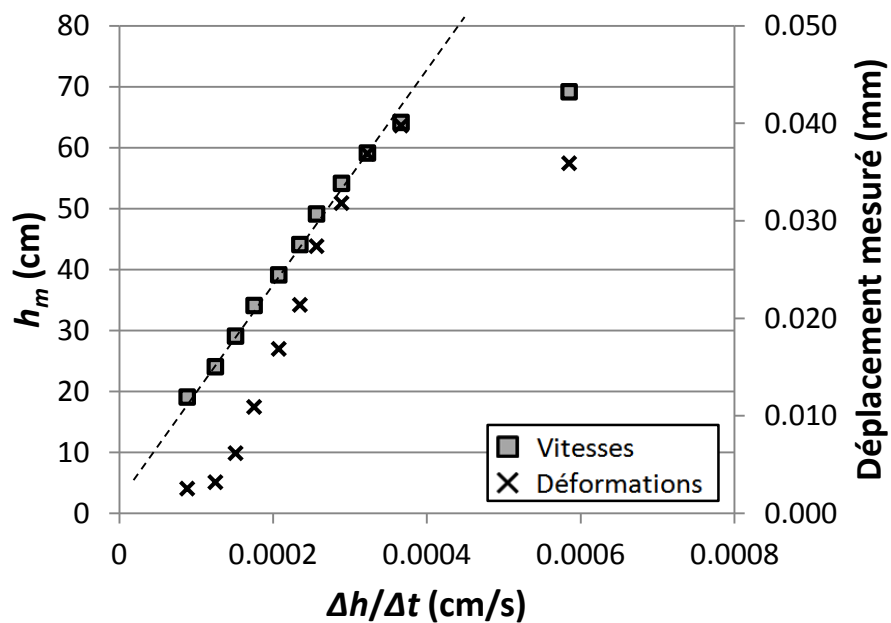


Figure 4-28 : Graphique des vitesses et déformations de l'échantillon (E5-O2-3,4kPa)

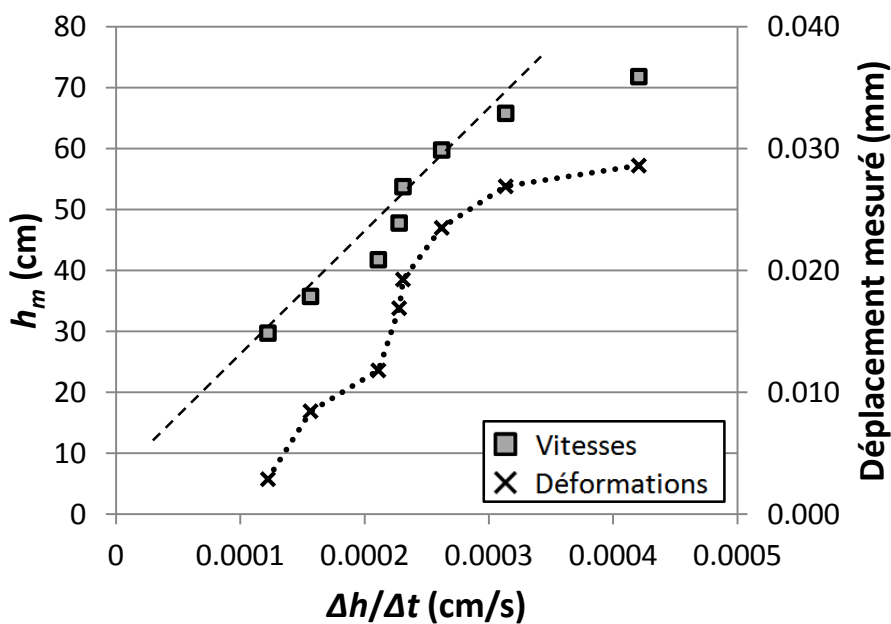


Figure 4-29 : Graphique des vitesses et déformations de l'échantillon (E4-O2-8,5)



L'influence des déformations, sur l'allure des graphiques des vitesses peut aussi être examinée avec la solution de Hsieh et al. (1981). Cette solution décrite en 2.2.2.3, intègre le paramètre de déformabilité  $m_v$ , dans le calcul de la diminution de la charge lors d'un essai de perméabilité. On peut directement associer la déformabilité de l'échantillon au coefficient de changement de volume. Les figures 4-30 et 4-31 présentent respectivement la solution de Hsieh et al. (1981) et les résultats expérimentaux d'un essai de perméabilité sur l'échantillon d'argile *FP-08-09R-15,90* et sur des mélanges sable-bentonite. Dans la solution de Hsieh et al. (1981), le coefficient de changement de volume, la section de la burette, l'épaisseur et la section de l'échantillon affectent le calcul des vitesses. Ainsi pour un essai de perméabilité donné, tous ces paramètres sont fixés hormis  $m_v$ . Les graphiques permettent de comparer les valeurs de  $m_v$  utilisées dans la solution de Hsieh et al. (1981) et la moyenne des  $m_v$  calculés aux paliers de consolidation précédant et suivant l'essai de perméabilité.

Les conclusions sont plus pertinentes dans le cas des mélanges sable-bentonite. Plus les valeurs de  $m_v$  sont grandes, plus les déformations visibles sur le graphique des vitesses sont importantes. Avec l'augmentation de la contrainte, le matériau devient plus rigide (diminution de  $m_v$ ) et les courbures s'atténuent. Ici encore, les valeurs de  $m_v$  utilisées dans la solution de Hsieh et al. (1981) sont plus petites que celles déduites lors de la consolidation.

Si au premier abord, la solution de Hsieh et al. (1981) modélise bien l'action de la déformabilité du matériau sur les courbes d'interprétation des essais des perméabilités, on se rend compte, par l'étude des essais aux déformations les plus marquées (*E1-O1* et *E4-O1*), que la solution théorique ne permet pourtant pas de reproduire correctement l'allure de la courbe (figure 4-31). Cet écart n'est pas surprenant puisque la solution de Hsieh et al. (1981) tient seulement compte de la variabilité du coefficient de changement de volume. Cette simplification est loin de prendre en compte tous les phénomènes naturels influençant l'écoulement et dont nous parlerons plus loin.

Ainsi nous avons relié la courbure du graphique des vitesses au gonflement initial de l'échantillon, mais nous n'avons toujours pas expliqué en quoi cela générerait une erreur piézométrique.

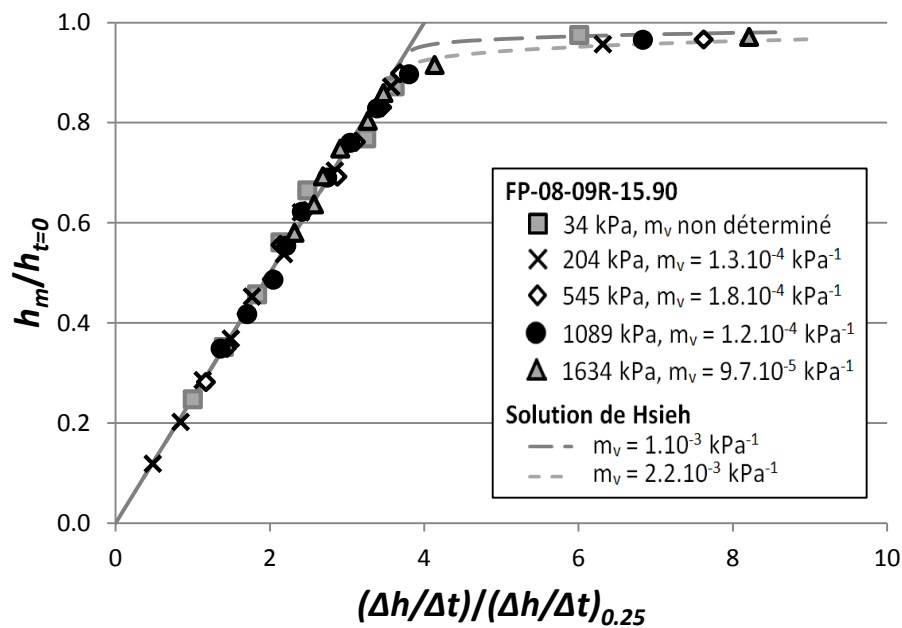


Figure 4-30 : Solution de Hsieh et al. (1981) pour l'échantillon d'argile *FP-08-09R-15,90*

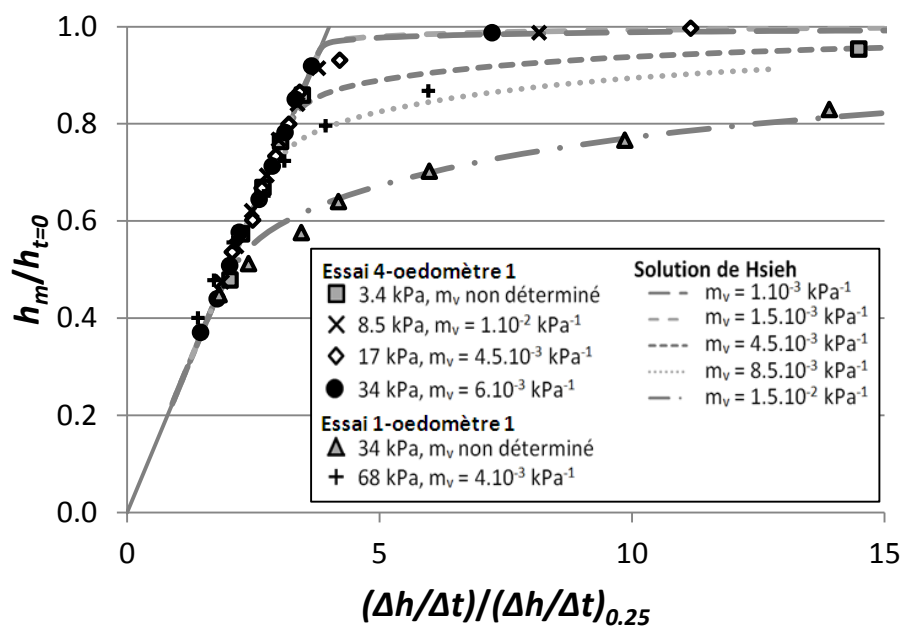


Figure 4-31 : Solution de Hsieh et al. (1981) pour des essais sur les mélanges (*E1-O1* et *E4-O1*)

La principale hypothèse expliquant les importantes valeurs de  $h_0$  est justement la présence de la courbure initiale des graphiques des vitesses. En effet, tous les graphiques des vitesses présentent une courbure plus ou moins marquée et dans de nombreux cas, les seules vitesses présentées sur les graphiques sont situées dans la partie courbée. Cette mauvaise appréciation de la partie linéaire entraîne une surestimation de l'erreur piézométrique. L'observation des graphiques des vitesses normalisées porte à croire que la courbure est moins marquée pour les essais où le chargement est important (figure 4-18). Mais cette façon de visualiser les résultats ne permet pas d'évaluer clairement l'effet des déformations sur l'allure des graphiques des vitesses. En effet, la conductivité hydraulique de l'échantillon contrôle la vitesse de perte de charge totale pendant l'essai de perméabilité. Ainsi pour les chargements importants,  $k$  étant plus faible, le gradient hydraulique imposé à l'échantillon au bout de 24h reste important, et des déformations sont toujours actives dans l'échantillon. Cela rejoint une observation précédente selon laquelle l'erreur piézométrique augmentait avec la contrainte effective. En réalité, ce sont les déformations, encore présentes dans l'échantillon, qui courbent le graphique des vitesses et tendent à la surestimation de l'erreur piézométrique. Cet écueil est toutefois évité lors des essais sur les mélanges sable-bentonite, où la durée des essais était suffisamment longue pour permettre une bonne caractérisation de la partie linéaire.

#### 4.2.3.3.2 Existence de surpressions interstitielles

Une autre hypothèse concernant l'erreur piézométrique est liée à la consolidation de l'échantillon lors du chargement précédant l'essai de perméabilité. Il n'est pas impossible que des surpressions interstitielles non dissipées à la fin du palier de chargement, puissent aussi affecter l'évolution de la charge durant l'essai de perméabilité. Dans le cas des argiles, le tassement primaire n'est généralement pas achevé en 24 h pour les derniers paliers de chargement (contrainte supérieure à 1000 kPa). La continuation du tassement primaire et le début du tassement secondaire prouve qu'il existe un écoulement dans l'échantillon et que les charges hydrauliques ne sont pas stabilisées (Leroueil et al., 1983). On peut penser que ces surpressions viennent affecter l'essai de perméabilité en augmentant l'erreur piézométrique. Nous avons déjà remarqué l'augmentation de l'erreur piézométrique avec la contrainte dans le cas des essais sur les argiles (figure 4-21). Pour les mélanges sable-bentonite, ce phénomène est écarté puisque les essais de consolidation sont effectués dans le but d'atteindre totalement la fin du tassement

primaire, les contraintes appliquées (maximum 102 kPa contre un maximum de 1630 kPa pour les argiles) génèrent de faibles surpressions dans l'échantillon et la prolongation des essais de perméabilité tend à dissiper entièrement ces surpressions.

Le protocole d'essai visant à limiter la consolidation pour créer des surpressions interstitielles dans l'échantillon (section 3.2.2) n'a été mis en place sur seulement une série d'essai. Cette faible quantité de données ne permet pas de tirer des conclusions, mais certains résultats sont présentés au chapitre 5 (section 5.3.3.2).

#### 4.2.3.3.3 *Phénomène d'osmose*

Lorsque les essais de perméabilité sont prolongés et présentent distinctement la partie linéaire de la courbe du graphique des vitesses (mélanges sable-bentonite), l'erreur piézométrique est plus faible mais existe toujours. Dans certains cas, elle peut même prendre des valeurs négatives. Dans ces conditions, on peut discréditer les deux premières hypothèses et chercher d'autres explications à la persistance de l'erreur piézométrique. La présence d'écoulements parasites, non générés par le gradient hydraulique, peut expliquer ces erreurs piézométriques résiduelles. Mitchell & Madsen (1987) mettent en évidence la présence de plusieurs gradients (électrique, chimique et thermique) dans l'échantillon, qui ne peuvent plus être négligés lorsque le gradient hydraulique est faible. Le phénomène d'osmose résultant (Olsen, 1984) produit un écoulement de l'eau distillé vers le milieu concentré en ions (argiles et mélanges sables-bentonite). Ainsi le débit s'écoulant dans l'échantillon dérive à la fois des gradients hydraulique et osmotique. Les contributions respectives de ses écoulements sont illustrées sur la figure 4.32. A la surface inférieure de l'échantillon les forces osmotiques évoluent dans le même sens que l'écoulement de Darcy alors qu'à la surface de l'échantillon ses écoulements sont opposés. La figure 2.9 montre l'évolution du débit en fonction du gradient hydraulique lorsque ce dernier prend des faibles valeurs. La valeur négative du débit pour une faible valeur du gradient hydraulique indique que les forces de Darcy et osmotique agissent dans des sens opposés. Dans la partie inférieure de l'échantillon, l'inverse doit s'observer; pour une valeur nulle du gradient hydraulique, le débit de Darcy est nul mais la composante osmotique de l'écoulement est toujours présente et génère un débit positif. Ainsi ce phénomène peut être décrit par la translation de la droite au-delà de l'origine sur la figure 2.9. Cette droite est présentée sur la figure 4.33 sur un

graphique des vitesses théorique. Ce graphique représente les écoulements de diverses natures et l'influence sur les résultats des graphiques des vitesses.

Les gradients de nature électrochimiques rendent le flux de Darcy minoritaire (pour les faibles gradients hydrauliques) et peuvent expliquer les erreurs piézométriques observées lors des essais de perméabilité les plus longs (perte de charge totale supérieure à 80%).

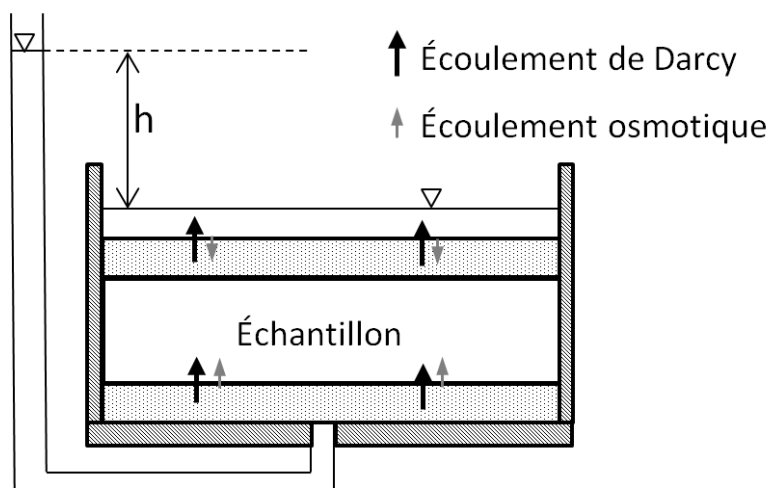


Figure 4-32 : Schématisation des différents écoulements présents dans l'échantillon

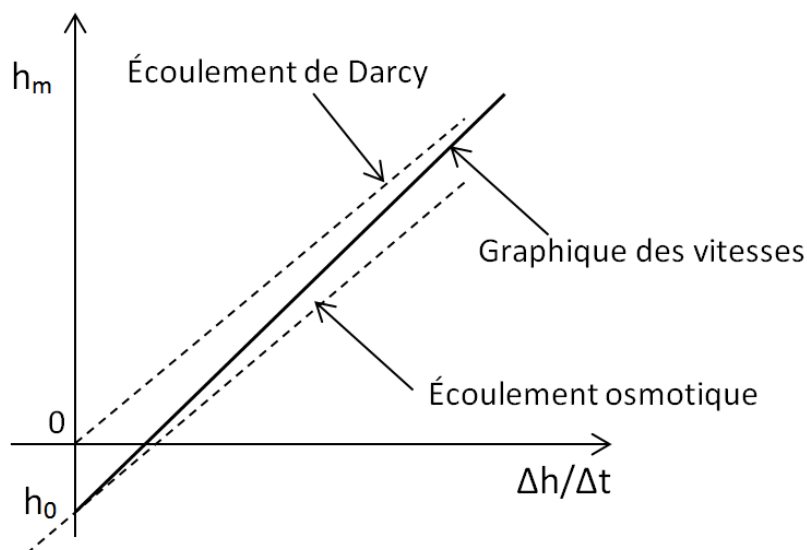


Figure 4-33 : Contributions des écoulements de Darcy et osmotique sur le graphique des vitesses

Nous venons de présenter trois facteurs pouvant générer une erreur piézométrique, mais il est certain que d'autres phénomènes ont la capacité d'influer sur la charge hydraulique. De plus, il ne faut tout de même pas négliger l'existence d'une certaine imprécision sur les capteurs de pression qui peut légèrement affecter les mesures.

#### 4.2.3.4 Corrections des données brutes de l'essai de perméabilité

##### 4.2.3.4.1 Corrections sur la charge associées aux déformations du matériau

Nous avons observé des changements de volume à l'intérieur de l'échantillon lors de l'essai de perméabilité à charge variable. Lors du gonflement, l'échantillon absorbe une certaine quantité d'eau qui entraîne une diminution de la charge dans la burette. La figure 4-34 présente la hauteur d'eau dans la burette équivalente au volume d'eau absorbé (valeurs positives) ou relâché (valeurs négatives) pour le même échantillon d'argile dont les déformations sont présentées à la figure 4-26 (*E5-O2-3,4 kPa*). Pour prendre en compte ce phénomène, les charges mesurées lors de l'essai de perméabilité ont été corrigées par la hauteur d'eau dans la burette équivalente aux déformations.

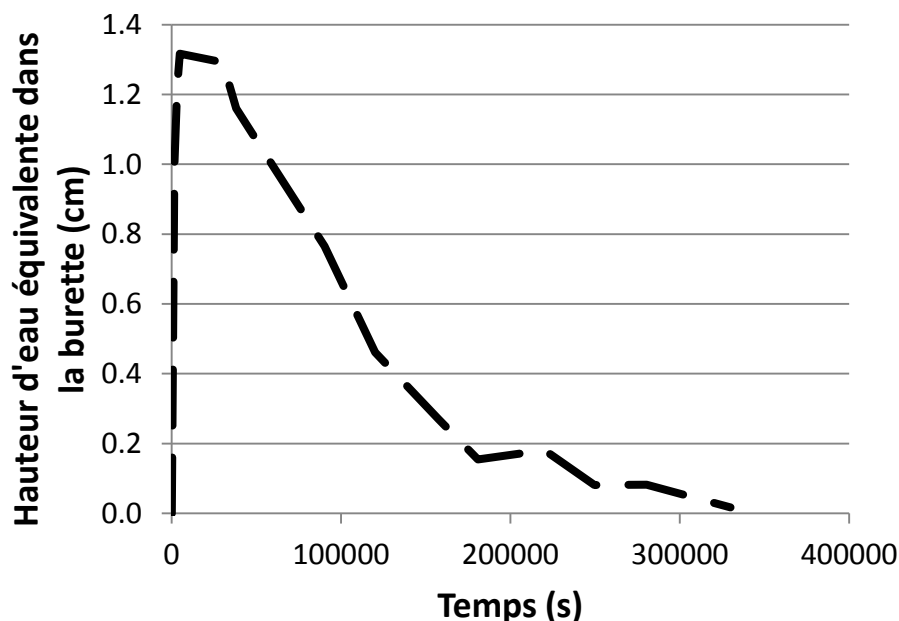


Figure 4-34 : Hauteur d'eau dans la burette équivalente aux déformations de l'échantillon (*E5-O2-3,4 kPa*)

Mais ces corrections minimales (de l'ordre d'un centimètre), comme on pouvait s'y attendre, ne modifient pas significativement l'allure du graphique des vitesses ni les mesures de la conductivité hydraulique.

#### 4.2.3.4.2 *Corrections apportées par l'erreur piézométrique*

Initialement l'évaluation de l'erreur piézométrique servait à corriger les données de l'essai de perméabilité et redresser le graphique  $\log h$  vs  $t$  pour l'estimation du coefficient de perméabilité. Ici, il ne nous est pas possible de suivre la même procédure. En effet, dans une grande partie des cas, la valeur de  $h_0$  est grandement influencée par la courbure du graphique des vitesses et tenter de faire une correction avec cette valeur produirait l'inverse de l'effet escompté. Une correction des charges par l'erreur piézométrique pour les derniers paliers de chargement dans le cas des argiles, occasionne une courbure du graphique  $\log h$  vs  $t$  et une surestimation de  $k$ . De plus, si l'on considère que l'erreur piézométrique est associée à la présence de surpression non dissipée, le  $h_0$  mesuré correspond à un état donné, à celui de la fin de l'essai de perméabilité. Au cours de l'essai les surpressions se dissipent rendant leur influence sur la charge variable dans le temps. Ainsi, corriger les données avec la valeur de l'erreur piézométrique à la fin de l'essai serait également une faute.

Ainsi, il ne nous reste plus qu'à traiter les essais effectués à long terme sur les mélanges sable-bentonite. Dans ces cas particuliers, on peut supposer que la partie linéaire de la courbe des vitesses est bien dessinée et que les potentielles surpressions liées sont totalement dissipées (perte totale de charge de plus de 80%). L'erreur piézométrique est alors comprise entre -3 et -8 cm. Une correction de la charge et une nouvelle interprétation des données donne des conductivités hydrauliques de 10 à 20% plus faibles.

#### 4.2.3.5 **Conclusion sur l'interprétation des essais de perméabilité par la méthode du graphique des vitesses**

La courbure initiale d'un graphique des vitesses trop court fausse l'estimation de la pente de la partie quasi linéaire. Duhaime (2012) montre que la compressibilité d'un sol induit une courbure dans le graphique des vitesses, mais que cette courbure tend vers une droite lorsque les vitesses tendent vers zéro. Cette erreur entraîne une surestimation de la conductivité hydraulique. Dans cette section, on s'efforce de montrer les relations entre l'erreur piézométrique, la durée de

l'essai et l'écart entre les conductivités hydrauliques évaluées par la méthode traditionnelle et la méthode du graphique des vitesses. Également, des précautions d'utilisation de la méthode du graphique des vitesses seront proposées.

#### 4.2.3.5.1 $h_0$ comme renseignement sur la précision de la méthode du graphique des vitesses

Les écarts entre les valeurs de perméabilité déduites des deux méthodes directes (traditionnelle et vitesses) sont étroitement liés à la valeur de l'erreur piézométrique. En effet l'augmentation de  $h_0$  entraîne la divergence des valeurs de perméabilité. Le graphique 4-35 illustre cette tendance,  $k_{vitesse}$  et  $k_{traditionnel}$  (équation 2.13) représentant respectivement les conductivités hydrauliques calculées par la méthode du graphique des vitesses et la méthode traditionnelle. La méthode d'optimisation de Chiasson donne des résultats semblables (figure 4-36). Avec cette dernière méthode les valeurs sont moins dispersées et la tendance linéaire reliant  $h_0$  et le logarithme du rapport  $k_{Chiasson}/k_{Traditionnel}$  est mieux définie. Lorsque l'erreur piézométrique est nulle, les conductivités hydrauliques calculées sont très proches. À l'inverse, une erreur piézométrique supérieure à 20 cm entraîne une différence de plus de 100% sur  $k$ . À titre d'exemple, les figures 4-37 et 4-38 présentent respectivement les méthodes d'interprétation traditionnelle et du graphique des vitesses pour l'échantillon d'argile *FP-06-01R 20,17m* sous la contrainte de 1640 kPa. Pour cet échantillon l'erreur piézométrique  $h_0$  est estimée à 65 cm (figure 4-38) et les erreurs sur les estimations de la conductivité hydraulique sont supérieures à 700% (tableau 4-1).

Tableau 4-1 : Résultats des différentes interprétations de l'essai de perméabilité de l'échantillon d'argile *FP-06-01R 20,17m* sous la contrainte de 1640 kPa

<b><math>k_{Traditionnel}</math> (m/s)</b>	$7 \times 10^{-11}$
<b><math>k_{vitesse}</math> (m/s)</b>	$8,4 \times 10^{-10}$
<b><math>h_0</math> (cm)</b>	65
<b><math>k_{Chiasson}</math> (m/s)</b>	$5,8 \times 10^{-10}$
<b>Erreur sur <math>k_{vitesse}</math> (%)</b>	1100
<b>Erreur sur <math>k_{Chiasson}</math> (%)</b>	730



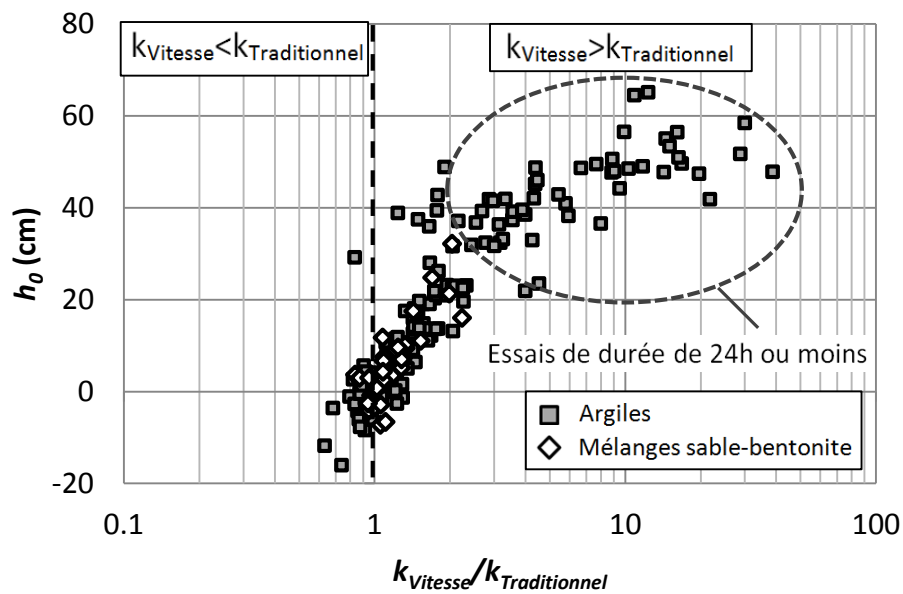


Figure 4-35 : Correspondance entre l'erreur piézométrique  $h_0$  et les valeurs de  $k$  des deux méthodes d'interprétation (semi-logarithmique et optimisation de Chiasson)

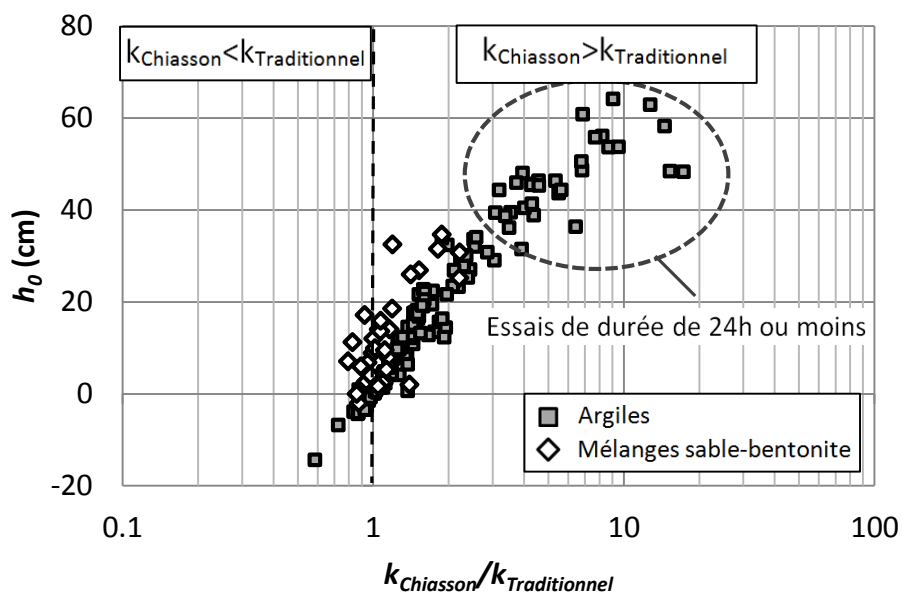


Figure 4-36 : Correspondance entre l'erreur piézométrique  $h_0$  et les valeurs de  $k$  des deux méthodes d'interprétation (semi-logarithmique et graphique des vitesses)

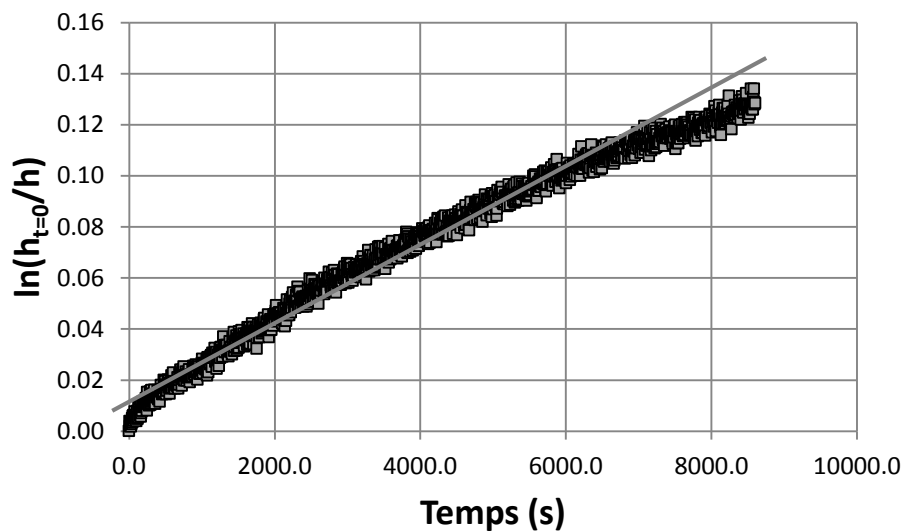


Figure 4-37 : Interprétation traditionnelle de l'essai de perméabilité à charge variable de l'échantillon d'argile *FP-06-01R 20,17m* sous la contrainte de 1640 kPa

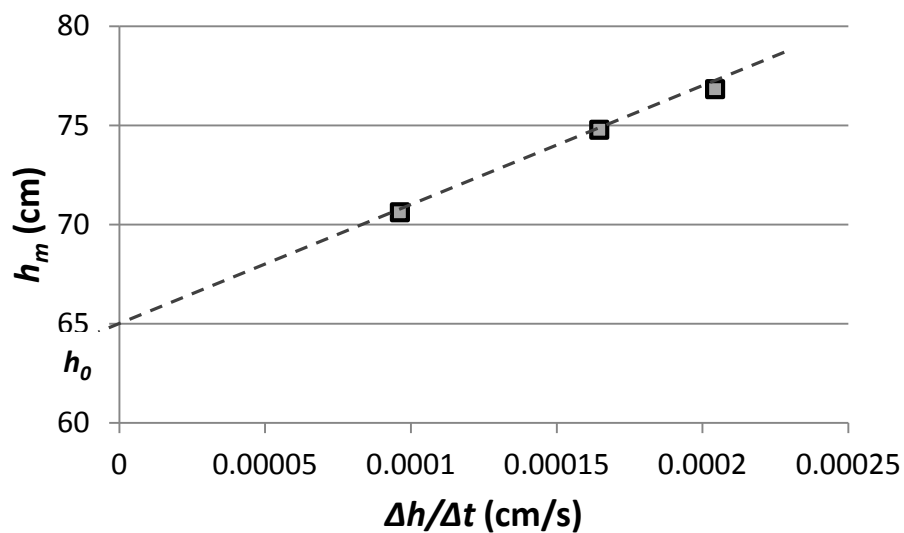


Figure 4-38 : Graphique des vitesses pour l'échantillon d'argile *FP-06-01R 20,17m* sous la contrainte de 1640 kPa

#### 4.2.3.5.2 Influence de la durée de l'essai

Le protocole d'essai particulier appliqué aux mélanges sable-bentonite permet de visualiser l'influence de la durée de l'essai sur les résultats de perméabilité. Sur le graphique 4-39, les points symbolisés par des losanges blancs donnent les valeurs de  $k$  si l'on tient compte que des données recensées pendant les 24 premières heures de l'essai. Globalement, la dispersion des valeurs de conductivité hydraulique est plus importante pour les faibles perméabilités. Nous avons déjà remarqué que pour les échantillons d'argiles de faible perméabilité (contrainte élevée), l'erreur piézométrique était plus importante (figure 4-21), d'où la surestimation de la conductivité hydraulique avec la méthode du graphique des vitesses. Cependant, lorsque l'on permet une perte de charge suffisante en prolongeant les essais, l'écart entre les valeurs de perméabilités est fortement réduit. Il faut également souligner qu'en utilisant la méthode d'interprétation traditionnelle, les résultats sont semblables, que l'on exploite l'ensemble des données ou seulement les premières 24 heures (variation inférieure à 10%).

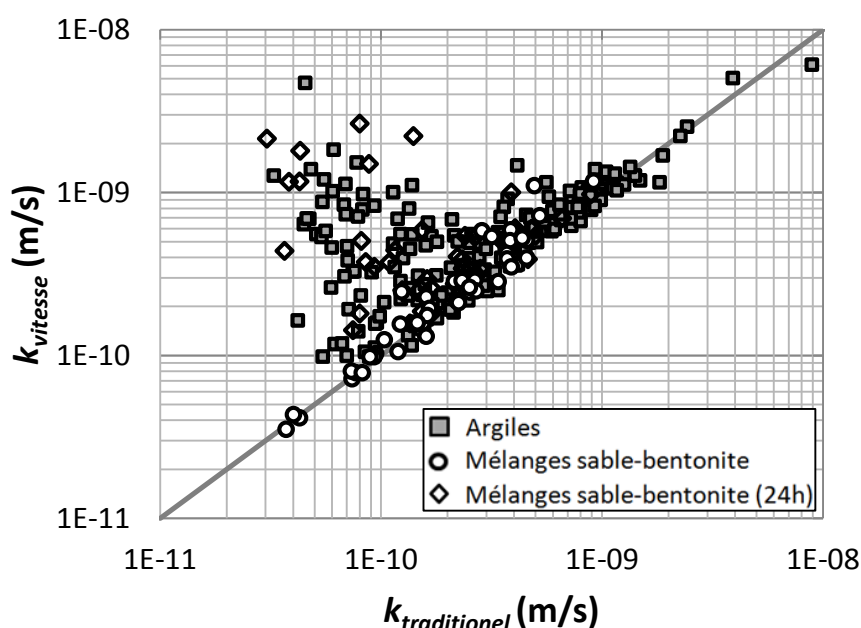


Figure 4-39 : Influence de la durée de l'essai sur la différence entre les valeurs de  $k$  des deux méthodes d'interprétation (semi-logarithmique et graphique des vitesses)

Ainsi, nous venons de voir que la durée de l'essai est déterminante pour la qualité du calcul de  $k$  par la méthode du graphique des vitesses et que  $h_0$  est un bon indicateur de l'écart entre  $k_{vitesse}$  (ou  $k_{Chiasson}$ ) et  $k_{traditionnel}$ . Ainsi, pour un écart entre les deux valeurs de perméabilité inférieur à 100%, l'erreur piézométrique doit être inférieure à 20 cm, ce qui exige de poursuivre l'essai jusqu'à une perte de charge totale supérieure à 40%. Cependant, l'erreur tolérée est à fixer individuellement et les valeurs annoncées précédemment ne s'appliquent pas forcément pour tout type de sol; ces paramètres doivent être ajustées au cas par cas.

#### 4.2.4 Conclusion du chapitre

Le tableau 4-2 résume les paramètres de consolidation des deux matériaux testés. Ces paramètres seront utiles pour calibrer le modèle numérique de consolidation. Ils sont la preuve de l'importante hétérogénéité du dépôt d'argile et de l'importance des paliers de chargement choisis (mélanges).

Tableau 4-2 : Principaux paramètres de consolidation pour les matériaux testés

Paramètres	Argile Champlain	Mélange sable-bentonite (20%)
$C_c$	[0,26; 2,8]	[0,6; 1,2] pour $\sigma_{v1} = 3,4$ kPa [2,3; 3,1] pour $\sigma_{v1} = 17$ kPa
$C_r$	[0,01; 0,13]	-
$C_\alpha$	[0,02; 0,08]	[0,03; 0,2]

Les surestimations des perméabilités calculées par la méthode du graphique des vitesses seraient liées à la déformabilité du matériau lors de l'essai de perméabilité. Ces déformations, identifiées comme un gonflement suivi d'un tassement, provoqueraient une courbure sur les vitesses élevées du graphique, une courbure qui biaiserait l'estimation de la zone linéaire postérieure. La diminution de la perméabilité, ainsi que l'augmentation de la rigidité du matériau, rendent les déformations plus faibles, mais l'influence des déformations sur la courbure du graphique des vitesses est augmentée. En effet, les déformations sont plus longues à se résorber

dans ces conditions. Cette méthode donne des résultats convaincants lorsque les essais respectent certaines règles. Les essais doivent être étendus jusqu'à ce que l'erreur piézométrique devienne suffisamment faible. On a vu que pour une valeur de  $h_0$  inférieure à 20 cm (respectivement 20% et 40% de perte de charge pour les essais sur les argiles et les mélanges), l'écart sur  $k$  ne dépasse pas 100%. Mais cette limite ne concerne que les matériaux étudiés. Il est alors essentiel d'adapter la durée des essais en fonction du matériau et de son état de contrainte afin de réduire l'erreur piézométrique et obtenir un écart entre les valeurs de  $k$  qui soit acceptable selon l'expérimentateur. L'avantage de la méthode du graphique des vitesses est qu'elle donne la possibilité d'observer des phénomènes pouvant perturber les résultats de l'essai de perméabilité. L'erreur piézométrique reflète en un sens l'intensité des déformations, possiblement la présence de pressions interstitielles en excès non dissipées ou encore la présence d'un phénomène d'osmose.

## **CHAPITRE 5    MODÉLISATION NUMÉRIQUE DES ESSAIS DE CONSOLIDATION ET DE PERMÉABILITÉ**

Les modèles mathématiques ont pour objectif de reproduire ou de prévoir des phénomènes physiques observables. Une bonne compréhension des systèmes en jeu et de leurs interactions est primordiale pour leurs transcriptions mathématiques. Généralement, les phénomènes les plus intéressants sont aussi les plus complexes à étudier, en imposant l'introduction de systèmes d'équations aux dérivées partielles non linéaires dans les modèles. C'est le cas comme nous l'avons vu dans le chapitre 2 pour la consolidation, que de nombreux auteurs ont tenté d'approcher numériquement. Cependant, la complexité des développements mathématiques exclut une résolution analytique; dans ce cas, une approche discrète faisant intervenir les différences ou les éléments finis est adoptée. Une résolution numérique fait intervenir à la fois une loi de comportement et une méthode de traitement numérique. L'objectif ici est de modéliser les essais de consolidation et de perméabilité à charge variable réalisés en laboratoire sur les argiles et les mélanges sable-bentonite.

La première partie de ce chapitre décrit les équations mathématiques choisies pour modéliser la consolidation des argiles et des essais de perméabilité ainsi que leur intégration dans le logiciel de traitement numérique choisi : COMSOL (2011). Après avoir validé le modèle par des comparaisons avec les observations en laboratoire, une analyse paramétrique permettra d'identifier l'influence des différentes variables du modèle sur les résultats. Finalement, les hypothèses établies au chapitre précédent concernant l'influence de la déformation du matériau et des surpressions interstitielles non dissipées à la fin du palier de chargement, seront éprouvées à partir du modèle. Ainsi, la finalité de cette partie ne réside pas dans l'élaboration d'un modèle complexe décrivant précisément le comportement des matériaux testés, mais plutôt dans l'analyse des paramètres et de leurs influences lors des essais et l'examen des hypothèses.

## 5.1 Description du modèle numérique

Cette section vise à décrire l'approche numérique menant à la modélisation des essais de consolidation et de perméabilité à niveau variable. Le phénomène de consolidation va être décrit par les équations employées dans le programme de calcul CONMULT, développé par le Laboratoire des ponts et chaussées (Paris). Les deux raisons principales justifiant ce choix sont que la loi de comportement du sol est adaptée aux argiles ayant une forte compressibilité et une faible résistance au cisaillement (Magnan et al., 1979) et que ce programme de calcul a déjà donné des résultats probants lors de l'étude des argiles Champlain par l'Université Laval (Brucy, 1978). La modélisation des essais de perméabilité à charge variable utilise l'équation traduisant l'égalité des débits à l'interface de l'échantillon. Toutes ces équations sont alors introduites dans le logiciel COMSOL, permettant leur résolution numérique.

### 5.1.1 Présentation du programme CONMULT pour la consolidation des argiles molles

Dans le cas des argiles molles, le comportement est connu comme irréversible, visqueux et non linéaire. Le modèle de Bjerrum, décrit à la section 2.1.2.2, a servi de base pour l'élaboration du programme de calcul CONMULT. Ce programme comporte alors moins d'hypothèses que celles décrites dans la théorie de Terzaghi, il est plus général en considérant une variabilité de la compressibilité et de la perméabilité au cours de la consolidation et en tenant compte du fluage. Mais il reconnaît aussi les autres hypothèses de la première théorie de consolidation unidimensionnelle, évoquées en annexe 3. Le programme permet également de tenir compte de la compressibilité du liquide interstitiel lorsqu'il contient du gaz. Cet aspect ne sera pris en compte ici puisque lors des essais les matériaux sont supposés être saturés. Le programme de calcul CONMULT fonctionne avec des différences finies; dans notre mémoire, nous traiterons le modèle mathématique de consolidation avec des éléments finis.

Le modèle utilise diverses équations incluant les paramètres obtenus expérimentalement (section 2.1.2.2) pour décrire le comportement du sol sous l'action d'un chargement et du temps. L'évolution de l'indice des vides en fonction de la contrainte et du temps est approximé par les équations 5.1 à 5.3. La variabilité de la conductivité hydraulique au cours de la consolidation est

décrite par l'expression de Taylor (équation 5.3). L'influence du temps lors de la consolidation est introduite par les équations 5.4 et 5.5.

En recompression ( $\sigma'_v < \sigma'_p$ ) ou en compression seulement ( $\sigma'_v > \sigma'_p$ ), la variation de l'indice des vides prend la forme suivante :

$$\Delta e = -C_x \log \left( \frac{\sigma'_v}{\sigma'_{vi}} \right) \quad (5.1)$$

Le paramètre  $C_x$  prend la valeur de  $C_r$  en recompression et  $C_c$  en compression vierge.

Lorsque la contrainte initiale est inférieure à la contrainte de préconsolidation, mais que la contrainte finale est supérieure à celle-ci, il faut prendre en compte une phase de recompression suivie de la compression vierge :

$$\Delta e = -C_r \log \left( \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{vi}} \right) - C_c \log \left( \frac{\sigma'_v}{\sigma'_p} \right) \quad (5.2)$$

L'équation suivante décrit l'évolution de la conductivité hydraulique  $k$  en fonction de l'indice des vides  $e$  au cours de la consolidation :

$$k = 10^{\log k_0 - \frac{e_0 - e}{C_k}} \quad (5.3)$$

L'évolution de la compressibilité différée au cours du temps est exprimée par l'équation 5.4 et l'introduction du paramètre  $t^*$  dans l'équation 5.5 permet d'estimer la variation d'indice des vides liée au fluage pour une contrainte donnée. Concrètement  $t^*$  est un temps fictif qui représente le temps de fluage nécessaire à l'élément de sol soumis à la contrainte effective  $\sigma'_v$  pour passer de l'indice des vides  $e^*$  (indice des vides situé sur une courbe  $e$ - $\log(\sigma'_v)$  du diagramme de Bjerrum) à l'indice des vides  $e$ . Dans l'équation 5.5, le paramètre  $t_p$  définit la courbe  $e$ - $\log(\sigma'_v)$  du diagramme de Bjerrum (figure 5-1) effective avant un nouveau palier de chargement. Sa valeur équivaut donc au temps depuis lequel le tassement secondaire est effectif dans la phase de consolidation précédente.



$$\Delta e = -C_\alpha \Delta \log(t) \quad (5.4)$$

$$\frac{t^*}{t_p} = 10^{\frac{1}{C_\alpha} \left( e_i - e - C_r \log \left( \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} \right) - C_c \log \left( \frac{\sigma'_v}{\sigma'_p} \right) \right)} \quad (5.5)$$

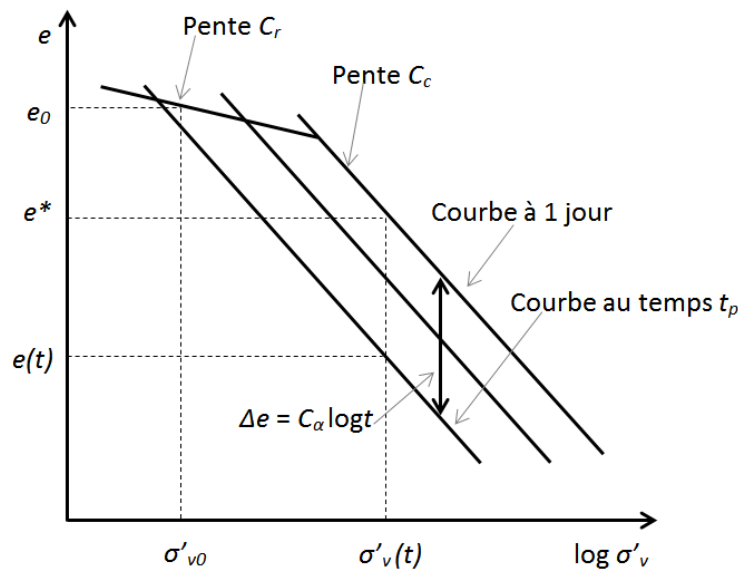


Figure 5-1 : Définition de  $t^*$  (d'après magnan et al., 1979)

L'équation de consolidation unidimensionnelle de Terzaghi modifiée et complétée à l'aide des équations décrites précédemment a mené à l'élaboration d'une nouvelle formulation du problème :

$$\frac{\partial w}{\partial t} - \frac{C_\alpha}{0.434} \frac{\sigma'_v}{C_x} \frac{1}{t^*} = c_v \frac{\partial^2 w}{\partial z^2} \quad (5.6)$$

Avec

$$c_v = \frac{k_v(1+e)\sigma'_v}{0.434\gamma_w C_x} \quad (5.7)$$

### 5.1.2 Représentation mathématique de l'essai de perméabilité à charge variable

La relation décrivant l'essai de perméabilité à charge variable reflète l'égalité entre le débit traversant la base de l'échantillon ( $Q_{éch}$ ), calculé par la relation de Darcy (équation 5.8) et la variation du volume d'eau stocké dans la burette (équation 5.9).

$$Q_{éch} = \frac{1}{\gamma_w} \frac{du}{dz} kA \quad (5.8)$$

$$\frac{\Delta V_{burette}}{\Delta t} = a \frac{1}{\gamma_w} \frac{du}{dt} \quad (5.9)$$

### 5.1.3 Des équations mathématiques au modèle numérique : utilisation du logiciel COMSOL

Comme rappelé en introduction, les équations utilisées pour décrire le phénomène de consolidation sont trop complexes pour être résolues analytiquement. Cette difficulté peut être évitée en utilisant des logiciels de modélisation numérique pour approcher la solution du problème. Dans cette étude, les équations sont modifiées et adaptées pour une résolution par la méthode des éléments finis via le logiciel COMSOL.

Le modèle numérique se décompose en deux phases : la résolution de l'équation de consolidation suivie de la simulation d'un essai de perméabilité. Pour résoudre le problème, deux variables ont été introduites, soit l'indice des vides  $e$  et la surpression interstitielle  $u$ . L'équation de consolidation (équation 5.6) a été décomposée en deux équations différentielles. La première équation est dérivée de la formulation de la loi de conservation de la masse d'eau dans un volume de matériau poreux exprimée en une dimension (équation 5.10). Pour exprimer cette même relation en faisant intervenir l'indice des vides comme variable, on fait l'approximation que la variation de  $e$  reste faible au cours de l'étape de consolidation afin de remplacer  $e$  dans l'expression  $(1+e)$  par sa valeur initiale (équation 5.11).

$$\frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial}{\partial z} \left( k(z) \frac{\partial u}{\partial z} \right) = \frac{\partial \theta}{\partial t} \quad (5.10)$$

$$\frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial}{\partial z} \left( k(z) \frac{\partial u}{\partial z} \right) = \frac{1}{1+e_i} \frac{\partial e}{\partial t} \quad (5.11)$$

La deuxième équation (équation 5.12) fait intervenir la compressibilité du matériau (équation 5.13) et la variation de l'indice des vides en fonction du temps (équation 5.11). Elle est directement déduite de l'expression de l'évolution des surpressions interstitielles dans le matériau en fonction du temps, utilisée dans le programme CONMULT (équation 5.6).

$$\frac{1}{(1+e_i)m_v} \frac{\partial e}{\partial t} = \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{C_\alpha}{m_v t^* (1+e)} \quad (5.12)$$

$$m_v = \frac{0.435 C_c}{(1+e) \sigma'_v} \quad (5.13)$$

L'essai de perméabilité, modélisé par la combinaison des équations 5.8 et 5.9 (équation 5.14), utilise la répartition des pressions interstitielles obtenues à la fin de la consolidation comme valeurs initiales. Durant l'essai de perméabilité, l'application du gradient hydraulique et la répartition des surpressions entraînent des déformations prises en compte par l'équation de consolidation.

$$\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z} = \frac{a}{A \gamma_w} \frac{\partial u}{\partial t} \quad (5.14)$$

## 5.2 Représentation du problème

### 5.2.1 Matériaux testés

L'analyse numérique concerne à la fois les argiles et les mélanges sable-bentonite. Comme dans la partie expérimentale, l'étude des mélanges ne présente pas un intérêt en soi mais donne plutôt la possibilité de tester les hypothèses et le fonctionnement du modèle. Cependant les essais réalisés, trop nombreux, n'ont pas tous été modélisés. Le modèle a été testé avec différents essais choisis aléatoirement, mais nous n'en présenterons ici qu'une partie. Les divers échantillons d'argiles et mélanges sable-bentonite étudiés présentent des propriétés et des comportements assez différents. Ainsi, pour la comparaison des résultats numériques avec les essais en laboratoire, des paramètres propres à chaque échantillon ont été intégrés au modèle. Toutefois, il est possible de considérer des caractéristiques générales décrites au chapitre précédent pour modéliser globalement le comportement des matériaux.

### 5.2.2 Géométrie du problème

La géométrie du modèle est très simple. L'échantillon de sol installé dans l'anneau œdométrique correspond à la géométrie 1D d'une droite de longueur égale à la hauteur du spécimen. Les extrémités de cette ligne représentent les zones de drainage. On suppose dans ces conditions que les tassements sont uniformes à la surface de l'échantillon. Avec ces considérations le modèle peut fonctionner en une dimension.

### 5.2.3 Paramètres, conditions initiales et aux frontières

A partir des équations énoncées précédemment, nous pouvons lister l'ensemble des paramètres à définir dans le modèle. Ces paramètres sont fonctions de l'échantillon testé et restent constants tout au long du calcul numérique. Parmi ces données, certaines se rapportent à la géométrie et aux conditions initiales :

- $L_i$  : la hauteur initiale de l'échantillon,
- $e_i$  : l'indice des vides avant l'étape de chargement modélisée,
- $\sigma_{vi}$  : la contrainte initiale,

- $\Delta\sigma$  : l'augmentation de contrainte,
- $h_{t=0}$  : la différence de charge au début de l'essai de perméabilité,
- $A$  : section de l'échantillon, et
- $a$  : section de la burette.

D'autres paramètres décrivent plutôt le comportement du matériau au cours de la consolidation. On retrouve les coefficients classiques, obtenus des essais œdométriques et de perméabilité, décrits au chapitre 2:

- $C_c, C_\alpha, t_p, C_k, k_0, e_0$  et  $\sigma'_p, C_r$  uniquement pour les argiles

Cependant, la détermination graphique de ces paramètres rend leur valeur imprécise.  $C_x$  et  $C_\alpha$  seront donc ajustés de manière à faire correspondre les tassements simulés à ceux déterminés lors de l'essai (détails à la section 5.3.2.1.1). Aussi, les valeurs de  $C_x$  et  $C_\alpha$  sont définies en compression. Elles ne peuvent alors pas caractériser le comportement du sol, qui est moins déformable, lors de l'essai de perméabilité. Ainsi, il faut introduire dans le modèle des nouvelles valeurs pour ces paramètres, que nous noterons  $C_x'$  et  $C_\alpha'$ , au début de l'essai de perméabilité. Des fonctions échelons permettront ce changement de conditions entre la consolidation et l'essai de perméabilité. Mais un problème réside dans le fait que nous ne possédons aucun renseignement, aucune mesure pour estimer la valeur de ces paramètres. Cependant, lors de l'essai de perméabilité, le montage prévoit un support pour stopper le tassement de l'échantillon, cette action sera traduite dans le modèle par la suppression du tassement secondaire (valeur de  $C_\alpha$  faible). Concernant  $C_x'$ , sa valeur sera adaptée afin que les courbures observables sur les graphiques d'interprétation des essais de perméabilité modélisés (graphique de  $\ln(h_{t=0}/h)$  vs temps et graphique des vitesses) soient du même ordre que celles observées avec les données expérimentales. Cette approche est approximative et discutable.

Pour rendre le système fonctionnel, il faut imposer certaines conditions aux frontières. Pour dissiper les surpressions créées par l'augmentation de contrainte initiale, il faut imposer une pression nulle dans les zones de drainage, c'est-à-dire aux extrémités de l'échantillon. Pour des problèmes de convergence numérique, cette transition vers la pression nulle aux extrémités se fait graduellement en 1 seconde. Dans la deuxième phase de la modélisation, on impose

progressivement (en 1 s)  $h_{t=0}$  à l'extrémité inférieure de l'échantillon pour simuler l'essai de perméabilité. La pression à l'autre extrémité de l'échantillon est maintenue à zéro.

#### **5.2.4 Synthèse du fonctionnement du modèle**

Pour avoir une meilleure conception du fonctionnement du programme et des paramètres en jeu, le diagramme ci-dessous (Figure 5-2) propose un récapitulatif des éléments présentés précédemment.

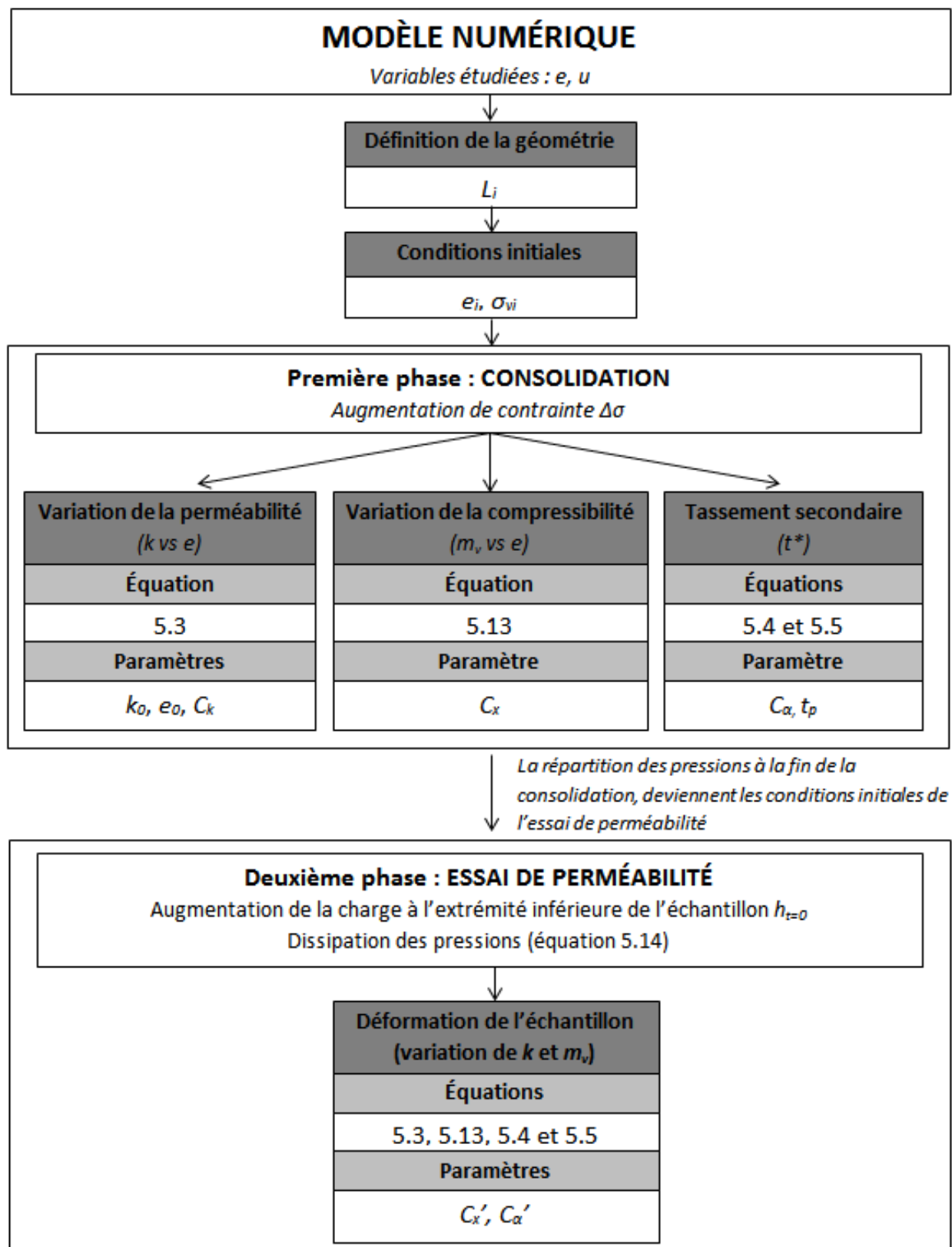


Figure 5-2 : Diagramme synthétisant le fonctionnement du modèle

## 5.3 Résultats

Avant d'employer le modèle numérique à la validation des hypothèses, il est essentiel de démontrer son efficacité et sa pertinence. Ainsi, dans un premier temps, nous comparons des résultats de consolidation et d'essais de perméabilité obtenus en laboratoire et numériquement. L'influence des paramètres de discrétisation (temps et espace) sur les résultats des modélisations doit aussi être évaluée. Une fois le modèle validé, l'analyse paramétrique peut débuter. Cette analyse consiste à identifier les facteurs qui affectent principalement la consolidation et les essais de perméabilité. L'objectif final sera de tester les hypothèses déjà établies, expliquant la présence d'une erreur piézométrique durant les essais de perméabilité.

### 5.3.1 Évaluation du modèle

#### 5.3.1.1 Discrétisation temporelle et spatiale

Même si les méthodes numériques de discrétisation sont fonctionnelles, de nombreux problèmes se posent en pratique quant au choix des maillages (et plus globalement les aspects géométriques) et des incréments de temps retenus dans les modèles. L'objectif étant de parvenir à des schémas stables et convergents offrant des résultats suffisamment précis pour un moindre temps de calcul. Souvent, la sélection des paramètres de discrétisation peut avoir une influence sur les résultats, comme, par exemple, un maillage trop grossier qui ne prend pas en compte l'évolution des variables à petite échelle.

Dans ces travaux, la simplicité de la géométrie et l'étude en une dimension rendent les calculs rapides. Nous n'avons pas le souci de réduire au maximum le pas de temps et d'espace pour gagner en temps de calcul. Cependant, il faut toutefois s'assurer que les maillages choisis n'influencent pas les résultats obtenus. Le logiciel COMSOL propose des tailles de maillages prédéfinies, nommées extrêmement fin à extrêmement grossier. En considérant en moyenne que la taille de l'échantillon est de 0,02m, la taille maximale des éléments pour les maillages prédéfinis varie de  $2,1 \times 10^{-4}$  à  $6,9 \times 10^{-3}$  m. On ne constate aucune modification des résultats en choisissant ces différentes grilles. De la même manière, le logiciel utilise des pas de temps adaptatifs pour la résolution des équations. C'est cette discrétisation automatique qui sera



employée. En modifiant les paramètres de résolution de COMSOL, les pas de temps peuvent être raffinés, mais ce changement n'influence pas les résultats.

### 5.3.1.2 Comparaison des résultats expérimentaux et numériques

Le modèle a été testé en comparant plusieurs résultats numériques et expérimentaux. Nous présenterons ici les résultats obtenus pour un seul essai sur chacun des matériaux testés. Cependant, ces résultats sont représentatifs des essais modélisés et peuvent être généralisés à l'ensemble des tests. Pour garder une certaine continuité dans ce mémoire, nous traiterons à nouveau les essais de consolidation et de perméabilité de l'échantillon d'argile *FP-06-02R-6,84*, et les résultats sur les mélanges sable-bentonite *E4-O1* (section 4.1.1.1).

#### 5.3.1.2.1 La consolidation

L'objectif ici est de tester l'efficacité du modèle numérique à reproduire les différents types de courbes de consolidation observés dans le cas des argiles surconsolidées et des mélanges sable-bentonite (section 2.1.2.2.3). Le tableau 5-1 présente l'ensemble des paramètres choisis pour modéliser la consolidation induite par des chargements de 204, 341, 545 et 1091 kPa sur l'échantillon d'argile *FP-06-02R-6,84*. La courbe  $e$  en fonction de  $\log \sigma'_v$  pour cet échantillon est présentée à la figure 4-1. La figure 4-7 montre également que le coefficient  $C_x$  est fonction de la contrainte effective et que de l'état surconsolidé au domaine de la compression vierge, cette valeur change abruptement. De même pour les fortes contraintes la valeur de  $C_x$  diminue avec  $\sigma'_v$ . Les figures 5-3 à 5-6 présentent les tassements obtenus en laboratoire et ceux modélisés en utilisant les équations décrites dans cette section, et la solution de Terzaghi. Rappelons que la prise en compte de la variation de la perméabilité et de la compressibilité, et de l'action du tassement secondaire différencie le modèle choisi de la première théorie de consolidation unidimensionnelle. Précisons que la relation de  $k(e)$  adoptée ici, provient des essais de perméabilité à niveau variable entre les paliers de chargement de l'essai œdométrique. Pour faire la comparaison des deux modèles, des paramètres similaires ont été utilisés (application de la relation 5.13).

On remarque que le modèle donne des résultats plus ou moins convaincants en fonction du type de courbe étudié. Lorsque le matériau est en recompression (figure 5-3), l'allure de la courbe en double S (type II) peut être approchée par le modèle, en considérant une importante

contribution de la consolidation différée dans le tassement. La comparaison avec la solution de Terzaghi, avec des paramètres de consolidation similaire, met en relief l'importance du tassement secondaire.

Tableau 5-1 : Paramètres utilisés pour la modélisation du tassement de l'échantillon *FP-06-02R-6,84*

	204 kPa	341 kPa	545 kPa	1091 kPa
<b>PARAMÈTRES INTRODUCIS DANS COMSOL</b>				
$e_0$	1,66			
$k_0$ (m/s)	$8 \times 10^{-10}$			
$C_k$	0,79			
$\sigma'_p$ (kPa)	295			
$h_i$ (mm)	19,70	19,54	18,15	14,53
$e_i$	1,62	1,60	1,42	0,94
$\sigma_{vi}$ (kPa)	136,4	204,6	341	818
$\Delta\sigma$ (kPa)	68,2	136,4	204,6	273
$C_r$	0,04	0,04	-	-
$C_c$	-	0,815	1,515	0,5
$C_a$	0,0091	0,001	0,0357	0,005
$t_p$ (s)	1400	85000	3000	70000
<b>PARAMÈTRES CHOISIS POUR LA SOLUTION DE TERZAGHI</b>				
$h_i$ (mm)	19,70	19,54	18,15	14,53
$\Delta\sigma$ (kPa)	68,2	136,4	204,6	273
$m_v$ (kPa <sup>-1</sup> )	$3,89 \times 10^{-5}$	$5,1 \times 10^{-4}$	$6,88 \times 10^{-4}$	$1,3 \times 10^{-4}$
$k$ (m/s)	$6,04 \times 10^{-10}$	$5,01 \times 10^{-10}$	$2,47 \times 10^{-10}$	$8,5 \times 10^{-11}$

En revanche le modèle numérique ne parvient pas à reproduire la forme concave de la courbe de tassement (type III), typique lorsque le chargement est proche de la contrainte de préconsolidation (figure 5-4). Dans le voisinage de la contrainte de  $\sigma'_p$ , la relation suivante

s'applique :  $C_r < C_x < C_c$ . Dans le tableau 5-1 ( $\sigma_{vi} = 341$  kPa) la valeur de  $C_c$  est élevée en sorte de faire correspondre le tassement total théorique et expérimental. Le modèle donne des résultats très proches de la solution de Terzaghi. Ces deux solutions prévoient un tassement beaucoup plus rapide que celui observé lors des essais. Cependant il est possible d'obtenir une courbe de tassement reproduisant la même allure que les résultats expérimentaux. Dans ce cas la valeur de  $C_c$  utilisée est proche de la valeur expérimentale ( $C_c = 1,7$ ), mais il faut grandement diminuer la valeur de  $k$  (valeur moyenne de  $2 \times 10^{-11}$  m/s). L'utilisation d'une telle valeur de  $k$  revient à retarder le tassement (courbes particulières de la figure 5-4), ce qui n'est clairement pas réaliste.

La troisième configuration étudiée ici, est la courbe typique de consolidation (type I), que l'on retrouve le plus souvent (figure 5-5). On peut déjà noter que la théorie de Terzaghi, malgré le grand nombre d'hypothèses considérées, fournit une solution acceptable (dépendamment des critères d'erreur imposés par l'étude). Mais elle présente encore ici un tassement plus rapide que celui observé lors de l'essai et un tassement final plus faible en raison de l'absence de tassement secondaire. En considérant la perméabilité et la compressibilité variable, la courbe de tassement issue du modèle suit, au départ, la solution de Terzaghi pour ensuite s'en éloigner en retardant légèrement les déformations. La prise en compte du fluage permet de décrire correctement la fin de la courbe et d'obtenir une bonne estimation du tassement final.

La figure 5-6 présente les déformations de l'échantillon sous une contrainte importante (1091 kPa). Ici encore on remarque que le modèle prévoit des tassements plus rapides que ceux observés en laboratoire. Il est possible que le même phénomène à l'origine de la courbure concave observable sous la contrainte de 341 kPa soit également en action dans cette phase.

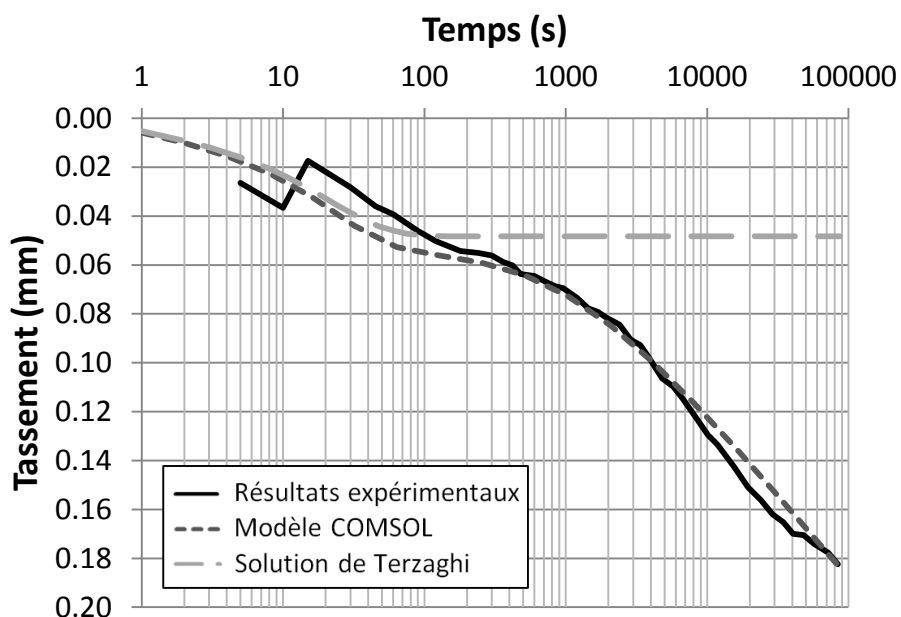


Figure 5-3 : Tassements observé et modélisé de l'échantillon *FP-06-02R-6,84* sous une contrainte de 204 kPa (sol à l'état surconsolidé, courbe de type II selon Leonards et Altschaeffl, 1964)

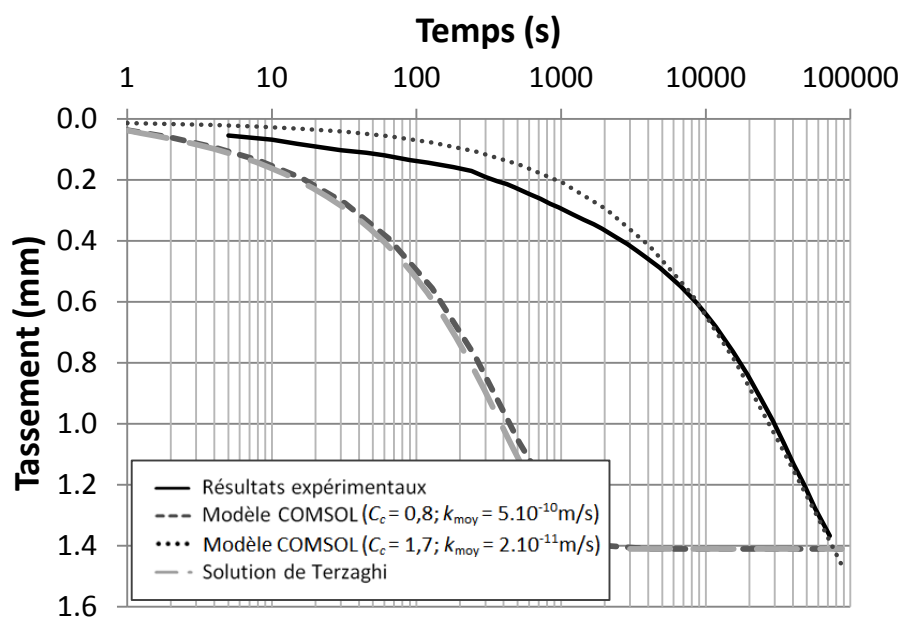


Figure 5-4 : Tassements observé et modélisé de l'échantillon *FP-06-02R-6,84* sous une contrainte de 341 kPa ( $\sigma'_v$  proche de  $\sigma'_p$ , courbe de type III selon Leonards et Altschaeffl, 1964)

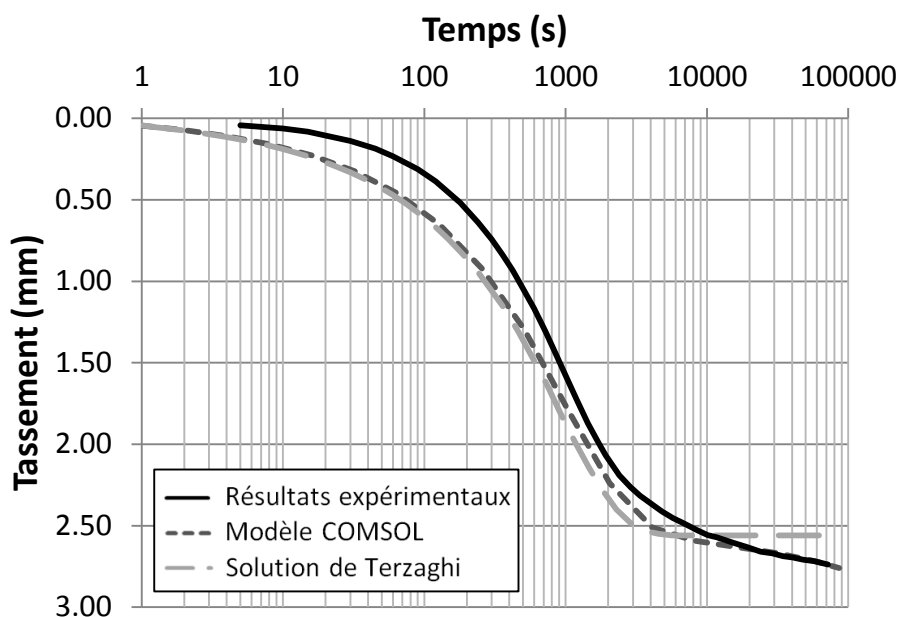


Figure 5-5 : Tassements observé et modélisé de l'échantillon *FP-06-02R-6,84* sous une contrainte de 545 kPa (sol dans le domaine normalement consolidé, courbe de type I selon Leonards et Altschaeffl, 1964)

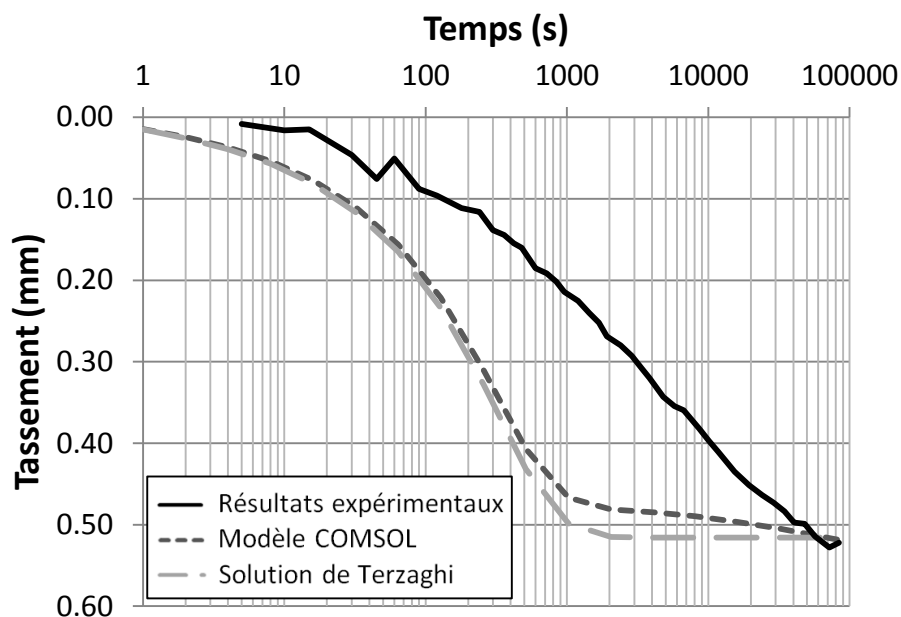


Figure 5-6 : Tassements observé et modélisé de l'échantillon *FP-06-02R-6,84* sous une contrainte de 1091 kPa (sol dans le domaine normalement consolidé)

Le tableau 5-2 présente les paramètres de consolidation employés pour la modélisation de l'essai de consolidation sur le mélange sable-bentonite *E4-O1*. Les résultats des modélisations sont illustrés sur les figures 5-7 et 5-8. Avec les mélanges, les résultats expérimentaux et numériques sont plus proches; sur la figure 5-7, ils sont pratiquement superposables. Cependant, lorsque la contrainte augmente (figure 5-8), on retrouve la même observation que précédemment concernant la vitesse de consolidation.

Tableau 5-2 : Paramètres utilisés pour la modélisation du tassement de l'essai *E4-O1* sur les mélanges sable-bentonite

	8,5 kPa	17 kPa
<b>PARAMÈTRES INTRODITS DANS COMSOL</b>		
$e_0$	3,65	
$k_0$ (m/s)	$8,44 \times 10^{-10}$	
$C_k$	1,64	
$h_i$ (mm)	16,75	15,94
$e_i$	2,89	2,70
$\sigma'_{vi}$ (kPa)	3,41	8,53
$\Delta\sigma$ (kPa)	5,12	12,48
$C_c$	0,49	0,55
$C_\alpha$	0,03	0,09
$t_p$ (s)	34700	50000
<b>PARAMÈTRES CHOISIS POUR LA SOLUTION DE TERZAGHI</b>		
$h_i$ (mm)	16,75	15,94
$\Delta\sigma$ (kPa)	5,12	12,48
$m_v$ (kPa <sup>-1</sup> )	$1,10 \times 10^{-5}$	$5,6 \times 10^{-6}$
$k$ (m/s)	$2,53 \times 10^{-10}$	$1,86 \times 10^{-10}$

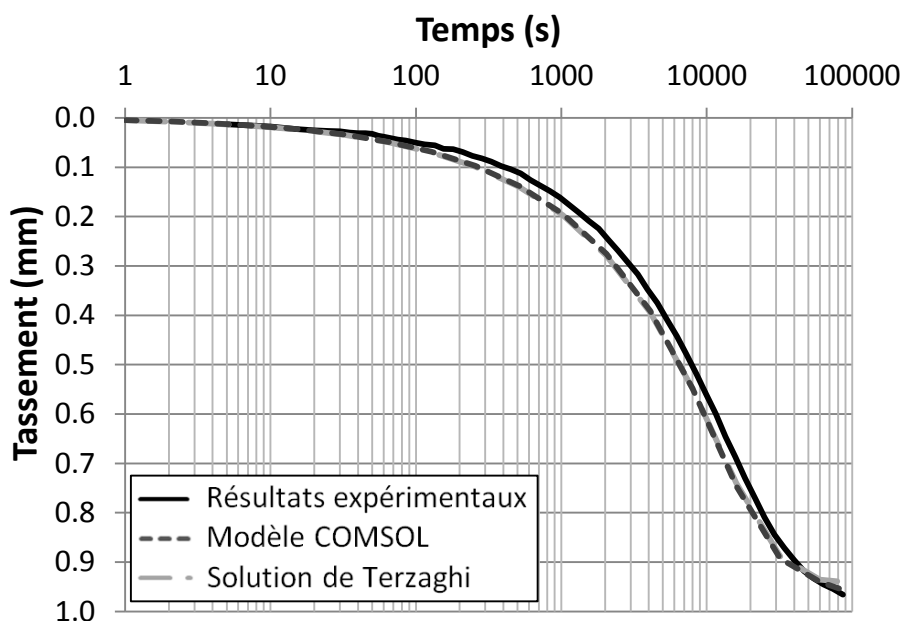


Figure 5-7 : Tassements observés et modélisés de l'essai *E4-O1* sur les mélanges sable-bentonite sous une contrainte de 8,5 kPa

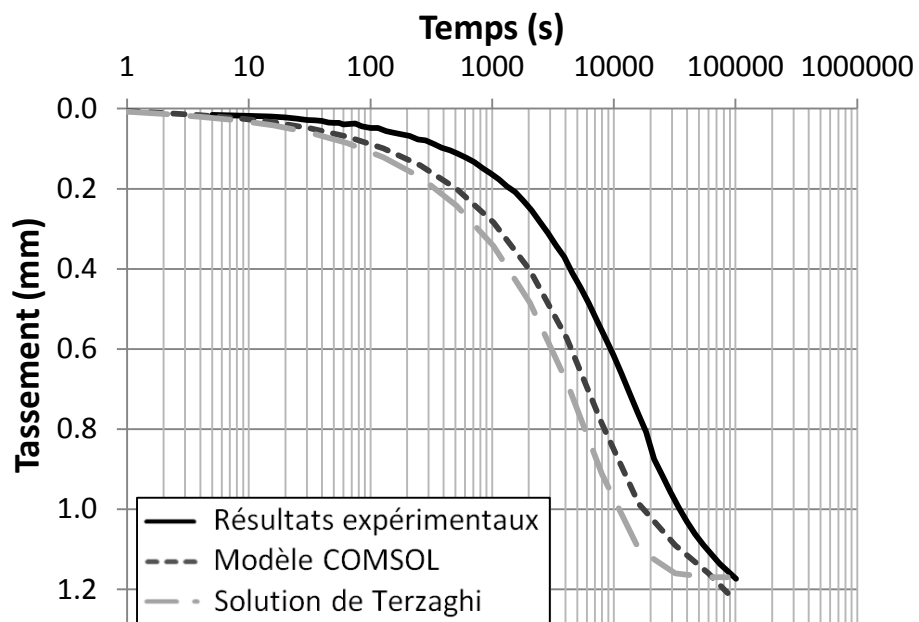


Figure 5-8 : Tassements observés et modélisés de l'essai *E4-O1* sur les mélanges sable-bentonite sous une contrainte de 17 kPa

### 5.3.1.2.2 Les essais de perméabilité

Une analyse numérique des essais de perméabilité sera détaillée dans les sections suivantes (section 5.3.2.2). Cette partie présente les résultats numériques pour les mêmes échantillons que la partie précédente. Le tableau 5-3 présente les paramètres employés dans le logiciel et le tableau 5-4 résume les différentes valeurs de perméabilités obtenues. Lors de la phase expérimentale, des essais de perméabilité n'ont pas été réalisés pour chaque palier de chargement (chargement de 341 kPa pour l'échantillon d'argile), mais les modélisations ont permis de donner une estimation de la conductivité hydraulique. Pour donner un aperçu des résultats numériques, les figures 5-8 et 5-9 présentent respectivement le graphique semi-log d'interprétation classique et le graphique des vitesses de l'essai de perméabilité sur le mélange sable-bentonite *E401-8,4kPa*.

Tableau 5-3 : Paramètres utilisés pour la modélisation de l'essai de perméabilité de l'échantillon *FP-06-02R-6,84* après le palier de chargement de 545 kPa

	FP-06-02R				Essai 4-oedo1	
	204 kPa	341 kPa	545 kPa	1091 kPa	8,5 kPa	17 kPa
$C_c'$	0,01	0,2	0,8	0,2	0,05	0,25
$C_a'$	0,005	0,001	0,005	0,005	0,005	0,005
$h_{t=0}$ (Pa)	5680	5500	5170	6030	6580	7340

Les écarts de perméabilités entre les valeurs expérimentales et numériques sont faibles, et pour la plupart inférieurs à 10 % (tableau 5-4). Les différences les plus importantes sont observées pour la méthode des graphiques des vitesses. Nous avons déjà mentionné les problèmes liés à l'estimation graphique de cette méthode. Cependant, avec le modèle numérique, il est possible de prolonger la durée de l'essai de manière à atteindre la partie linéaire du graphique des vitesses et atteindre une valeur de  $h_0$  faible. Par exemple, pour l'essai de perméabilité mené sur l'échantillon d'argile au chargement 1091 kPa, les données expérimentales fournissent une erreur piézométrique de 42 cm et le faible nombre de points sur le graphique rend l'estimation de la partie linéaire difficile. Avec le modèle numérique, il suffit d'allonger la durée



de l'essai à 60 h pour atteindre la partie linéaire du graphique et ainsi obtenir une erreur piézométrique de 0,3 cm et une conductivité hydraulique se rapprochant de la valeur estimée par la méthode traditionnelle.

Tableau 5-4 : Comparaison des conductivités hydrauliques mesurées en laboratoire et modélisées

		FP-06-02R				Essai 4-oedo1	
		204 kPa	341 kPa	545 kPa	1091 kPa	8,5 kPa	17 kPa
<b>Méthode traditionnelle</b>	<b><i>k</i> essai (m/s)</b>	$5,9 \times 10^{-10}$	-	$1,3 \times 10^{-10}$	$7,2 \times 10^{-11}$	$2,2 \times 10^{-10}$	$1,6 \times 10^{-10}$
	<b><i>k</i> modèle (m/s)</b>	$6,2 \times 10^{-10}$	$3,6 \times 10^{-10}$	$1,3 \times 10^{-10}$	$7,3 \times 10^{-11}$	$2,3 \times 10^{-10}$	$1,6 \times 10^{-10}$
	<b>Écart (%)</b>	<b>5,3</b>	-	<b>0,7</b>	<b>0,3</b>	<b>2,7</b>	<b>3,3</b>
<b>Graphique des vitesses</b>	<b><i>k</i> essai (m/s)</b>	$6,4 \times 10^{-10}$	-	$1,1 \times 10^{-10}$	$3,8 \times 10^{-10}$	$2,1 \times 10^{-10}$	$1,4 \times 10^{-10}$
	<b><i>k</i> modèle (m/s)</b>	$5,8 \times 10^{-10}$	$3,4 \times 10^{-10}$	$1,2 \times 10^{-10}$	$7,1 \times 10^{-11}$	$2,2 \times 10^{-10}$	$1,5 \times 10^{-10}$
	<b>Écart (%)</b>	<b>11,4</b>		<b>9,0</b>	<b>86,0</b>	<b>1,9</b>	<b>6,9</b>

Les graphiques des figures 5-9 et 5-10 montrent aussi une très bonne corrélation entre les résultats expérimentaux et numériques. Cependant, pour certains essais les données expérimentales et numériques ne sont pas superposables sur le graphique  $\ln(h_{t=0}/h)$  vs temps. Ceci est causé par les restrictions du modèle numérique. En effet, la géométrie du problème étant fixée, l'essai de perméabilité est calculé sur un échantillon dont l'épaisseur correspond à la hauteur initiale  $H_i$  (avant le tassement). Alors qu'au laboratoire, l'essai est réalisé après la consolidation et donc la hauteur de l'échantillon est réduite par rapport à sa valeur initiale. Mais cette différence de géométrie ne vient pas interférer dans l'estimation de la conductivité hydraulique. La figure 5-10 indique que les données issues du modèle décrivent une courbure sur le graphique des vitesses normalisé et qu'en ajustant la valeur du paramètre  $C_x'$ , cette courbure peut être du même ordre que celle observée expérimentalement. Cette observation sera détaillée dans l'analyse paramétrique qui suit.

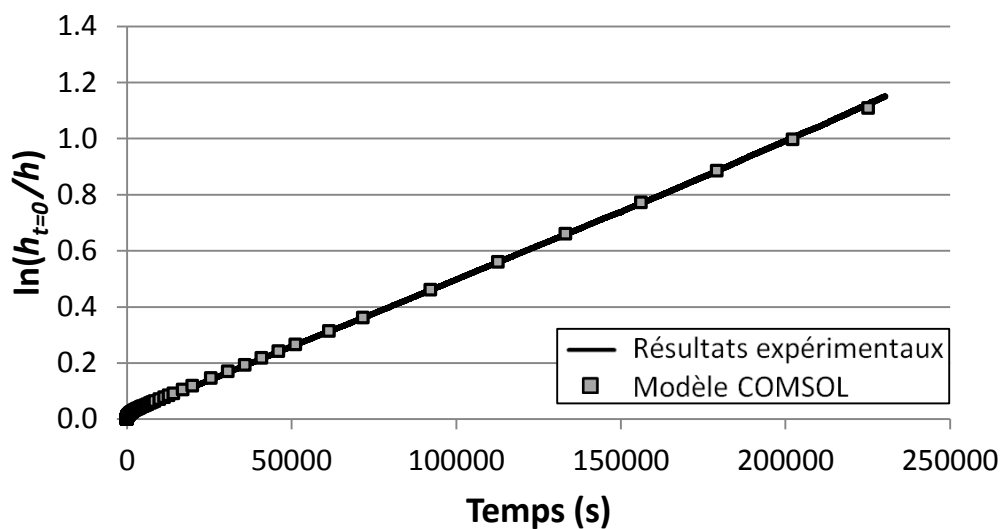


Figure 5-9 : Interprétation traditionnelle de l'essai de perméabilité sur le mélange sable-bentonite *E4O1-8,4kPa*

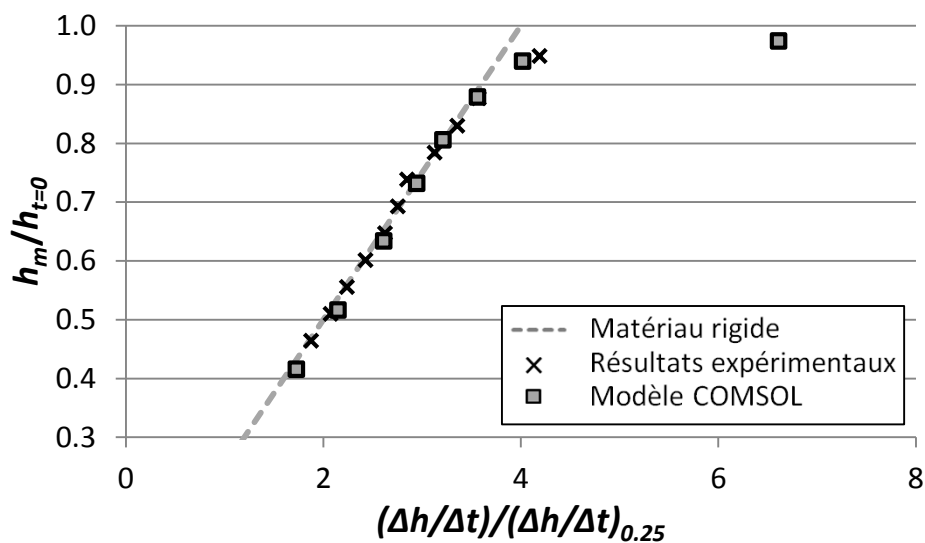


Figure 5-10 : Graphique des vitesses adimensionnel de l'essai de perméabilité sur le mélange sable-bentonite *E4O1-8,4kPa*

Le modèle offre aussi la possibilité de suivre l'évolution de la perméabilité et des déformations au cours de l'essai de perméabilité. On remarque alors qu'il existe une différence entre la valeur de  $k$  considérée par le modèle et celle obtenue par l'interprétation des données numériques de l'essai de perméabilité. L'étude de la variation des paramètres au cours de l'essai de perméabilité sera approfondie à la section 5.3.2.2.

### 5.3.2 Analyse paramétrique

Cette partie a pour objectif de quantifier l'impact de divers facteurs sur les résultats. Nous traiterons l'influence des paramètres numériques lors de la phase de consolidation et au cours de l'essai de perméabilité. Les variables sont étudiées de manière indépendante, c'est-à-dire que pour chaque analyse un seul paramètre est modifié. Les grandeurs décrivant la géométrie du problème sont fixées, seules les caractéristiques décrivant le comportement du matériau sont analysées. Les résultats sont présentés pour l'échantillon d'argile *FP-06-02R-6,84* au palier de chargement de 545 kPa, mais sont encore ici facilement transposables à l'ensemble du dépôt d'argile. Les valeurs des paramètres sont celles présentées au tableau 5-1, sauf bien sûr dans les cas où leur variation est étudiée.

#### 5.3.2.1 Dans la phase de consolidation

La variation des paramètres du modèle peut avoir un impact plus ou moins marqué sur les courbes de tassement. Dans cette section, nous étudierons l'influence de la compressibilité, de la conductivité hydraulique et du tassement secondaire.

##### 5.3.2.1.1 Compressibilité

La compressibilité du matériau est définie dans le modèle par les paramètres  $C_r$  et  $C_c$ . Le tassement secondaire joue également un rôle important dans les déformations de l'échantillon, mais son action sera étudiée dans la partie suivante (dans les résultats présentés ici,  $C_\alpha$  et  $t_p$  sont maintenus constants). La figure 5-11 illustre l'influence de la compressibilité sur les courbes de tassement. Logiquement une augmentation de  $C_x$  entraîne une augmentation globale des déformations sans toutefois changer l'allure de la courbe. On note également que pour obtenir une courbe de tassement proche des résultats du laboratoire, il faut prendre une valeur de  $C_x$  plus

faible que l'estimation graphique faite sur les courbes de contrainte-déformation ( $e-\sigma'_v$ ). Sur l'ensemble des échantillons testés, cette réduction est assez variable, de 10% à 90%. Dans certains cas, une partie de cette diminution peut s'expliquer par la différence de définition du paramètre dans le modèle et dans l'interprétation des courbes de consolidation. En effet, dans le modèle,  $C_x$  ne définit que la compressibilité au cours de la consolidation primaire alors que sa détermination graphique prend en compte le tassement total à la fin du palier de chargement (tassement primaire et secondaire). Cette distinction apporte une légère correction au paramètre employé dans le modèle (augmentation ou diminution), mais n'explique pas pourquoi dans certains cas il doit être fortement réduit afin de corréliser des courbes expérimentales et numériques.

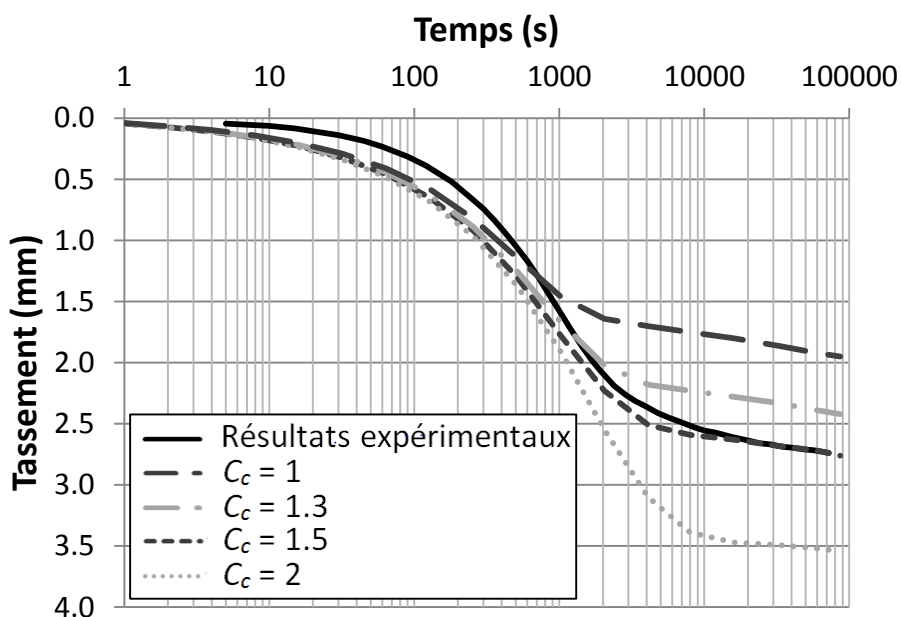


Figure 5-11 : Influence du paramètre  $C_x$  sur les courbes de tassement au palier de chargement de 545 kPa (échantillon d'argile *FP-06-02R-6,84*)

### 5.3.2.1.2 Perméabilité

Dans le modèle, la conductivité hydraulique est liée linéairement à l'indice des vides. Cette relation est définie par les paramètres  $C_k$  et  $k_0$  (équation 5-3). Dans les résultats numériques précédemment fournis, la valeur de ces paramètres correspondait aux observations du laboratoire ( $C_k = 0,79$  et  $k_0 = 8 \times 10^{-10} \text{ m/s}$ ). Les résultats associés à cette configuration sont présentés par la courbe gris foncé, en pointillés rapprochés, dans les graphiques 5-12 et 5-13. Ces mêmes graphiques illustrent l'influence des variations de  $C_k$  et de  $k_0$  (lorsqu'un paramètre varie, l'autre est fixé à sa valeur expérimentale). La variation de ces paramètres impacte directement la relation entre la conductivité hydraulique et l'indice des vides (figure 5-14). On remarque que la diminution des valeurs de  $C_k$  et de  $k_0$  décale la courbe de tassement vers la droite, en d'autres mots le tassement est retardé. L'étude de la figure 5-14 montre que la diminution de ces indices, entraîne une réduction de la conductivité hydraulique pour un indice des vides donné. Ainsi ces ajustements de la valeur de  $k$  tendent à ralentir la consolidation et à rapprocher la courbe numérique des tassements aux résultats du laboratoire. Mais la variation de ces paramètres conduit à la déviation de la relation  $k-e$  par rapport aux mesures expérimentales (représentées par les deux carrés). La diminution des paramètres  $C_k$  et  $k_0$  permet d'obtenir de meilleures corrélations des courbes de tassement entre les résultats numériques et expérimentaux, mais cette correction impose la prise en compte d'un comportement non réaliste du matériau.

Néanmoins, ces observations sont en accord avec des résultats précédemment énoncés, sur la comparaison des méthodes directes et indirectes de détermination de  $k$  (section 4.2.2). En effet, nous avons mis en évidence la sous-estimation des valeurs de  $k$  obtenues à partir du coefficient de consolidation ( $k_{cv}$ ) par rapport aux valeurs mesurées lors des essais de perméabilité ( $k_{nv}$ ) (équation 4.7) pour les argiles. L'estimation de  $k_{cv}$  est directement liée à la théorie de consolidation de Terzaghi dont découle le modèle utilisé ici. Il est donc cohérent de retrouver cette différence entre les mesures expérimentales de  $k$  et les valeurs utilisées dans le modèle numérique (valeurs choisies pour obtenir des courbes de consolidation proches des essais en laboratoire). Remarquons que les modélisations des courbes de tassement des mélanges sable-bentonite (section 5.3.1.3) présentent moins de différence avec les résultats expérimentaux. Nous pouvons rapprocher ceci avec la présence d'écarts moins importants entre  $k_{cv}$  et  $k_{nv}$  pour les essais sur les mélanges (section 4.2.2).

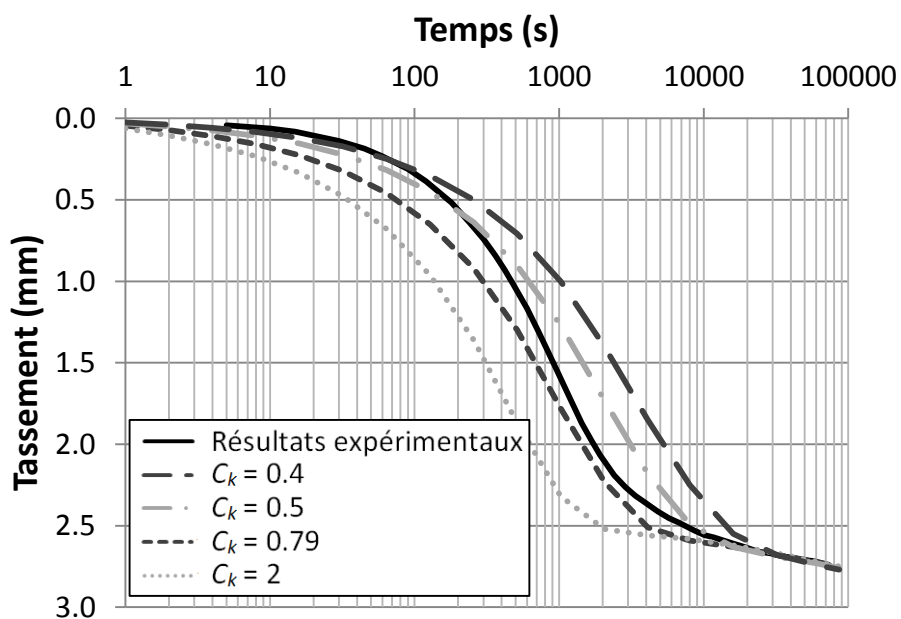


Figure 5-12 : Influence du paramètre  $C_k$  sur les courbes de tassement ( $k_0 = 8 \times 10^{-10}$  m/s)

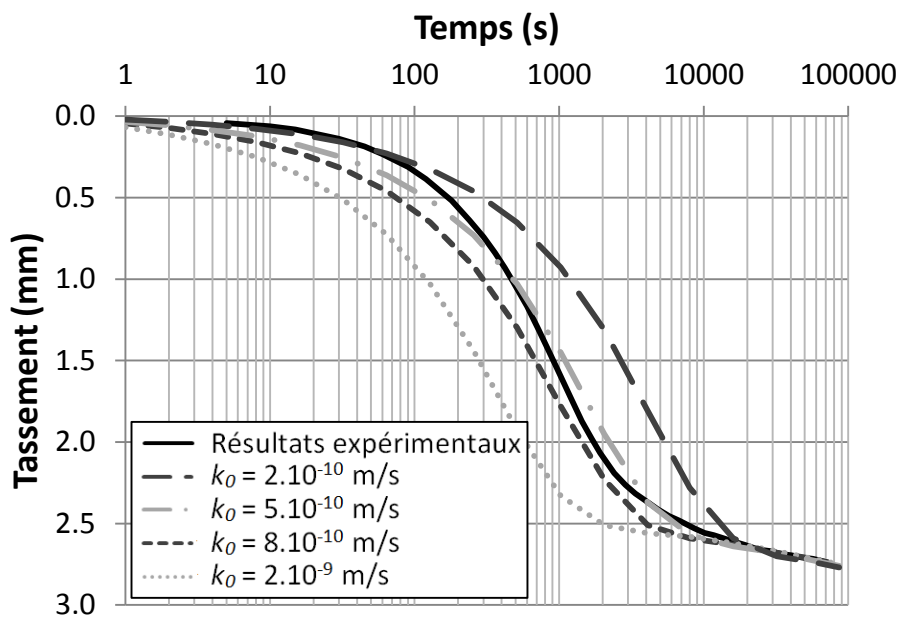


Figure 5-13 : Influence du paramètre  $k_0$  sur les courbes de tassement ( $C_k = 0,79$ )

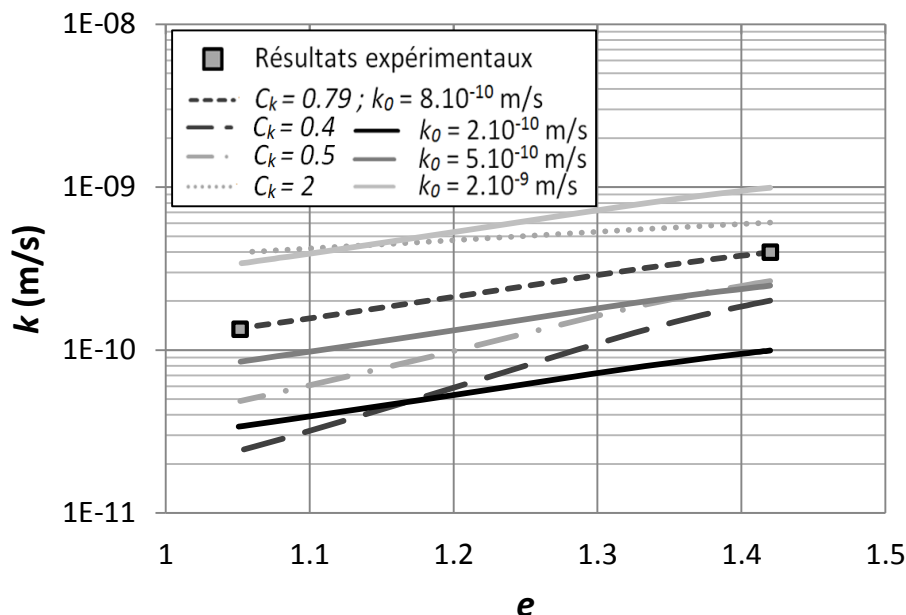


Figure 5-14 : Relation entre  $k$  et  $e$  en fonction des paramètres imposés

Ces différences de comportement entre les argiles et les mélanges portent à croire qu'il existe un mécanisme, d'intensité variable selon les matériaux et de son état de contrainte, agissant sur la vitesse de consolidation. Des observations similaires ont été recueillies dans la littérature. Walker et Raymond (1968) constatent, à partir d'études sur des argiles Champlain de la région d'Ottawa, qu'il existe à la fois un retard dans la consolidation et une dissipation des pressions interstitielles plus rapide par rapport à la théorie (utilisant aussi une perméabilité et compressibilité variable). Ils accusent alors la cimentation des argiles d'être responsable du retard de la consolidation en créant une résistance de la structure. De la même manière, Olson (1989) recense dans de nombreuses études que les perméabilités mesurées en laboratoire sont 20 à 40 fois plus importantes que celles liées à la théorie de Terzaghi. L'explication qu'il donne relève de l'influence du tassement secondaire sur la consolidation primaire du palier suivant. Aussi les contraintes de cisaillement entre les particules lors de la consolidation primaire et la présence de la couche d'eau adsorbée à la surface des particules créent une résistance au changement de volume.

### 5.3.2.1.3 Tassement secondaire

Le tassement secondaire est défini dans le modèle par deux paramètres :  $t_p$  et  $C_\alpha$ . Comme nous l'avons introduit précédemment,  $t_p$  permet de décrire l'état du fluage dans l'échantillon avant le chargement. Le paramètre  $C_\alpha$  module l'importance du tassement secondaire, en décrivant l'évolution linéaire de la variation de l'indice des vides en fonction du temps. Les figures 5-15 et 5-16 illustrent respectivement l'influence des paramètres  $t_p$  et  $C_\alpha$ . Les graphiques présentent seulement la dernière phase de la consolidation car, dans cet exemple, ces paramètres n'influencent pas le début de la consolidation.

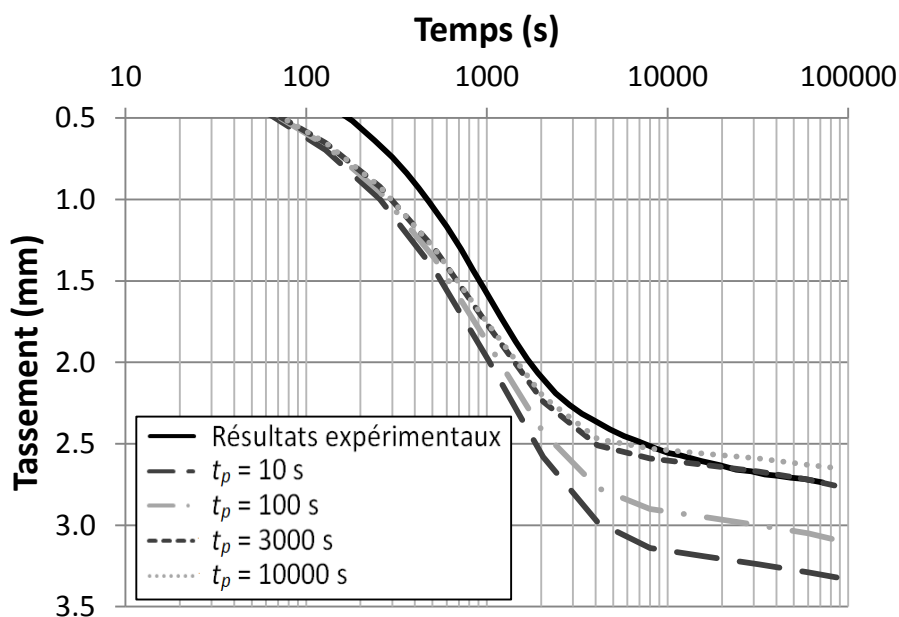


Figure 5-15 : Influence du paramètre  $t_p$  sur les courbes de consolidation



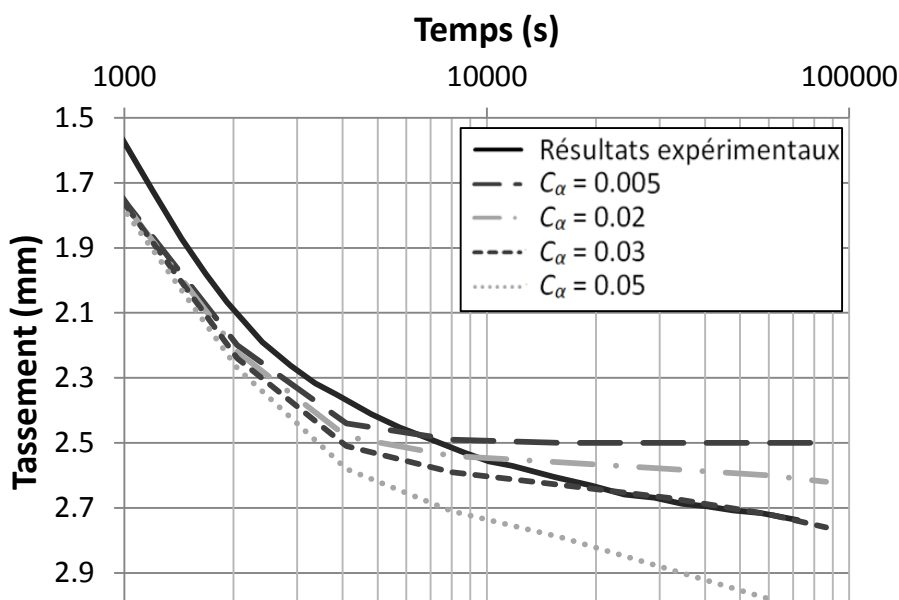


Figure 5-16 : Influence du paramètre  $C_\alpha$  sur les courbes de consolidation

Une diminution de  $t_p$  ou une augmentation de  $C_\alpha$  entraînent une augmentation du tassement final en allouant plus d'importance au tassement secondaire. Le cas particulier imposant la valeur de  $C_\alpha$  à 0,005 produit une courbe de consolidation dénuée de tassement secondaire. La valeur de  $C_\alpha$  définit l'allure de la fin de la courbe de tassement et la valeur permettant de reproduire les résultats expérimentaux est unique. Ce n'est pas le cas pour la valeur de  $t_p$ . En effet, il est possible de faire varier ce paramètre et d'ajuster  $C_x$  en conséquence. Ainsi, il est possible d'atteindre le tassement final expérimental en diminuant  $t_p$  (augmentation de l'influence du tassement secondaire) et  $C_x$  (diminution de la compressibilité en phase de consolidation primaire). Par exemple, l'analyse des courbes expérimentales estime la fin du tassement primaire à 3000 s. Mais l'on se rend compte qu'en choisissant d'augmenter le fluage (réduction de  $t_p$ ) et en diminuant l'indice de compression (en passant de  $C_c = 1,51$  à 1,45), le modèle se rapproche de l'allure de la courbure obtenue lors des essais en laboratoire. Ceci rejoint l'hypothèse selon laquelle l'influence du tassement secondaire est bien présente avant la séparation classique que l'on fait de la consolidation primaire et secondaire (section 2.1.2.2.1). Cependant, dans le modèle, l'amplitude des déformations induites au cours du tassement secondaire est uniquement définie par  $C_\alpha$ . Ce paramètre est supposé constant dans le modèle,

alors que l'action du tassement secondaire dépend du temps et du niveau de contrainte (4.1.2.2). Ainsi, dans le modèle, diminuer  $t_p$ , vise peut être à donner trop d'importance au tassement secondaire et à minimiser les changements de volume au cours de la consolidation primaire.

### 5.3.2.2 Durant l'essai de perméabilité

Cette partie s'intéresse particulièrement à l'influence de la compressibilité de l'échantillon sur l'évolution de la charge hydraulique au cours de l'essai de perméabilité. L'impact du tassement secondaire sera aussi abordé. L'étude concerne à la fois les graphiques traditionnels d'interprétation des essais de perméabilité et les graphiques des vitesses. Les conductivités hydrauliques ainsi déterminées seront comparées afin d'apprécier l'influence réelle des variables testées.

#### 5.3.2.2.1 Influence de la compressibilité de l'échantillon

Les figures 5-17 à 5-19 décrivent les différentes allures que peuvent prendre les courbes d'interprétation des essais de perméabilité traités dans ce mémoire, en fonction de la compressibilité du matériau. Les essais ont été menés sur une période de 24h (durée de l'essai en laboratoire), mais pour une meilleure visibilité des résultats seulement une partie des données ont été représentées sur les graphiques. On observe ici le décalage, lié à la taille de l'échantillon, entre l'essai et les résultats modélisés, mentionné à la section 5.3.2 (figure 5-17).

On remarque dans un premier temps que les pentes des courbes utilisées pour la méthode d'interprétation classique des essais de perméabilité sont influencées par le paramètre  $C_c'$  (figure 5-17). Il semblerait que l'augmentation de la compressibilité redresse les courbes jusqu'à un certain point. Dans notre exemple, lorsque  $C_c'$  dépasse la valeur de 1,8, la pente subit une importante diminution (ce cas particulier sera traité plus en détail par la suite). La figure 5-18 est en quelque sorte un agrandissement de la figure précédente pour les premières 5 minutes de l'essai, permettant l'observation de la courbure initiale créée par les déformations du matériau. En effet plus  $C_c'$  est important plus la courbure est marquée. Dans notre exemple, ces courbures disparaissent lorsque  $C_c'$  est inférieur à 0,1. Le graphique 5-18 présente les mêmes résultats pour le graphique adimensionnel des vitesses. Notons les cas particuliers de  $C_c' = 0,1$ , qui ne présente qu'une très faible courbure et  $C_c' = 1,8$  dont les vitesses décrivent une allure particulière. Lorsque  $C_c' = 1,8$ , une augmentation de la charge dans la burette est mesurée au début de l'essai,

entraînant une diminution brutale des vitesses avant d'atteindre le comportement d'un matériau rigide. Deux remarques se dégagent de l'analyse de ce graphique : les courbures initiales augmentent avec la compressibilité et les résultats des modélisations atteignent la partie linéaire, exploitable pour l'interprétation de l'essai, plus rapidement que l'essai réel. La section suivante montre également l'influence de la compressibilité du matériau sur les courbures initiales du graphique des vitesses pour les mélanges sable-bentonite.

Le comportement particulier rencontré pour  $C_c' = 1,8$  trouve possiblement une explication dans l'étude des graphiques 5-20 et 5-21. Ces graphiques décrivent respectivement l'évolution de la conductivité hydraulique moyenne et des déformations dans l'échantillon au cours de l'essai de perméabilité. Au graphique 5-21, les déformations notées positivement représentent des gonflements alors que les valeurs négatives indiquent un tassement. On remarque que contrairement aux autres cas qui se caractérisent par un gonflement initial qui diminue légèrement avec le temps, les déformations associées au paramètre  $C_c' = 1,8$  présentent une évolution particulière. Dans un premier temps, il y a un gonflement important qui laisse place rapidement à une phase de consolidation menant à une importante diminution de l'épaisseur de l'échantillon. Ces déformations se répercutent inévitablement sur l'évolution de la conductivité hydraulique qui diminue de  $1,345 \times 10^{-10}$  à  $1,328 \times 10^{-10}$  m/s en passant par un maximum de  $1,355 \times 10^{-10}$  m/s.

Le cas où l'on ne bloquerait pas l'essai de consolidation avant de faire l'essai de perméabilité est également examiné. Pour prendre en compte la poursuite du tassement secondaire, le paramètre  $C_\alpha'$  est fixé à la valeur de la phase de consolidation ( $C_\alpha = 0,03$ ). L'étude précédente est à nouveau menée avec la nouvelle valeur de  $C_\alpha'$ . Lorsque  $C_c'$  prend les valeurs de 0,1 et 0,8, le tassement secondaire n'a aucune influence sur les déformations et les résultats de l'essai de perméabilité. Le cas particulier considérant une compressibilité de 1,5 et un tassement secondaire de 0,03 est représenté sur les graphiques 5-17 à 5-21. Le tassement secondaire joue un rôle important en provoquant un tassement de l'échantillon et donc en réduisant sa perméabilité (figures 5-20 et 5-21). Les graphiques de dissipation des pressions interstitielles dans l'échantillon pour des échantillons d'une compressibilité de 1,5 avec ou sans tassement secondaire, présentent la même allure (annexe 4, figures A4-1 et A4-2). Le maximum des déformations, atteint à 4000 s avec le tassement secondaire et à 7000 s sans celui-ci, se caractérise par le début d'une répartition linéaire des pressions dans l'échantillon. Après cette

étape, les pressions diminuent de manière similaire dans les deux échantillons. Ainsi les déformations associées aux changements de pression (tassement primaire) doivent être les mêmes. C'est donc bien le tassement secondaire qui est responsable de la consolidation observée durant l'essai de perméabilité puisque les déformations provoquées par ce phénomène ne dépendent que de la durée de l'essai.

À titre de comparaison, la solution de Hsieh, pour cet essai de perméabilité donne une valeur de compressibilité  $m_v = 5 \times 10^{-4} \text{ kPa}^{-1}$ . Cette compressibilité serait équivalente à une valeur de  $C_c'$  égale à 1,5 (équation 5.13).

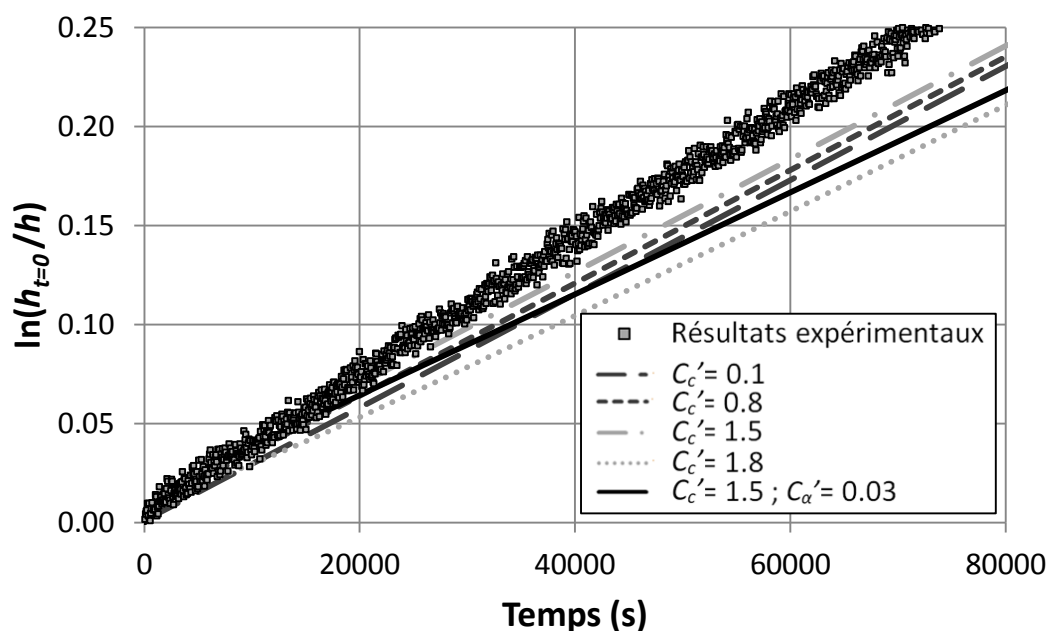


Figure 5-17 : Influence de la compressibilité du matériau et du tassement secondaire sur le graphique de  $\ln(h_{t=0}/h)$  en fonction du temps

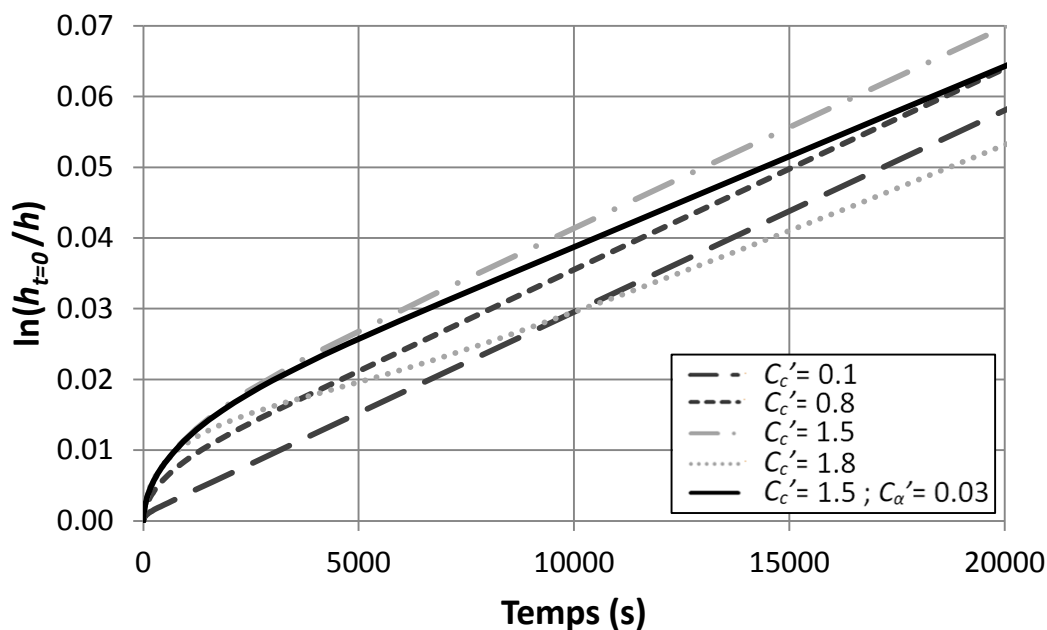


Figure 5-18 : Influence de la compressibilité du matériau et du tassement secondaire sur le graphique  $\ln(h_{t=0}/h)$  vs temps, au début de l'essai

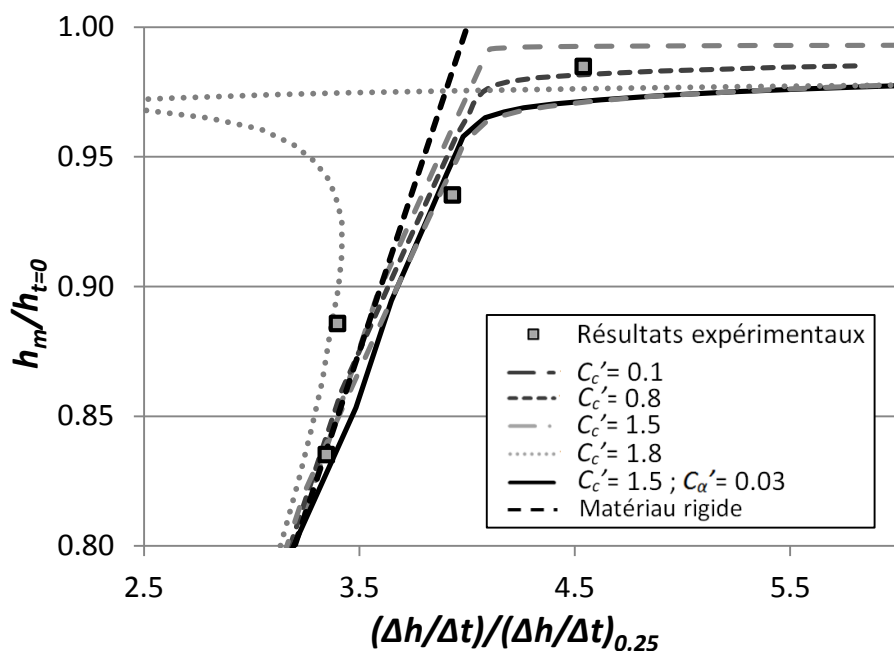


Figure 5-19 : Influence de la compressibilité du matériau et du tassement secondaire sur le graphique adimensionnel des vitesses

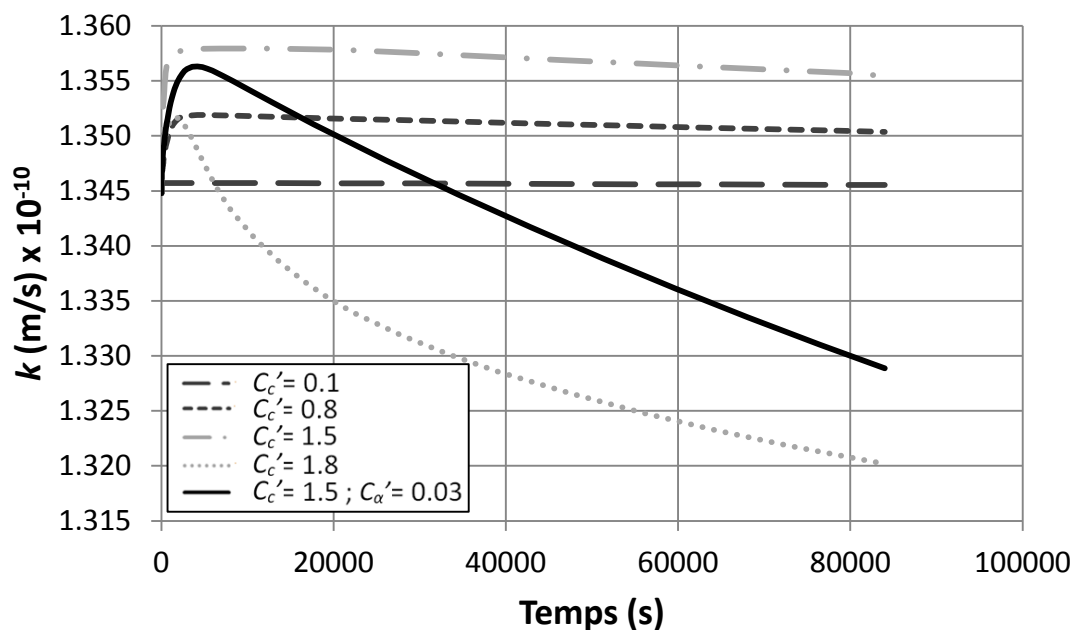


Figure 5-20 : Évolution de la conductivité hydraulique au cours de l'essai de perméabilité en fonction des différents paramètres

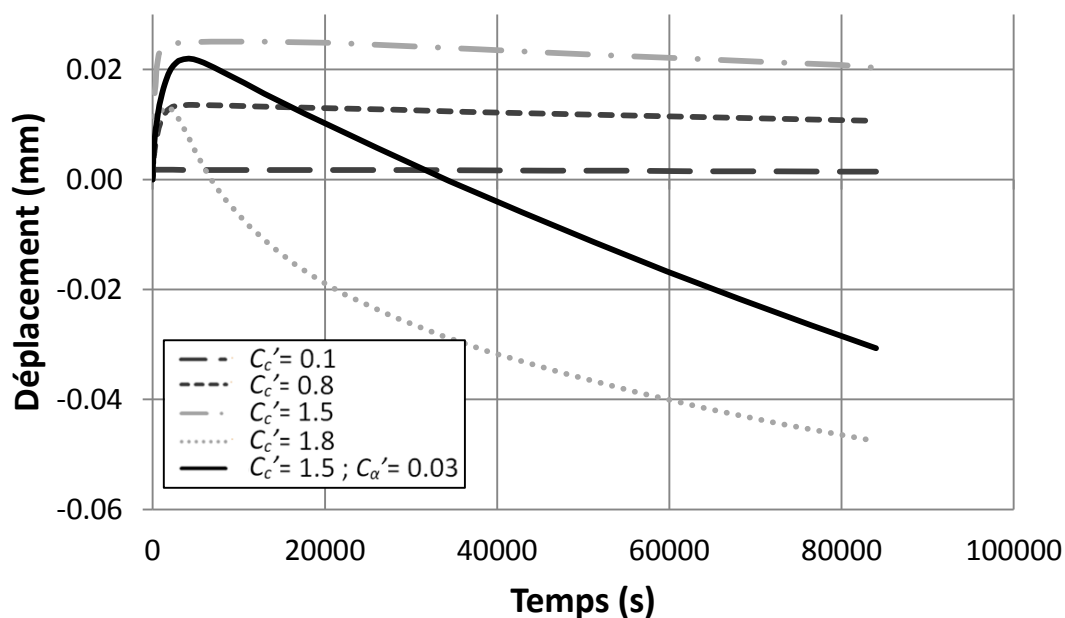


Figure 5-21 : Évolution des déplacements de l'échantillon au cours de l'essai de perméabilité en fonction des différents paramètres

### 5.3.2.2.2 Conséquence sur la détermination de $k$

Les conductivités hydrauliques obtenues graphiquement pour les différents paramètres étudiés sont rassemblées dans le tableau 5-5. Quelle que soit la méthode d'interprétation, les conductivités hydrauliques augmentent avec la compressibilité du matériau (sauf pour  $C_c' = 1,8$ ) mais diminuent lorsque l'on prend en compte le tassement secondaire. L'influence des déformations sur la valeur de  $k$  est plus notable avec la méthode d'interprétation des vitesses (comme observé pendant la phase expérimentale). Les valeurs de  $k$  et  $h_0$  augmentent avec la compressibilité du matériau. Ces résultats ne sont plus valables lorsque le tassement secondaire intervient et lorsque  $C_c' = 1,8$ .

Les méthodes d'interprétation des essais ne fournissent qu'une évaluation moyenne de la perméabilité au cours de l'essai. Les déformations entraînent des variations de la perméabilité et le modèle numérique permet de suivre l'évolution de ce paramètre dans le temps (figure 5-20). Il apparaît alors une contradiction entre les valeurs de perméabilité que le modèle prend en considération et celles déduites de la méthode d'interprétation classique dans le cas où un tassement se manifeste ( $C_c' = 1,8$  et  $C_c' = 1,5$  avec  $C_\alpha' = 0,03$ ). Prenons par exemple le cas de  $C_c' = 1,8$ , la figure 5-20 permet d'estimer la conductivité moyenne utilisée dans le logiciel à  $1,33 \times 10^{-10}$  m/s, alors que l'interprétation graphique traditionnelle estime cette même perméabilité à  $1,18 \times 10^{-10}$  m/s.

Ainsi les déformations influencent les résultats, mais dans le cas où il y a une diminution du volume ( $C_c' = 1,8$  et  $C_c' = 1,5$  avec  $C_\alpha' = 0,03$ ), les effets sont nettement plus marqués mais aucune explication satisfaisante n'est parvenue à les justifier.

Tableau 5-5 : Conductivités hydrauliques estimées à partir des divers résultats de l'analyse paramétrique

			Modèle		Essai	
			$k$ (m/s)	$h_0$ (cm)	$k$ (m/s)	$h_0$ (cm)
Méthode traditionnelle	Variation de la compressibilité	$C_c' = 0,1$	$1,34 \times 10^{-10}$	-	$1,34 \times 10^{-10}$	-
		$C_c' = 0,8$	$1,35 \times 10^{-10}$			
		$C_c' = 1,5$	$1,39 \times 10^{-10}$			
		$C_c' = 1,8$	$1,18 \times 10^{-10}$			
	Influence du support	$C_c' = 1,5$ $C_\alpha' = 0,03$	$1,17 \times 10^{-10}$			
Graphique des vitesses	Variation de la compressibilité	$C_c' = 0,1$	$1,48 \times 10^{-10}$	5,2	$1,89 \times 10^{-10}$	35
		$C_c' = 0,8$	$1,56 \times 10^{-10}$	7,5		
		$C_c' = 1,5$	$1,76 \times 10^{-10}$	12		
		$C_c' = 1,8$	$1,03 \times 10^{-10}$	-9		
	Influence du support	$C_c' = 1,5$ $C_\alpha' = 0,03$	$1,42 \times 10^{-10}$	7,8		

### 5.3.3 Vérification des hypothèses

Le modèle numérique va également permettre de tester les hypothèses concernant la présence de l'erreur piézométrique. Dans un premier temps, l'influence des déformations sur les graphiques des vitesses sera observée sur des essais menés sur les mélanges. Ensuite, l'hypothèse portant sur la présence de surpressions interstitielles non dissipées à la fin du palier de chargement sera étudiée. Au travers de ces analyses, l'influence de la durée de l'essai sur les résultats sera traitée.



### 5.3.3.1 Déformations de l'échantillon

Pour étudier la déformation de l'échantillon durant les premiers instants de l'essai de perméabilité et son influence sur la courbure du graphique des vitesses, des essais réalisés sur les mélanges sable-bentonite sont analysés. En effet, ces matériaux étant plus compressibles, il est plus facile de mettre en évidence l'effet des changements de volumes. Nous allons reprendre des essais déjà présentés au chapitre précédent, soit les résultats correspondant aux essais *E1-O1* et *E4-O1*.

Les figures 5-22 et 5-23 montrent respectivement le graphique des vitesses et les déformations de l'échantillon lors de l'essai de perméabilité *E1-O1-68kPa*, pour différentes valeurs de compressibilités. Les figures 5-24 et 5-25 présentent les mêmes résultats pour l'essai *E4-O1-8,5 kPa*.

Les graphiques confirment les observations faites précédemment : plus la compressibilité du matériau est importante, plus les gonflements sont marqués et plus les graphiques des vitesses présentent une courbure initiale. Toutefois l'allure de la courbure formée par les données du laboratoire est différente de celle décrite par les modélisations. Cette nuance est notamment caractérisée par la perte de charge nécessaire pour atteindre la zone interprétable pour l'estimation de  $k$ . Les données numériques rejoignent la partie linéaire du graphique plus rapidement (figure 5-22). Le même constat a été présenté pour les courbes de la solution de Hsieh et al. (1981) à la section 4.2.3.3.1. Des graphiques des vitesses comparant les vitesses obtenues à partir du modèle numérique et de la solution de Hsieh et al. (1981) sont proposés en annexe 6. Les valeurs de  $m_v$  utilisées dans la solution de Hsieh sont équivalentes aux valeurs de  $C_c$  choisies dans le modèle (équation 5-13). Les résultats sont très similaires, hormis une légère translation de la solution de Hsieh et al. (1981) vers le haut, causée par l'approximation du  $m_v$  à partir de  $C_c$ .

Les graphiques 5-23 et 5-25 présentent les déformations survenant dans l'échantillon pendant l'essai de perméabilité. Contrairement à la figure 5-21, les déformations sont étudiées sur des périodes plus longues, soulignant une diminution du volume après le gonflement. Le graphique 5-25 permet de comparer les déformations mesurées en laboratoire et celles simulées par le logiciel. Elles sont équivalentes lorsque le matériau prend une compressibilité d'une valeur de 0,05. C'est avec ce même coefficient qu'il est possible d'approcher la courbe expérimentale du graphique des vitesses (figure 5-24).

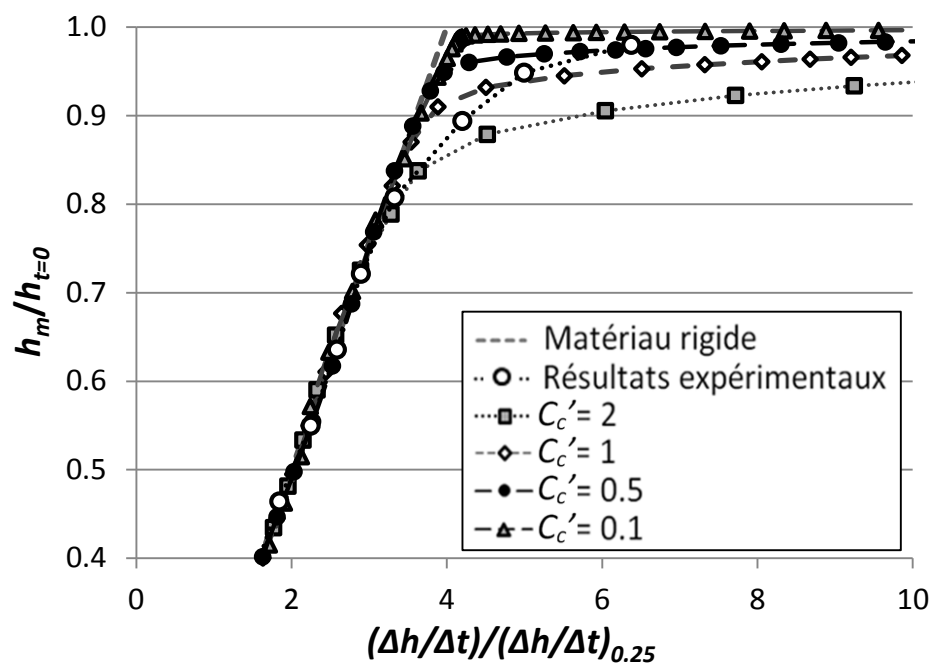


Figure 5-22 : Influence de la compressibilité sur le graphique adimensionnel des vitesses (*EI-OI-68 kPa*)

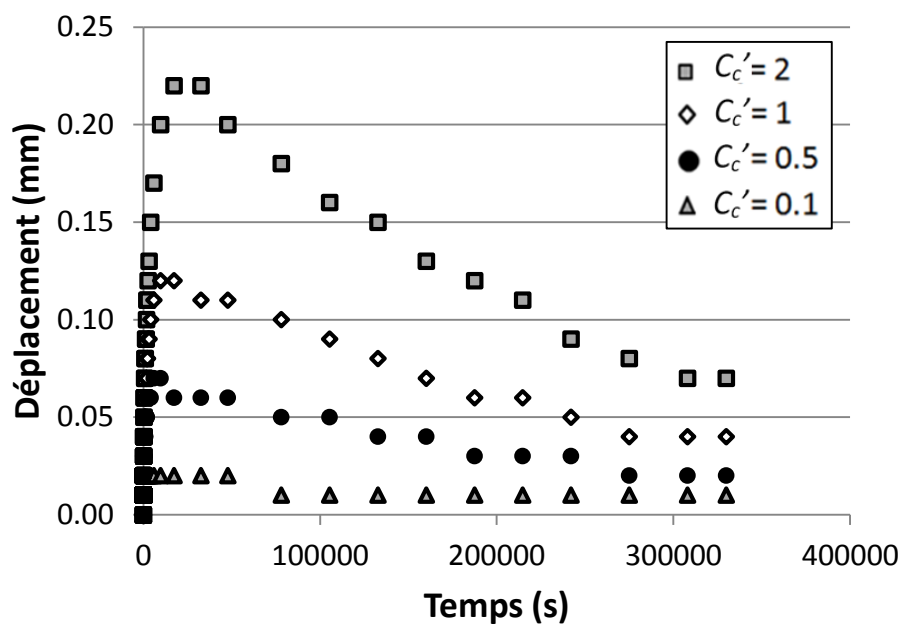


Figure 5-23 : Déplacements de l'échantillon lors de l'essai de perméabilité (*EI-OI-68 kPa*)

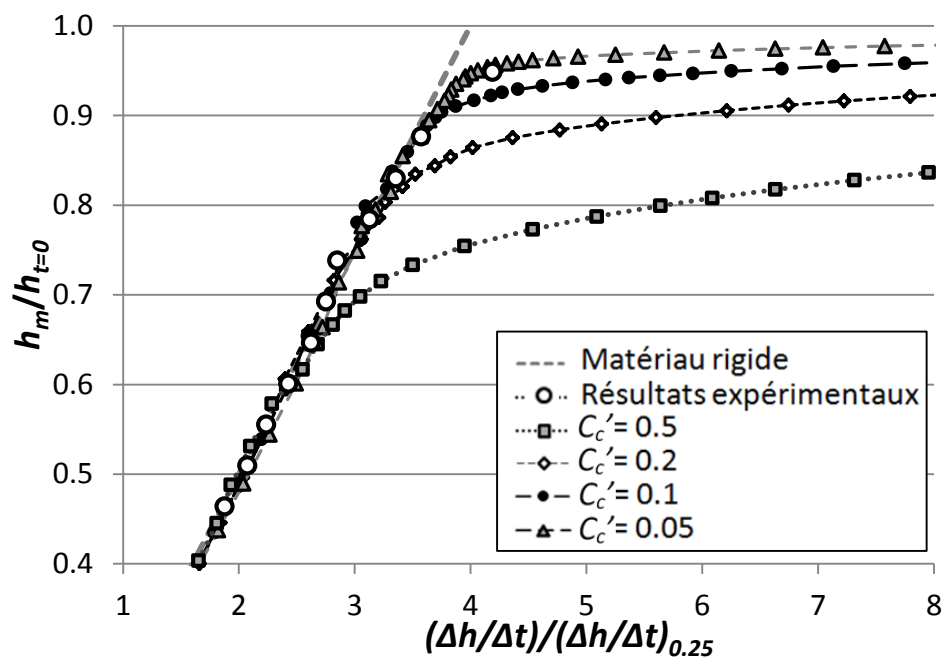


Figure 5-24 : Influence de la compressibilité sur le graphique adimensionnel des vitesses (*E4-O1-8,5kPa*)

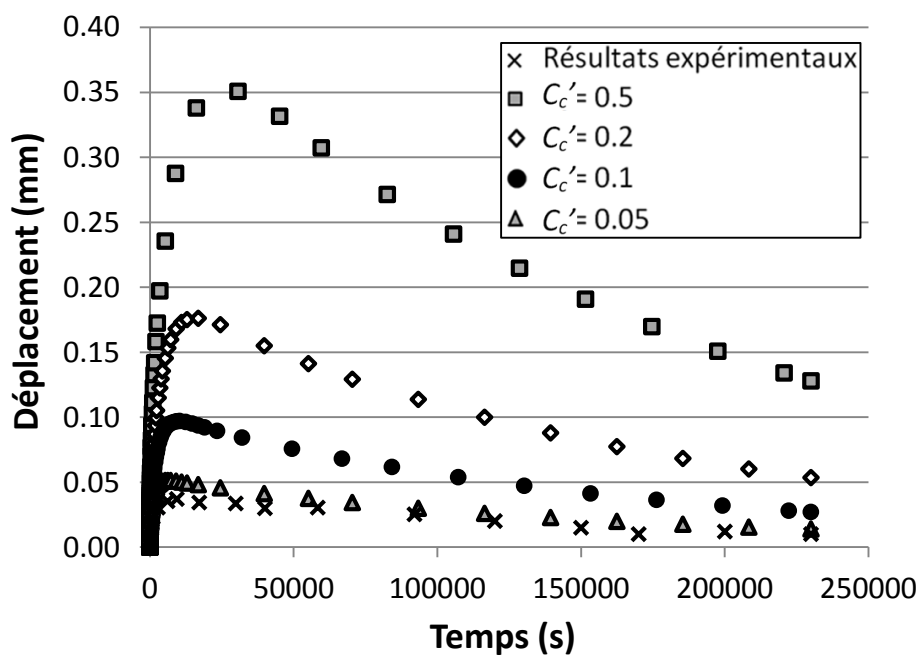


Figure 5-25 : Déplacements enregistrés lors de l'essai de perméabilité (*E4-O1-8,5kPa*)

Tableau 5-6 : Comparaison des conductivités hydrauliques et de l'erreur piézométrique pour différentes durées d'essai et différentes compressibilités

Durée de l'essai		Cc'	Essai 1 œdomètre 1 68 kPa			Cc'	Essai 4 œdomètre 1 8,5 kPa		
			$k_{nv}$ (m/s) $\times 10^{-10}$	$k_{vitesse}$ (m/s) $\times 10^{-10}$	$h_0$ (cm)		$k_{nv}$ (m/s) $\times 10^{-10}$	$k_{vitesse}$ (m/s) $\times 10^{-10}$	$h_0$ (cm)
1 jour	Essai		2,53	3,56	14,9	Essai	2,15	2,25	2,12
	SIMULATIONS	2	2,41	7,46	42,7	0,5	2,07	4,56	23,2
		1	2,25	3,17	19,9	0,2	2,18	4,02	22,3
		0,5	2,21	3,44	23,3	0,1	2,25	3,12	15,0
		0,1	2,18	2,70	12,9	0,05	2,28	2,90	11,9
3 jours	Essai		2,51	2,82	3,4	Essai	2,18	2,16	0,2
	SIMULATIONS	2	2,11	2,30	3,4	0,5	2,31	2,74	8,4
		1	2,16	2,38	4,3	0,2	2,19	2,09	-1,4
		0,5	2,21	2,14	-0,8	0,1	2,22	2,11	-0,8
		0,1	2,17	2,18	0,4	0,05	2,25	2,16	-0,5

Pour évaluer l'influence des déformations à différents stades de l'essai de perméabilité, les simulations ont été poursuivies sur une période d'un mois. Les données expérimentales sur ces essais étant limitées à 3 jours, seul le modèle numérique prévoit l'évolution des essais au-delà de cette durée. Le tableau 5-6 compare les résultats pour des essais d'un jour et de 3 jours avec les différentes valeurs de compressibilité. Au-delà du troisième jour, les graphiques des vitesses décrivent parfaitement la partie linéaire et les variations de  $k$  et de  $h_0$  sont négligeables. Comme pour les essais sur les argiles, la perméabilité augmente avec la compressibilité. La valeur de  $h_0$  diminue avec la durée de l'essai et augmente avec la compressibilité. Plus l'essai est prolongé

plus l'estimation de la partie linéaire est précise et plus les  $h_0$  convergent vers zéro. L'erreur piézométrique est associée à une surestimation de  $k_{vitesse}$  par rapport à  $k_{nv}$ .

Les courbes de déformations présentées ci-dessous sont caractéristiques d'un essai donné, pour différentes valeurs de compressibilité de l'échantillon. Cependant, il est aussi intéressant de comparer les déformations d'un même échantillon lors des tests successifs de perméabilité entre les paliers de chargement (figure 5-26). Les tests de perméabilité sont réalisés avec l'application du même gradient hydraulique. Les allures des courbes paraissent semblables mais, l'importance des déformations et leur vitesse de réduction diffèrent. En effet, plus le chargement est important, moins les déformations sont marquées mais plus elles persistent dans le temps. Par exemple sous la contrainte de 3,4 kPa, il faut 95000 s pour que la déformation maximale soit réduite par deux, alors que sous la contrainte de 17 kPa, il faut 190000 s.

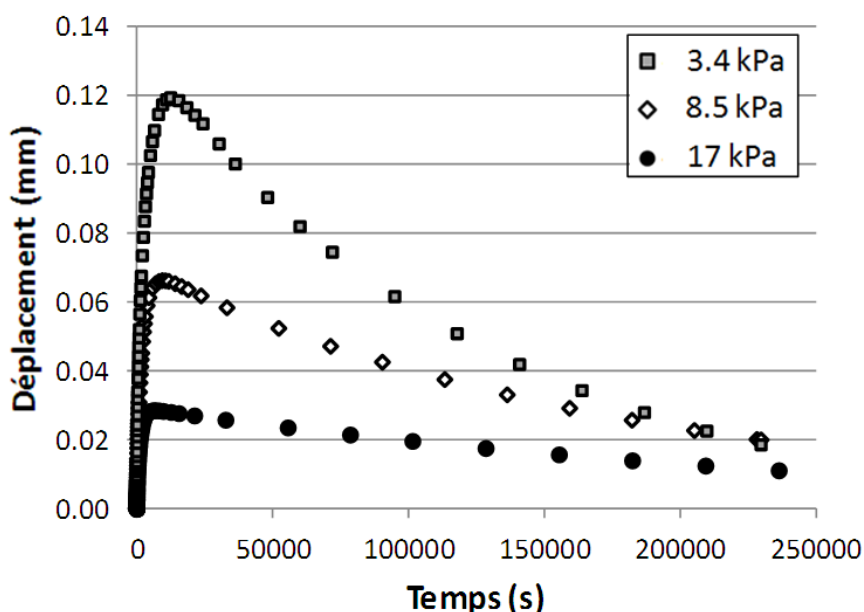


Figure 5-26 : Déplacements modélisées pour l'essai *E4-01* lors de différents essais de perméabilité à gradient hydraulique constant

Un autre facteur peut être responsable de l'ampleur des déformations et que nous n'avons pas encore mentionné : le gradient hydraulique. En effet, plus la différence de charge imposée à l'échantillon est importante, plus les déformations sont marquées (annexe 5, figure A5-2). Mais

l'impact de ces déformations sur l'allure du graphique des vitesses reste toutefois faible (annexe 5, figure A5-3)

### 5.3.3.2 Influence des surpressions non dissipées lors de la consolidation

Afin de vérifier la deuxième hypothèse, des essais de perméabilité sur des échantillons présentant initialement des surpressions interstitielles sont modélisés. Ces conditions sont facilement atteignables en diminuant la durée du palier de chargement de l'essai de consolidation, empêchant ainsi la dissipation totale des pressions. Cette analyse étudie un échantillon pour lequel la consolidation serait figée dans le temps à 25%, 50%, 75% et 100% de la consolidation moyenne des pressions interstitielles. Nous noterons par exemple  $t_{25}$  l'essai pour lequel le matériau atteint 25% de son tassement final. Les résultats présentés ici correspondent à l'essai *E4-O1-8,5kPa* (mélange sable-bentonite), ils sont ensuite comparés avec ceux de l'échantillon d'argile *FP-06-02R-6,84* à 545 kPa.

La figure 5-27 présente l'état de dissipation des surpressions interstitielles lorsque la consolidation est stoppée dans le temps.

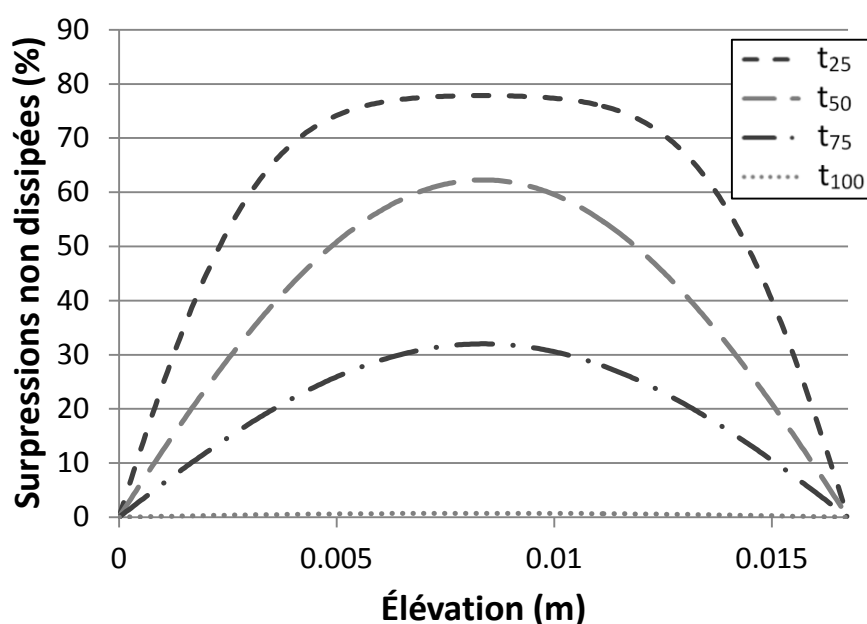


Figure 5-27 : Surpressions non dissipées à différents stades de la consolidation (*E4-O1-8,5kPa*)

Dans un premier temps, l'effet des surpressions est évalué sur les graphiques des vitesses (figure 5-28) et sur les déformations de l'échantillon (Figure 5-29). Les courbures initiales des graphiques des vitesses et les vitesses au début de l'essai sont réduites par l'augmentation des surpressions interstitielles. Par exemple lorsque l'on atteint 3% de perte de charge totale pour les essais à  $t_{100}$  et  $t_{25}$ , les vitesses sont respectivement de  $7,7 \times 10^{-4}$  cm/s et  $4,3 \times 10^{-4}$  cm/s (ces valeurs ne sont pas apparentes sur la représentation adimensionnelle du graphique des vitesses). Lorsque la consolidation est complète ( $t_{100}$ ), les déformations se caractérisent comme nous l'avons déjà vu, par un gonflement, suivi d'une lente diminution de volume. Dans le cas où des surpressions subsistent au départ de l'essai de perméabilité, le gonflement est moins marqué (pratiquement nul pour  $t_{25}$ ) et l'échantillon subit une importante consolidation (70  $\mu$ m pour  $t_{25}$ ).

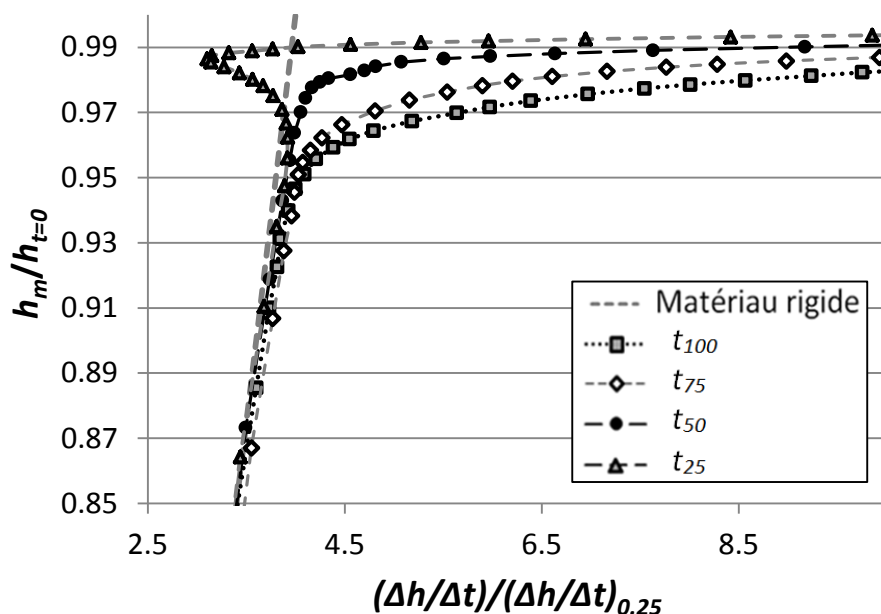


Figure 5-28 : Graphique adimensionnel des vitesses adimensionnel pour différents stades de consolidation du matériau

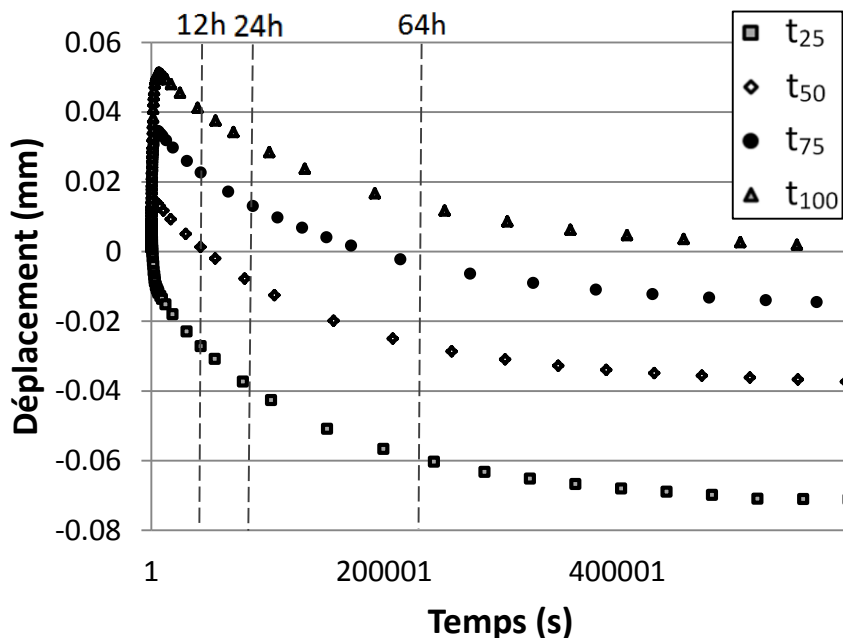


Figure 5-29 : Tassements de l'échantillon durant l'essai de perméabilité pour différents stades de consolidation

Ces observations peuvent être reliées à des résultats obtenus en laboratoire. Une série d'essais sur la bentonite a consisté à stopper la consolidation de l'échantillon à la moitié de son tassement total avant de lancer l'essai de perméabilité (section 3.2.1). Des déplacements enregistrés sur l'œdomètre 2 décrivent clairement la poursuite de la consolidation pendant l'essai de perméabilité (tassement de 25 microns suite à l'application d'une contrainte de 8,5 kPa) (annexe 5, figure A5-1). Mais, pour des raisons de temps, une seule série d'essai (3 tests) de ce genre a été conduit, les résultats sont donc à manier avec précaution.

Le suivi des pressions au cours de l'essai de perméabilité pour t<sub>25</sub> (annexe 4, figure A4-3) laisse paraître que les surpressions issues de la consolidation persistent dans un premier temps jusqu'à une répartition linéaire des pressions aux alentours de 1000 s. Au-delà de ce point, la dissipation est légèrement plus rapide que pour t<sub>100</sub> (*k* plus important) mais suit la même progression. L'écart moindre, entre la charge imposée à l'extrémité de l'essai et les pressions au sein de l'échantillon, explique la faible importance du gonflement. Mais l'analyse des pressions n'explique pas l'importance de la consolidation ni la forme particulière du graphique des vitesses (figure 5-28).



Comparons à présent les conductivités hydrauliques et les erreurs piézométriques pour chacune des situations modélisées. Il est difficile de noter l'impact des surpressions sur l'estimation de la conductivité puisque pour les essais, le temps de consolidation est figé à des stades différents. La structure du sol n'étant pas la même, les conductivités hydrauliques mesurées ne sont pas comparables. Ainsi, plus la consolidation est courte, plus la perméabilité est importante (figure 5-29). La figure 5-30 regroupe les erreurs piézométriques pour des essais sur l'argile et le mélange sable-bentonite en fonction du temps. Les  $h_0$  mesurés pour les essais de courtes périodes sont relatifs à la courbure initiale des graphiques des vitesses. Pour les essais les plus longs, les erreurs piézométriques restent faibles quel que soit l'état initial des surpressions. Les essais les plus courts montrent que  $h_0$  est plus important lorsque la consolidation est totale (les surpressions dans l'échantillon avant l'essai de perméabilité sont pratiquement nulles). Ces résultats ne sont pas totalement en contradiction avec notre hypothèse, ils peuvent être causés par les différences de perméabilité entre les essais. Comme nous l'avons vu dans l'analyse des résultats expérimentaux,  $h_0$  est lié à la perte de charge. Dans le cas de  $t_{25}$ , la conductivité hydraulique étant plus importante, la perte de charge est plus importante que pour  $t_{100}$  sur une durée déterminée.

En résumé, les surpressions présentes dans l'échantillon au moment de l'essai de perméabilité, ont certes un impact sur les résultats, mais elles ne semblent pas être à l'origine des valeurs importantes de  $h_0$  sur certains graphiques des vitesses. Ces résultats correspondent également à une conclusion du chapitre précédent (chapitre 4) selon laquelle que  $h_0$  diminue avec la durée de l'essai de perméabilité.

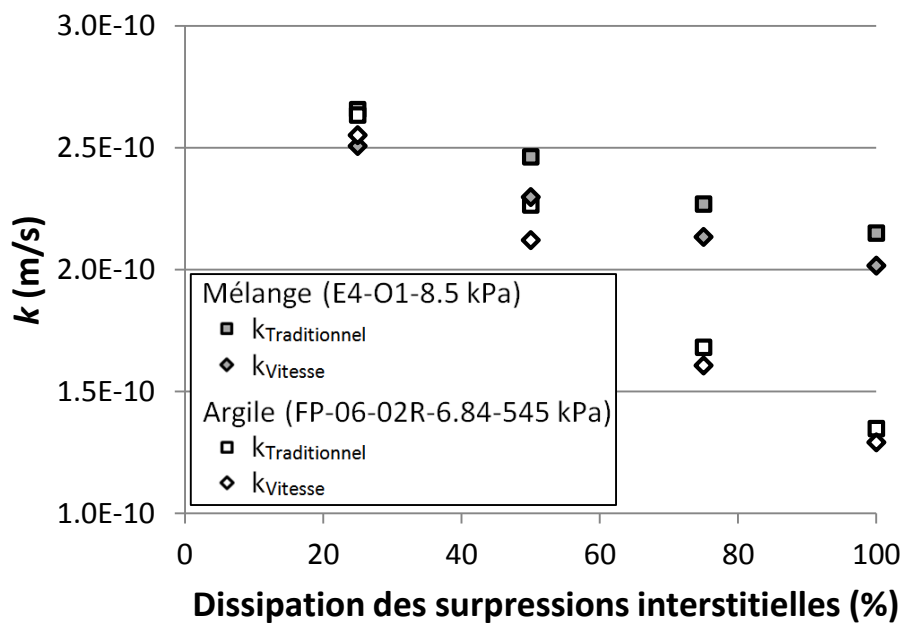


Figure 5-30 : Conductivité hydraulique en fonction des pressions interstitielles au début de l'essai

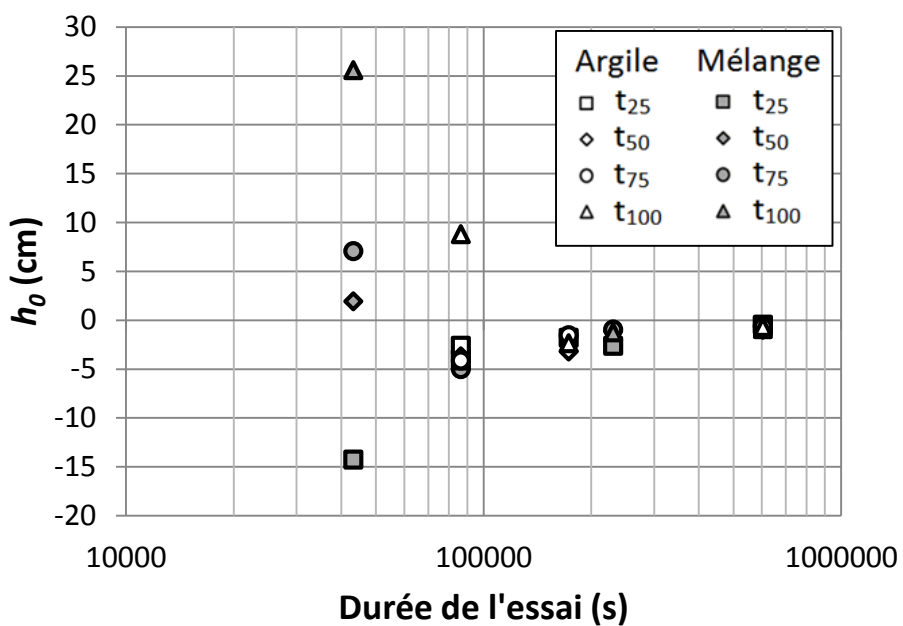


Figure 5-31 : Influence de la durée de l'essai et des surpressions sur l'évaluation de  $h_0$

## 5.4 Conclusion du chapitre et discussion

Finalement, cette étude numérique a permis de confirmer des résultats déjà observés expérimentalement. La modélisation des courbes de tassement indique une sous-estimation de la conductivité hydraulique obtenue par la méthode indirecte dans le cas des argiles, notamment lorsque la contrainte appliquée est proche et supérieure à  $\sigma'_p$ . Les différences entre les valeurs de  $k$  obtenues par les méthodes directes et indirectes sont moins marquées pour les mélanges sable-bentonite, puisque la théorie utilisée dans le modèle imite mieux les courbes expérimentales de tassement. L'analyse paramétrique a identifié l'importance du tassement secondaire et probablement sa continuité tout au long de la phase de consolidation. Aussi, l'étude du paramètre  $C_c'$  révèle l'influence des déformations de l'échantillon au cours de l'essai de perméabilité sur l'allure du graphique des vitesses et la conséquence sur les valeurs de  $h_0$  et  $k$ . Plus les déformations sont importantes plus elles courbent le graphique des vitesses et plus la contrainte est importante plus les courbures persistent sur le graphique des vitesses. Même si ces déformations ont un effet visible sur le graphique des vitesses, elles ont une influence négligeable sur les valeurs de  $k$ . En effet, en variant le paramètre  $C_c'$  dans une gamme de valeur englobant les cas extrêmes de déformations ( $C_c' = C_c/10$  à  $C_c' = C_c$ ), la conductivité hydraulique fluctue seulement de 15%.

Cependant, l'hypothèse selon laquelle, des surpressions interstitielles affectaient les valeurs de  $h_0$ , n'a pas pu être mise en évidence. Également, les allures particulières des graphiques des vitesses rencontrées dans les cas  $C_c' = 1,8$  et  $t_{25}$ , liées à une augmentation de la charge dans la burette au début de l'essai de perméabilité, ne s'expliquent pas. En effet, physiquement, cette augmentation de charge n'a pas de raison d'être. Elle a possiblement une origine numérique, causées par l'utilisation de paramètres exagérés.

Suite à ces conclusions, quelques remarques peuvent être apportées. Malgré le fait que les conductivités hydrauliques et les erreurs piézométriques dérivent des résultats numériques, leurs valeurs sont toujours dépendantes de l'approximation des graphiques des vitesses. Il faut aussi garder à l'esprit que ce modèle comporte un certain nombre de limites et ne permet pas de décrire l'ensemble des phénomènes se produisant au sein de l'échantillon durant les tests. Rappelons le nombre important d'hypothèses prises en considération pour développer l'approximation mathématique de la consolidation. Il est plus que probable que certains facteurs interfèrent sur les

résultats du laboratoire, mais qui ne sont pas identifiés dans ce modèle simplifié. Par exemple, les gradients chimiques responsables d'écoulements parasites dans l'échantillon ou encore les effets qui retardent la consolidation (résistance au changement de volume). Ce modèle est donc propice à amélioration mais son utilité ne se limite toutefois pas aux analyses faites précédemment. Ces aspects seront discutés dans la conclusion.

## CHAPITRE 6 CONCLUSION

La dernière section de ce mémoire résume les différents résultats obtenus au cours de l'étude, fait le bilan des objectifs définis en introduction et donne des recommandations pour des recherches futures.

Ces travaux visaient à présenter une analyse approfondie de l'applicabilité des méthodes de détermination de la conductivité hydraulique  $k$ . Les données traitées provenaient des essais de consolidation et des essais de perméabilité entre les paliers de chargement de l'essai œdométrique. La première étape consistait en l'analyse des données préétablies sur les argiles Champlain de la localité de Lachenaie, de dégager les principaux paramètres de consolidation et interpréter les essais de perméabilité à charge variable. Différentes méthodes d'interprétation ont été appliquées et les valeurs de perméabilités comparées ( $k_{vitesse}$ ,  $k_{traditionnel}$ ,  $k_{cv}$ ). Un intérêt particulier a été donné à l'étude de  $h_0$ , erreur piézométrique déduite de la méthode du graphique des vitesses, de son origine à son impact sur l'estimation de  $k$ . Des analyses supplémentaires sur des mélanges sable-bentonite sont venues confirmer les premiers constats sur les argiles. Le deuxième aspect de ce projet consistait à développer un modèle numérique capable de simuler les essais de laboratoire. Ce modèle, basé sur les équations du programme CONMULT (Ponts et Chaussées, Paris) et la conservation du débit à l'interface de l'échantillon a permis de reproduire les résultats des essais de consolidation et de perméabilité à charge variable et de mettre en évidence, en partie, les paramètres influençant les résultats.

Dans un premier temps, l'analyse des courbes de tassement indique une importante variabilité des paramètres sur l'ensemble du dépôt d'argile et une forte contribution du fluage chez les deux matériaux testés. La détermination de ces paramètres est fortement influencée par les paliers de chargement choisis (tests sur les mélanges sable-bentonite).

La confrontation des méthodes directes et indirectes d'interprétation des essais de perméabilité a mené à deux constats : les résultats sur les argiles concordent avec ceux décrits dans la littérature, soit une sous-estimation de  $k$  par les méthodes indirectes recourant au paramètre  $c_v$  et les essais sur les mélanges sol-bentonite révèlent que les deux méthodes donnent des résultats plus comparables. Ainsi, on peut déjà observer que la précision des méthodes

d'interprétation indirectes dépend du matériau testé. En effet, le protocole expérimental appliqué est le même, mais la divergence de certains résultats porte à croire qu'il existe des phénomènes mécaniques particuliers liés à l'état surconsolidé de l'argile Champlain. Le modèle numérique développé ici, se différencie de la théorie de Terzaghi par une conductivité hydraulique et une compressibilité variables ainsi que par la prise en compte du tassement secondaire. Malgré des écarts sur  $k$  légèrement moins importants, la tendance est la même et, pour certains paliers de chargement, l'estimation via les courbes de tassement ne peut pas remplacer l'essai de perméabilité.

L'analyse combinée des résultats de laboratoire et des simulations sur les graphiques des vitesses mène à plusieurs remarques. Les courbures, observables pour les premières vitesses, sont la principale cause de l'erreur piézométrique  $h_0$ . En effet, dépendamment de la durée de l'essai de perméabilité, les données recueillies ne décrivent pas entièrement la partie linéaire du graphique des vitesses. Dans ce cas l'approximation est faussée et  $h_0$  et  $k$  sont surestimés. Ces courbures initiales sont associées à la déformation du matériau au cours de l'essai de perméabilité, surtout au début, suite à l'application d'un important gradient hydraulique. Les mélanges sable-bentonite, moins rigides que les argiles présentent des déformations plus importantes (de l'ordre de 40  $\mu\text{m}$  contre 20  $\mu\text{m}$  pour les argiles) qui se répercutent sur l'amplitude de la courbure du graphique des vitesses. Cette relation entre compressibilité du matériau et courbure du graphique des vitesses a aussi été démontrée par la solution de Hsieh et al (1981). Les courbures sont plus marquées lors des premiers paliers de chargement (lorsque le matériau est le plus compressible), mais les vitesses rejoignent rapidement la partie linéaire utilisée pour l'interprétation des données. À l'inverse, avec l'augmentation des contraintes imposées à l'échantillon, les courbures sont moins prononcées, mais les essais doivent être prolongés pour que les vitesses atteignent la droite correspondante au comportement d'un matériau rigide. Ceci est causé par la plus lente dissipation des pressions hydrauliques (faible perméabilité) et la persistance des déformations.

L'erreur piézométrique peut être vue comme un indicateur sur la fiabilité des valeurs de  $k$  obtenues par la méthode du graphique des vitesses. En effet, les divergences entre les perméabilités déduites des deux méthodes directes (traditionnelle et vitesses) augmentent avec  $h_0$ . L'erreur piézométrique peut être diminuée et la conductivité hydraulique mieux estimée, en respectant certaines règles. Pour les matériaux étudiés, les essais doivent être prolongés jusqu'à ce que l'erreur piézométrique devienne suffisamment faible. On a vu que pour une valeur de  $h_0$

inférieure à 20 cm, l'écart sur  $k$  ne dépasse pas un facteur de 2 (figure 4-32). Mais il serait abusif de généraliser cette limite pour tout type de matériau.

Sur les essais les plus longs, présentant pratiquement une totale dissipation des surpressions,  $h_0$  ne devient pas nul comme l'on pouvait s'y attendre mais prend de faibles valeurs négatives. L'action de gradients électrochimiques et la présence d'un phénomène d'osmose sont soupçonnées.

De plus, le modèle numérique a permis d'obtenir certains résultats, qu'il était impossible d'observer en laboratoire, soit par manque de temps soit pour des limites techniques. L'hypothèse concernant l'influence des surpressions interstitielles sur l'erreur piézométrique n'a pas été validée, mais la dissipation de ces pressions additionnelles impacte tout de même les résultats de l'essai de perméabilité. Par ailleurs, l'analyse de la consolidation montre qu'il est difficile d'attribuer l'impact respectif du tassement primaire ou secondaire dans les déformations totales. Il est plus que probable que le tassement secondaire soit actif tout au long de la consolidation, mais sa variation temporelle n'est pas considérée dans le modèle (valeur constante de  $C_\alpha$ ). Dans le modèle numérique lors d'un palier de chargement les paramètres  $C_r$  et  $C_c$  restent constants. Or les résultats expérimentaux ont montrés que dans le cas des argiles ce coefficient est variable avec la contrainte appliquée. Le paramètre  $C_c$  présente moins de variation pour les essais menés sur les mélanges. Les erreurs entre les modélisations et les résultats expérimentaux des courbes de tassement, sont plus faibles pour les mélanges sable-bentonite.

Suite au bilan de cette étude, certaines recommandations et critiques portant sur l'applicabilité de la méthode du graphique des vitesses et l'utilisation du programme numérique peuvent être formulées.

Les méthodes d'interprétation des essais de perméabilité à charge variable se basent sur l'hypothèse d'un matériau rigide, or le graphique des vitesses permet d'observer des changements de volume dans l'échantillon au cours de l'essai. Lorsque les matériaux testés sont particulièrement déformables et peu perméables, la durée des essais doit être allongée significativement pour que l'évolution des vitesses devienne linéaire. Généralement cette méthode est appliquée sur des essais de perméabilité à plus grande échelle, au laboratoire ou in situ, mais les observations faites au cours de cette étude sont également valables.

Rappelons que seulement quelques essais ont été reproduits à l'aide du modèle. Il serait intéressant, afin de mieux en connaître les capacités et les limites, de multiplier le nombre de simulations, étant donné qu'un grand nombre de résultats expérimentaux est disponible. De plus, des essais de consolidation et de perméabilité sur l'argile de Lachenaie remaniée (sur œdomètre et à plus grande échelle dans une cuve de  $0,25 \text{ m}^3$ ) ont été réalisés au laboratoire (Duhaime, 2012). La modélisation de ces essais permettrait de distinguer plus précisément les comportements particuliers de l'argile liés à la surconsolidation. En effet, le modèle numérique ne permet de pas reproduire les courbes de tassement ni d'estimer la conductivité hydraulique sous certaines conditions (chargement proche de la contrainte de préconsolidation). D'autre part, l'utilisation de paramètres extrêmes (grande compressibilité, surpressions importantes), cause des problèmes de convergence ou produit des résultats irréalistes, rappelant à l'utilisateur de garder un œil critique sur les résultats numériques. Mais le logiciel COMSOL permet l'amélioration du modèle en laissant la possibilité de modifier les différents systèmes d'équations. La géométrie de l'échantillon est la même entre le début l'essai de consolidation et l'essai de perméabilité alors qu'il y a eu changement de volume suite aux tassements. Cet aspect pourrait être traité en répartissant les conditions finales de la consolidation sur une nouvelle géométrie en utilisant le module Matlab dans COMSOL (un nouveau maillage considérant les tassements serait généré à chaque pas de temps) ou en utilisant le modèle de consolidation de Gibson (1981) pour les grandes déformations. Également, une loi de fluage décrivant la variation de  $C_\alpha$  au cours de l'essai (Bjerrum, 1967 ; Barden, 1969) et la variation du coefficient de compression  $C_x$  en fonction de la contrainte pourraient être intégrée dans COMSOL. Plus généralement, la revue de littérature spécifie l'existence de nombreuses lois de comportement décrivant la consolidation, d'autres approches mathématiques pourraient décrire plus fidèlement les observations du laboratoire.



## BIBLIOGRAPHIE

- Abbasi, N., Rahimi, H., Javadi, A., & Faker, A. (2007). Finite difference approach for consolidation with variable compressibility and permeability. *Computers and geotechnics*, 34(1), 41-52.
- Abeele, W.V. (1986). The Influence of Bentonite on the Permeability of Sandy Silt. *Nuclear and Chemical Waste Management*, 6, 81-88.
- Alawaji, H.A. (1999). Swell and compressibility characteristics of sand-bentonite mixture inundated with liquids. *Applied Clay Science*, 15, 411-430.
- Amiri, S.N., Esmaeily, A., & Mahouti, A. (2011). *A Realistic Theory of Soils Consolidation*. Geo-Frontiers 2011 Conference, Dallas, Texas, 3828-3837.
- Anagnostopoulos, C.A., & Grammatikopoulos, I.N. (2009). A New Model for the Prediction of Secondary Consolidation Index of Low and Medium Plasticity Clay Soils. *European Journal of Scientific Research*, 34(4), 542-549.
- Asaoka, A. (1978). Observational Procedure of Settlement Prediction. *Soils and Foundations*, 18(4), 87-100.
- ASTM. (2012). Standard Test Methods for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Incremental Loading (Vol. D2435). Annual Book of ASTM Standards: American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, Pa.
- Barden, L. (1969). Time dependant deformation of normally consolidated clays and peats. *ASCE-Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 95(SM1), 1-31.
- Beaulieu, C. (2006). *Essais de perméabilité et essais de choc hydrauliques dans l'argile de la Mer de Champlain*. M.SC.A, École Polytechnique de Montréal, Montréal.
- Benabdallah, E.M. (2010). *Mouvement des eaux souterraines et des ions majeurs dans une argile Champlain depuis sa formation*. Ph.D., École Polytechnique de Montréal, Montréal.
- Berner, N. (2008). *Consolidation oedométrique d'argile sensible Champlain-détermination directe et indirecte de la conductivité hydraulique en fonction de l'indice des vides*. Master, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne, Suisse.

- Bjerrum, L. (1967). Seventh Rankine Lecture. Engineering geology of normally-consolidated marine clays as related to settlements of buildings. *géotechnique*, 17(2), 82-118.
- Black, D.K., & Lee, K.L. (1973). Saturating Laboratory Samples by Back Pressure. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 99(1), 75-93.
- Bolt, G.H. (1956). Physico-chemical analysis of the compressibility of pure clays. *Geotechnique*, 6(2), 86-93.
- Bouchard, R., Dion, D.J., & Tavenas, F. (1983). Origine de la préconsolidation des argiles du Saguenay, Québec. *Canadian Geotechnical Journal*, 20(1), 315-328.
- Brucy, M. (1978). *Analyse de la consolidation primaire et secondaire des argiles Champlain par CONMULT*. M.Sc.A, Université Laval (Canada).
- Carslaw, H.S., & Jaeger, J.C. (1959). *Conduction of heat in solids (2e éd.)*. Oxford, Royaume-Uni.
- Casagrande, A., & Fadum, R.E. (1940). Notes on soil testing for engineering purposes. *Harvard Univ. Grad. School of Engineering Publ.*, 268, 74.
- Chapuis, R.P. (1990). Sand-bentonite liners: predicting permeability from laboratory tests. *Canadian Geotechnical Journal*, 27, 47-57.
- Chapuis, R. P. (1998). Overdamped slug test in monitoring wells: review of interpretation methods with mathematical, physical, and numerical analysis of storativity influence. *Revue Canadienne de Géotechnique*, 35(5), 697-719.
- Chapuis, R.P. (2009). Interpreting slug tests with large data sets. *Geotechnical Testing Journal*, 32(2), 139-146.
- Chapuis, R.P. (2012). Predicting the saturated hydraulic conductivity of soils : a review. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 71, 401-434.
- Chapuis, R.P. (2002). The 2000 R.M. Hardy Lecture: Full-scale hydraulic performance of soil-bentonite and compacted clay liners. *Canadian Geotechnical Journal*, 39(1), 417-439.
- Chapuis, R.P., Baass, K., & Davenne, L. (1988). Granular soils in rigid-wall permeameters: method for determining the degree of saturation. *Canadian Geotechnical Journal*, 26(1), 71-79.

- Chapuis, R.P., Paré, J.J., & Lavallée, J.G. (1981). *In situ variable head permeability tests*. Paper presented at the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering 1981, Stockholm, Sweden, Vol. 1, 401-406.
- Chiasson, P. (2005). Methods of interpretation of borehole falling-head tests performed in compacted clay liners. *Revue Canadienne de Géotechnique*, 42, 79-90.
- Claveau-Mallet, D. (2008). *Caractérisation des argiles de lachenaie en comparaison avec les argiles Champlain en général*. Rapport de stage, École Polytechnique de Montréal, Montréal.
- COMSOL AB. (2011). *COMSOL Multiphysics user's guide - version 4.2*. Stockholm, Suède : COMSOL AB.
- Conte, E., & Troncone, A. (2007). Nonlinear consolidation of thin layers subjected to time-dependent loading. *Canadian Geotechnical Journal*, 44(1), 717-725.
- Crawford, C.B. (1986). State of the Art: Evaluation and Interpretation of Soil Consolidation. In Townsend Young (Ed.), *Consolidation of Soils: Testing and Evaluation ASTM STP 892* (Vol. 892, pp. 71-103). Philadelphia.
- Crawford, C.B., & Sutherland, J.G. (1971). The Empress Hotel, Victoria, British Columbia, Sixty-Five years of foundation settlements. *Canadian Geotechnical Journal*, 8(1), 77.
- Cronin, T. M., Manley, P. L., Brachfeld, S., Manley, T. O., Willard, D. A., Guilbault, J. P., Rayburn, J. A., Thunell, R., & Berke, M. (2008). Impacts of post-glacial lake drainage events and revised chronology of the Champlain Sea episode 13-9 ka. *Palaeogeography, Palaeoclimatology, Palaeoecology*, 262, 46-60.
- Delage, P., & Lefebvre, G. (1984). Study of the structure of a sensitive Champlain clay and of its evolution during consolidation. *Canadian Geotechnical Journal*, 21(1), 21-35.
- Desautniers, D.E., et Cherry, J.A. (1988). Origin and movement of groundwater and major ions in a thick deposit of Champlain Sea clay near Montréal. *Canadian Geotechnical Journal*, 26(1), 80-89.

- Dion, D.-J., Maranda, R., Lebuis, J., & Caron, P. (1985). Quelques relations entre certaines propriétés géotechniques pour les argiles molles de la région de Montréal (Québec-Canada). *Bulletin de l'association internationale de Géologie de l'Ingénieur*, 31, 59-69.
- Dubin, B., & Moulin, G. (1986). Influence of a critical gradient on the consolidation of clays. In Townsend Young (Ed.), *Consolidation of soils: testing and evaluation* (pp. 354-377). West Conshohocken (PA): ASTM STP 892.
- Duhaime, F. (2012). *Mesure de la conductivité hydraulique du dépôt d'argile Champlain de Lachenaie, Québec : théorie et applications*. Ph.D., École Polytechnique de Montréal,, Montréal.
- Duhaime, F., Benabdallah, E.M., & Chapuis, R.P. (2010). *The geotechnical properties of a Champlain clay deposit with pore water in Lachenaie, Quebec*. Paper presented at the Proceedings of the 63rd Canadian Geotechnical Conference & 1st Joint CGS/CNC-IPA Permafrost Specialty Conference, Calgary, 256-264.
- Foscal-Mella, G. (1976). *Analyse minéralogique des argiles glaciaires*. M.Sc.A., École Polytechnique de Montréal, Montréal, Canada.
- Francisca, F.M., & Glatstein, D.A. (2010). Long term hydraulic conductivity of compacted soils permeated with landfill leachate. *Applied Clay Science*, 49(3), 187-193.
- Gadd, N.R., MacDonald, B.C., & Shilts, W.W. (1972). Deglaciation of Southern Quebec. (*Paper 71-47, Map 10-1971*) *Commission Géologique du Canada*.
- Gallois, S., Alexis, A., & Thomas, P. (1999). Modélisation du processus de sédimentation-consolidation des vases estuariennes: approche continue unidimensionnelle. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 57(3), 311-318.
- Garlanger, John E. (1972). The consolidation of soils exhibiting creep under constant effective stress. *Géotechnique*, 22(1), 71-78.
- Gibson, R.E., England, G.L., & Hussey, J.L. (1967). The theory of one-dimensional consolidation of saturated clays, I. Finite Non-Linear Consolidation of Thin Homogeneous Layers. *Géotechnique*, 17(3), 261-273.

- Gibson, R.E., & Lo, K.Y. (1961). A theory of consolidation for soils exhibiting secondary compression. *Publication No. 41, pp. 1-16, Norwegian Geotechnical Institute, Oslo*, 1-16.
- Gibson, R.E., Schiffman, R.L., & Cargill, K.W. (1981). The theory of one-dimensional consolidation of saturated clays, II. Finite nonlinear consolidation of thick homogeneous layers. *Canadian Geotechnical Journal*, 18, 280-293.
- Gleason, M.H., Daniel, D.E., & Eykholt, G.R. (1997). Calcium and Sodium Bentonite for Hydraulic containment Application. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering*, 123(5), 438-445.
- Griffiths, F.J., & Joshi, R.C. (1991). Change in pore size distribution owing to secondary consolidation of clays. *Canadian Geotechnical Journal*, 28(1), 20-24.
- Grim, R.E. (1962). *Applied clay mineralogy*. New York.
- Gueddouda, M.K., Lamara, M., Abou-bekr, N., & Taibi, S. (2010). Hydraulic behavior of dune sand bentonite mixture under confining stress. *Global Journal of Researches in Engineering*, 10(1), 31-43.
- Guyonnet, D., Touze-Foltz, N., Norotte, V., Pothier, C., Didier, G., Gailhanou, H., Warmont, F. (2009). Performance-based indicators for controlling geosynthetic clay liners in landfill applications. *Geotextiles and Geomembranes*, 27(5), 321-331.
- Hawley, J.G., & Robertson, D.S. (1999). *Settlement and Permeability of Clays*. Proceedings of the 8th Australia New Zealand Conference on Geomechanics: Consolidating Knowledge. Barton, ACT: Australian Geomechanics Society, 1999, 825-831.
- Hazen, & Allen. (1920). Hydraulic-fill dams. *American Society of Civil Engineers-Proceedings*, 46(4), 525-557.
- Hazzard, J., Yacoub, T., & Curran, J. (2008). *Consolidation in multi-layered soils: a hybrid computation scheme*. Proceedings of the 61st Canadian Geotechnical Conference, Edmonton, Canada, 182-189.
- Hendricks, S.B., Nelson, R.A., & Alexander, L.T. (1940). Hydration Mechanism of the Clay Mineral Montmorillonite Saturated with Various Cations. *J. Amer. Chem. Soc.*, 62(1), 1457-1464.

- Holtz, R. D., & Kovacs, W. D. (1981). *An Introduction to Geotechnical Engineering* Englewood Cliffs, NJ : Prentice Hall.
- Hsieh, P. A., Tracy, J. V., Neuzil, C. E., Bredehoeft, J. D., & Silliman, S. E. (1981). Transient laboratory method for determining the hydraulic properties of "tight" rocks - I. Theory. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 18(3), 245-252.
- Ichikawa, Y., Kawamura, K., Theramast, N., & Kitayama, K. (2004). Secondary and tertial consolidation of bentonite clay: consolidation test, molecular dynamics simulation and multiscal homogenization analysis. *Mechanics of Materials*, 36, 487-513.
- Jarrett, P.M. (1967). Time-Dependent Consolidation of a Sensitive Clay. *Materials Research and Standards*, 7(7), 300-304.
- Juarez-Badillo, E. (1986). General Theory of Consolidation for Clays. In R.N. Yong and F.C. Townsend (Ed.), *Consolidation of Soils: Testing and Evaluation*, ASTM STP 892 (pp. 137-153). Philadelphia.
- Kabbaj, M., Oka, F., Leroueil, S., & Tavenas, F. (1986). Consolidation of natural clays and laboratory testing. *Consolidation of soils: Testing and evaluation* (pp. 378-404). West Conshohocken (PA): ASTM STP 892.
- Kaczmarek, M., & Hueckel, T. (1998). Chemo-Mechanical Consolidation of Clays: Analytical Solution for a Linearizad One-Dimensional Problem. *Transport in Porous Media*, 32(1), 49-74.
- Keller, C.K., Van Der Kamp, G., & Cherry, J.A. (1989). A Multiscale Study of the Permeability of a thick Clayey Till. *Water Resources Research*, 25(11), 2299-2317.
- Kemper, W.D., & Rollins, J.B. (1966). Osmotic efficiency coefficients across compacted clays. *Proceedings-Soils Science Society of America*, 30(5), 529-534.
- Kenney, T.C., van Veen, W.A., Swallow, M.A., & Sungaila, M.A. (1992). Hydraulic conductivity of compacted bentonite-sand mixture. *Canadian Geotechnical Journal*, 29(3), 285-300.
- Knight, W.C. (1898). Bentonite [Wyoming]. *Engineering and Mining Journal*, 66, 491.

- Kodikara, J.K., & Rahman, F. (2002). Effects of specimen consolidation on the laboratory hydraulic conductivity measurement. *Canadian Geotechnical Journal*, 39(1), 908-923.
- L.A.P., Barros, & R.O.P, Pinto. (2007). Oedometer Consolidation Test Analysis by Nonlinear Regression. *Geotechnical Testing Journal* 31(1), 76-83.
- Lekha, K.R., Krishnaswamy, N.R., & Basak, P. (2003). Consolidation of Clays for Variable Permeability and Compressibility. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering*, ASCE, 129(11), 1001-1011.
- Leonards, G.A., & Altschaeffl, A.G. (1964). Compressibility of Clay. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 90(5), 133-156.
- Leonards, G.A., & Giraultl, P. (1961). *A Study of the One-Dimensional Consolidation Test*. Paper presented at the Fifth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, Vol 1, 1961, 213-218.
- Leonards, G.A., & Ramiah, B.K. (1959). Time effects in the consolidation of clays. In time rate of loading in testing soils. *ASCE, Special Technical Publication*, 254, 116-130.
- Leroueil, S., Magnan, J.-P., & Tavenas, F. (1985). *Remblais sur argiles molles*. Paris, France: Lavoisier.
- Leroueil, S., Tavenas, F., & Le Bihan, J.P. (1983). Propriétés caractéristiques des argiles de l'est du Canada. *Canadian Geotechnical Journal*, 20(1), 681-705.
- Leroueil, S., Tavenas, F., Samson, L., & Morin, P. (1983). Preconsolidation pressure of Champlain clays. Part II. Laboratory determination. *Canadian Geotechnical Journal*, 20(1), 803-816.
- Locat, J., Lefebvre, G., & Ballivy, G. (1984). Mineralogy, chemistry, and physical properties interrelationships of some sensitive clays from Eastern Canada. *Revue Canadienne de Géotechnique*, 21(3), 530-540.
- Lowe, J. (1974). New concepts in consolidation and settlement analysis. *ASCE-Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 100(6), 571-612.

- Lundgren, T.A. (1981). *Some bentonite sealants in soil mixed blankets*. Paper presented at the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, Vol 2, 349-354.
- Madsen, F.T., & Mitchell, J.K. (1988). *Chemical effects on clay fabric and hydraulic conductivity*. Paper presented at the The Landfill:Reactor and Final Swiss workshop on Land disposal of solid wastes, Grerzensee, Switzerland, Vol 20, 201-252.
- Magnan, J.P. (1986). Modélisation numérique du comportement des argiles molles naturelles (Vol. 141). Paris: Laboratoire central des ponts et chaussés.
- Magnan, J.P., Bagheri, S., Brucy, M., & Tavenas, F. (1979). Etude numérique de la consolidation unidimensionnelle en tenant compte des variations de la perméabilité et de la compressibilité du sol, du fluage et de la non-saturation. *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, 103(1), 83-94.
- McKinley, J.D., & Sivakumar, V. (2009). Coefficient of consolidation by plotting velocity against displacement. *Géotechnique*, 59(6), 553-557.
- Mesri, G. (1973). Coefficient of Secondary Compression. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 99(SM1), 123-137.
- Mesri, G., & Godlewski, P.M. (1977). Time- and Stress-Compressibility Interrelationship. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 103(GT5), 417-430.
- Mesri, G., & Olson, R.E. (1971). Mechanisms controlling the permeability of clays. *Clays and Clay Minerals*, 19, 151-158.
- Mesri, G., & Vardhanaghuti, B. (2005). Secondary Compression. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering, ASCE*, 131(3), 398-401.
- Mitchell, J.K., & Madsen, F.T. (1987). *Chemical Effects on Clay Hydraulic Conductivity*. Paper presented at the Geotechnical Practice for Waste Disposal '87, Proceedings of a Specialty Conference, Ann Arbor, MI, USA, Vol 13, 87-113.
- Mitchell, J. K., & Soga, K. (2005). *Fundamentals of Soil Behavior*. Hoboken, NJ : John Wiley & Sons.



- Mitchell, J.K., & Younger, J.S. (1967). Abnormalities in Hydraulic Flow Through Fine-Grained Soils, Permeability and capillarity of soils. 69th Annual Meeting, Atlantic City, 1966, *ASTM STP 417*, 106-139.
- Morin, P. (1991). Amélioration des mesures des propriétés de consolidation au laboratoire à l'aide du montage perméamétrique. *Canadian Geotechnical Journal*, 28(1), 127-133.
- Morin, P., Leroueil, S., & Samson, L. (1983). Preconsolidation pressure of Champlain clays. Part I. In-Situ determination. *Canadian Geotechnical Journal*, 20(1), 782-802.
- Nakaoka, K., Yamamoto, S., Hasegawa, H., Kawamura, H., Kitayama, K., Saito, N., Nakana, M. (2004). Long-term consolidation mechanisms based on micro-macro behavior and in situ XRD measurement of basal spacing of clay minerals. *Applied Clay Science*, 26(1), 521-533.
- Navarro, V., & Alonso, E.E. (2001). Secondary compression of clays as a local dehydration process. *Géotechnique*, 51(10), 859-869.
- Olsen, H.W. (1965). Deviation from Darcy's Law in saturated Clays. *Soil Science Society of America*, 29(2), 135-140.
- Olsen, H.W. (1984). Osmosis: a cause of apparent deviation from Darcy's law. *Canadian Geotechnical Journal*, 22(1), 238-241.
- Olson, R.E. (1986). State of the Art: Consolidation Testing. In R.N. Yong and F.C. Townsend (Eds.), *Consolidation of soils: Testing and Evaluation* (pp. 7-70). Philadelphia: ASTM, American Society and Materials.
- Olson, R.E. (1989). Secondary Consolidation: Chaoyang University of Technology, Departement of Construction Engineering, Advanced Soil Mechanics.
- Parent, M., & Occhietti, S. (1988). Late Wisconsinan Deglaciation and Champlain Sea Invasion in the St. Lawrence Valley, Québec. *Géographie physique et quaternaire*, 42(3), 215-246.
- Paumier, S. (2007). *Facteurs déterminant l'organisation et la rhéologie du système argile-eau pour des suspensions de smectites*. Ph.D., Ecole Supérieure d'Ingénieurs de Poitiers, Poitiers.

- Penner, E. (1965). A study of Sensitivity in Leda clay. *Canadian Journal of Earth Sciences*, 2(5), 425-441.
- Perez, M., Duhaime, F., & Chapuis, R. P. (2012). Application de la technique du graphique des vitesses pour l'interprétation d'essais de perméabilité à charge variable réalisés sur des cellules œdométriques. *Proceedings of the 65th Canadian Geotechnical Conference*, paper 176 (8 pages). Winnipeg, Canada.
- Quigley, R.M., Gwyn, Q.H.J., White, O.L., Rowe, R.K., Haynes, J.E., et Bohdanowicz, A. (1983). Leda clay from deep boreholes at Hawkesbury, Ontario. Part I: Geology and geotechnique. *Canadian Geotechnical Journal*, 20(1), 288-298.
- Razakamanatsoa, A.R. (2009). *Étude du comportement hydromécanique, chimique et de la durabilité des géomatériaux d'étanchéité renforcé par ajout de polymères*. Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, France.
- Réginensi, F. (2009). *Évolution géochimique de l'eau interstitielle d'une argile de la mer Champlain*. M.Sc.A, École Polytechnique de Montréal, Montréal.
- Ross, J.S. (1964). Bentonite in Canada. In Department of Mines and Technical Surveys (Ed.), *Mines Branch*. Ottawa: Roger Duhamel, F.R.S.C., Queen's Printer and Controller of Stationary.
- Sällfors & Öberg-Högsta, A.L. (2002). Determination of hydraulic conductivity of sand-bentonite mixture for engineering purposes. *Geotechnical and Geological Engineering*, 20(1), 65-80.
- Scholes, O.N., Clayton, S.A., Hoadley, A.F.A., & Tiu, C. (2007). Permeability anisotropy due to consolidation of compressible porous media. *Transport in Porous Media*, 68(3), 365-387.
- Sivapullaiah, P.V., Sridharan, A., & Stalin, V.K. (2000). Hydraulic conductivity of bentonite-sand mixtures. *Canadian Geotechnical Journal*, 37(1), 406-413.
- Sridharan, A., & Prakash, K. (2001). Consolidation and Permeability Behavior of Segregated and Homogeneous Sediments. *Geotechnical Testing Journal*, 24(1), 109-120.

- Tavenas, F., Brucy, M., Magnan, J.P., La Rochelle, P., & Roy, M. (1979). Analyse Critique de la Théorie de Consolidation Unidimensionnelle de Terzaghi. *Revue Française de Géotechnique*, 5(7), 29-43.
- Tavenas, F., Jean, P., Leblond, P., & Leroueil, S. (1983b). Permeability of natural soft clays. Part II: permeability characteristics. *Revue Canadienne de Géotechnique*, 20, 645-660.
- Tavenas, F., Leblond, P., Jean, P., & Leroueil, S. (1983a). Permeability of natural soft clays. Part I: methods of laboratory measurement. *Revue Canadienne de Géotechnique*, 20, 629-644.
- Taylor, D. W. (1948). *Fundamentals of soil mechanics*. New-York, NY : John Wiley & Sons.
- Taylor, D.W., & Merchant, W. (1940). Theory of clays consolidation accounting for secondary compression. *Journal of Mathematics and Physics*, 19(3), 167-185.
- Terzaghi, K. (1925). *Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer - Grundlage*. Leipzig, Allemagne: Deuticke.
- Terzaghi, K., & Fröhlich, O.K. (1939). *Théorie du tassement des couches argileuses* (M Adler, Trans.). Paris.
- Thomas, H.R., & Bendani, K. (1987). Primary/Secondary Compression Solution Algorithm. *Journal of Computing in Civil Engineering*, 2(4), 380-397.
- Tong, F., & Yin, J.H. (2011). Nonlinear Creep and Swelling Behavior of Bentonite Mixed with Different Sand Contents Under Oedometric Condition. *Marine Georesources and Geotechnology*, 29(4), 346-363.
- Torrance, K.J. (1988). Mineralogy, pore-water chemistry and geotechnical behavior of Champlain Sea and related sediments. *Geological Association of Canada Special paper*, 35.
- Van Impe, W.F., Van Impe, P.O., & Verastegui Flores, R.D. (2007). Evaluation of Consolidation. In Taylor and Francis Group (Ed.), *Underwater Embankments on Soft Soil: A case History*. London, 57-70.
- Vasseur, G., Djeran-Maigre, I., Grunberg, D., Rousset, G., & Tessier, D. (1995). Evolution of structural and physical parameters of clays during experimental compaction. *Marine and Petroleum Geology*, 12(8), 941-954.

- Walker, L.K., & Raymond, G.P. (1968). Prediction of Consolidation rates in Cemented Clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 5(4), 192-216.
- Wang, Y.H., & Xu, D. (2007). Dual Porosity and Secondary Consolidation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133(7), 793-801.
- Xie, K.H., & Leo, C.J. (2004). Analutical solutions of one-dimensional large strain consolidation of saturated and homogeneous clays. *Computers and Geotechnics*, 31(1), 301-314.
- Zeevaert, L. (1986). Consolidation in the Intergranular Viscosity of highly Compressible Soils. In Townsend Yong (Ed.), *Consolidation of Soils: Testing and Evaluation* (pp. 257-281). Philadelphia: ASTM STP 892.
- Zeng, L., & Liu, S. (2010). *A Calculation Method of Secondary Compression Index for Natural Sedimentary Clays Using Void Index*. Proceedings of the GeoShanghai 2010 International Conference, Shanghai, 200 GSP, 14-21.

## ANNEXE 1 - Quelques principes de base de géotechnique : les relations de phases

Un sol est composé d'un ensemble de particules solides (provenant de divers minéraux) et de vides entre ces particules. Les vides sont remplis d'air ou d'eau en proportions variables. Généralement, on représente les proportions massiques et volumiques des trois constituants du sol dans un diagramme de phase (figure A1-1). À partir de ces grandeurs, des paramètres adimensionnels sont définis, afin de quantifier l'évolution des différentes phases. Parmi les plus utiles, l'indice des vides ( $e$ ), la porosité ( $n$ ), le degré de saturation ( $S_r$ ) et la teneur en eau massique ( $w$ ) sont obtenus à partir de relation mathématiques et/ou de tests en laboratoire.

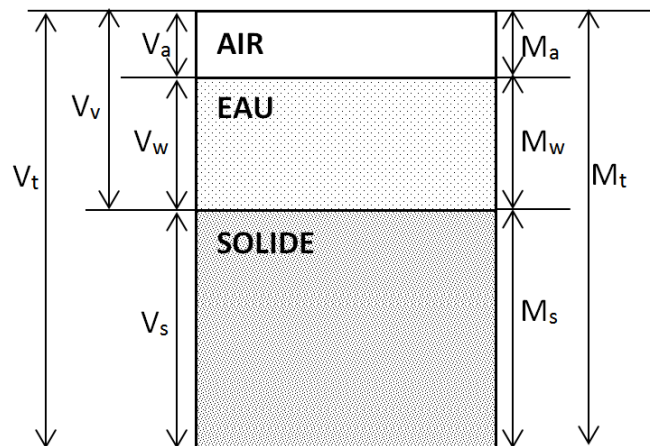


Figure A1-1 : Relations de phase dans un sol

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (\text{A1.1})$$

$$n = \frac{V_v}{V_t} \quad (\text{A1.2})$$

$$Sr = \frac{V_w}{V_v} \quad (A1.3)$$

$$w = \frac{M_w}{M_s} \quad (A1.4)$$

où :  $e$  est l'indice des vides

$n$  est la porosité (généralement exprimée en pourcentage)

$S_r$  est la saturation (généralement exprimée en pourcentage)

$w$  est la teneur en eau (généralement exprimée en pourcentage)

$V_v$  est le volume occupé par les vides

$V_w$  est le volume occupé par l'eau

$V_s$  est le volume des grains solides

$V_t$  est le volume total de l'échantillon de sol

$M_w$  est la masse d'eau

$M_s$  est la masse des grains solides

$M_t$  est la masse totale de l'échantillon

Un sol est dit sec lorsque sa saturation ( $S_r$ ) est nulle, c'est-à-dire lorsque les vides sont entièrement occupés par de l'air. Le cas inverse est celui où les vides sont tous remplis d'eau, dans ce cas le sol est dit saturé et son degré de saturation est de 100%. En dehors de ces cas extrêmes, la détermination de la teneur en eau volumique du sol nécessite de peser le sol avant et après séchage.

Afin de passer facilement des grandeurs volumiques aux grandeurs massiques et inversement, on définit leur rapport par la masse volumique. Il existe donc la masse volumique totale ( $\rho$ ), la masse volumique des solides ( $\rho_s$ ), la masse volumique de l'eau ( $\rho_w$ ), la masse volumique sèche ( $\rho_d$ ) et la masse volumique saturée ( $\rho_{sat}$ ).

$$\rho = \frac{M_s}{V_t} = \frac{M_s + M_w}{V_t} \quad (\text{A1.5})$$

$$\rho_s = \frac{M_s}{V_s} \quad (\text{A1.6})$$

$$\rho_w = \frac{M_w}{V_w} \quad (\text{A1.7})$$

$$\rho_d = \frac{M_s}{V_t} \quad (\text{A1.8})$$

$$\rho_{sat} = \frac{M_s + M_w}{V_t} \quad \text{Lorsque } S_r = 100\% \quad (\text{A1.9})$$









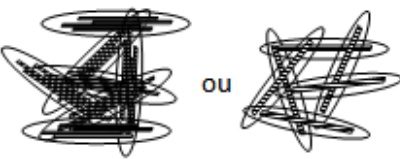
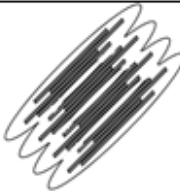

## **ANNEXE 2 - Minéralogie et structure de la bentonite**

Ici encore la terminologie est ambiguë et le terme "bentonite" a été utilisé pour décrire des matériaux aux minéralogies et propriétés physiques variées (Ross, 1964). La définition la plus répandue et retenue actuellement est celle de Grim (1962) : le terme bentonite doit se limiter aux produits issus de l'altération de verre volcanique (dévitrification et altération chimique) et dont la composition minéralogique présente plus de 50% de smectites, à toute espèce d'argile gonflante. Principalement constituée de minéraux de montmorillonite (de la famille des smectites), la bentonite a une composition minéralogique variée englobant des matériaux tels que le feldspath, la chlorite, la biotite, la cristobalite, le quartz ou encore d'autres minéraux argileux (Ross, 1964). Outre leurs différences minéralogiques, les différentes sortes de bentonites diffèrent dans leur capacité à emmagasiner de l'eau et par conséquent à gonfler. Par exemple, le type sodium est capable d'adsorber une quantité plus importante de fluide car les liaisons entre les feuillets sont plus faibles et dans certains cas, il peut aller jusqu'à multiplier son volume par 15 (Abeelee, 1986).

La structure d'une particule de bentonite est très complexe et, dans la littérature, les termes employés pour définir les éléments qui la composent peuvent varier d'un auteur à l'autre. Il est donc utile ici d'éclaircir les appellations qui seront utilisés dans cette section. Une particule d'argile est généralement organisée à différentes échelles. La schématisation en plan du tableau A3-1 permet de visualiser les niveaux d'organisation, des unités de bases jusqu'à la formation des particules.



Tableau A2-1 : différentes composantes de la structure d'une particule d'argile

terme	type	représentation
<b>Unité de base</b>	<i>Tétraèdre</i>	a) 
	<i>Octaèdre</i>	b) 
<b>Couche ou feuillet élémentaire</b>	<i>Tétraédrique</i>	c) 
	<i>Octaédrique</i>	d) 
<b>Feuillet</b>	<i>Type 1 : 1</i>	e) 
	<i>Type 2 : 2</i>	
<b>Cristallite ou cellule de base</b>	<i>Association de feuillets</i>	f) 
<b>Particule</b>	<i>Cristallite + couche cationique</i>	g) 
	<i>Feuillet en suspension + couche cationique</i>	h) 
<b>Regroupement de particules</b>	<i>Floc</i>	
	<i>Agrégat (fusion des couches diffuses)</i>	
<b>Réseau</b>	<i>Fixation de flocs ou d'agrégats</i>	

Pour expliquer clairement l'organisation des particules de bentonite, il faut définir les deux types de structure de base (ou unité) des matériaux argileux :

- L'unité structurale octaédrique, composée de six atomes d'oxygènes ou d'hydroxydes répartis sur deux plans entourant un atome d'aluminium, de fer, de magnésium ou d'un autre élément (tableau A2-1, b).
- L'unité structurale tétraédrique, composée de quatre atomes d'oxygènes ou d'hydroxydes sous forme tétraédrique, entourant un atome de silice (tableau A2-1, a).

La combinaison de chacune de ces unités sur un même plan porte le nom de feuillet élémentaire ou couche. Par exemple, les tétraèdres s'organisent pour former un réseau hexagonal appelé couche tétraédrique (tableau A2-1, c), il en est de même pour les unités octaédriques (tableau A2-1, d). Ces couches peuvent ensuite s'agencer de diverses manières et ainsi former deux types de feuillets (tableau A2-1, e) :

- Le type 1 : 1, où les couches de tétraèdre et d'octaèdre sont alternées. Il se crée alors une liaison hydrogène entre les hydroxyles de la couche en octaèdre et les atomes d'oxygènes du tétraèdre. Ce lien est très fort et empêche l'hydratation. C'est le cas de la kaolinite.
- Le type 2 : 2, où une couche en octaèdre est située entre deux couches tétraédriques. Les sommets des tétraèdres se confondent avec les hydroxyles du feuillet en octaèdre. C'est le cas de la montmorillonite.

Dans le feuillet et dans les couches qui le composent, des forces permettant la cohésion de l'ensemble sont des liaisons de valence primaire très forte. Cependant entre deux feuillets les forces en présence sont des liaisons hydrogènes et les forces de Van Der Waals, 10 à 100 fois moins fortes que les précédentes. En effet, les surfaces qui sont chargées négativement (à cause des substitutions) ne peuvent pas s'accoler en raison des forces de répulsion électrostatiques. Cependant dans le cas où les forces d'attraction de Van Der Waals deviennent plus importantes que les forces de répulsion (à une certaine distance), les feuillets élémentaires vont s'organiser en empilement régulier ou de manière désordonnée pour former des cristallites (tableau A2-1, f). Ces éléments vont ensuite coaguler ou flocculer, c'est-à-dire se regrouper pour former une particule (tableau A2-1, g, h). La manière dont cet assemblage a lieu dépend fortement du type de feuillet et des cations adsorbés à la surface des feuillets (et donc de la solution interstitielle). Ces particules s'organisent elles-mêmes en agglomérats pour former finalement des assemblages.

Les substitutions au sein de l'unité structurale jouent un rôle important dans les propriétés du matériau. Le cation peut être remplacé par un cation de même taille mais pas nécessairement de même valence. Ces substitutions créent un excès de charges négatives à la surface des feuillets. L'électronégativité est alors compensée par l'adsorption de certains cations ( $K^+$ ,  $Na^+$ ,  $Mg^{2+}$ ,  $Ca^{2+}$ ,  $Fe^{2+}$ ...) présents dans le fluide interstitiel et il se développe une couche à l'interface des feuillets. L'étendue de celle-ci est fonction des propriétés physico-chimiques du fluide (pH, conductivité, concentration).

Ainsi, lorsque de la poudre de bentonite sèche est mise au contact de l'eau, la quantité d'eau qui va être adsorbée à la surface des feuillets (qui s'organise sous forme de couches) va dépendre de la minéralogie des particules et des ions présents dans le fluide interstitiel. C'est l'écart de potentiel chimique entre les ions internes (contenus dans les feuillets) et externes (contenus dans le fluide interstitiel) qui est à l'origine de l'écartement des feuillets et l'insertion d'eau. Il existe également un phénomène d'osmose (dilution du fluide interstitiel initial) qui diminue les forces de cohésion inter particulaire et peut provoquer un gonflement.

L'organisation des particules de bentonite entraîne une porosité importante dans le matériau (figure A2-1), mais la présence de la couche d'eau adsorbée et la taille microscopique de certains pores explique la faible perméabilité de la bentonite. De plus, on peut souligner que la surface spécifique peut atteindre 700 à 840  $m^2/g$  (Mitchell & Soga, 2005), ce qui confère à la bentonite la faculté d'attirer l'eau à la surface des particules.

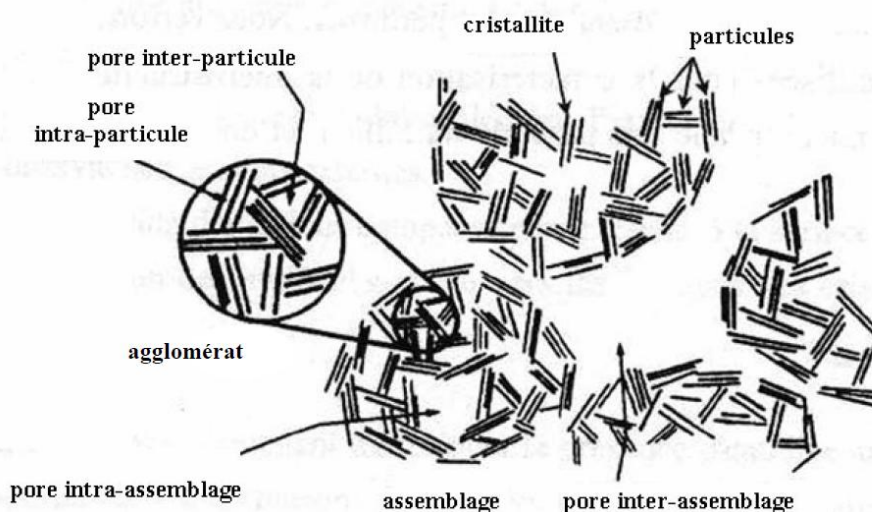


Figure A2-1 : les différents niveaux de porosité dans les argiles (d'après Griffith & Joshi, 1991)

## ANNEXE 3 - Théorie de la consolidation unidimensionnelle par Terzaghi

### Hypothèses

Terzaghi (1925) a formulé une solution simple à la consolidation unidimensionnelle pour le cas particulier d'un milieu semi-indéfini élastique et isotrope soumis à une charge uniforme de grande étendue. Les hypothèses considérées sont les suivantes :

- Les déformations de la couche argileuse sont unidimensionnelles
- Le sol est, et reste saturé
- Les grains du sol et le fluide interstitiel sont incompressibles
- Le sol est homogène
- Les caractéristiques du sol (module, perméabilité) sont constantes pendant toute la consolidation
- Le drainage est unidimensionnel et il obéit à la loi de Darcy
- Il existe une relation linéaire entre les contraintes effectives et les variations de volume du sol :  $\Delta e / \Delta \sigma'_v = -a_v$  (coefficient de compressibilité)
- Le sol ne présente pas de viscosité structurale (c'est-à-dire de consolidation secondaire)
- Il n'y a pas de composante tangentielle de frottement aux parois
- On reste dans le cadre des petites déformations

L'auteur avertit toutefois que la comparaison entre les évolutions théorique et réelle des tassements est le seul moyen d'identifier les causes secondaires qui ont été négligées par les hypothèses.

### Mise en équation

La théorie tire ses sources dans les équations différentielles décrivant la diffusion de la chaleur. Pour son application à la consolidation, elle s'intéresse à une grandeur physique en particulier : la surpression hydrostatique du fluide interstitiel notée  $u$  ( $\Delta u$  sur la figure 1-1). Ce paramètre va être fonction du temps écoulé depuis l'application de la charge et de sa position dans la couche de sol.

Avant toute description mathématique du phénomène, il est essentiel de définir des conditions initiales et aux frontières réalistes pour les essais. La surcharge extérieure  $\Delta\sigma_v$  est initialement absorbée par l'eau interstitielle, comme si l'on était en condition non drainée (équation A3.1) et lors de l'essai la contrainte est graduellement transférée au sol via les grains solides tout en maintenant une contrainte totale constante (équation A3.2), jusqu'à ce que les surpressions interstitielles redeviennent nulles (équation A3.3). Au niveau des zones de drainage (situées aux deux extrémités de la couche de sol dans le cas classique des essais de consolidation), la suppression  $y$  est également nulle (équation A3.4).

$$u_{t=0} = \Delta\sigma_v \quad (\text{A3.1})$$

$$u_t + \sigma'_{v,t} = \Delta\sigma_{v,t} = c^{te} \quad (\text{A3.2})$$

$$u_{\infty} = 0 \quad (\text{A3.3})$$

$$u_{z=0} = u_{z=L} = 0 \quad (\text{A3.4})$$

Avec  $L$  la hauteur de l'échantillon de sol

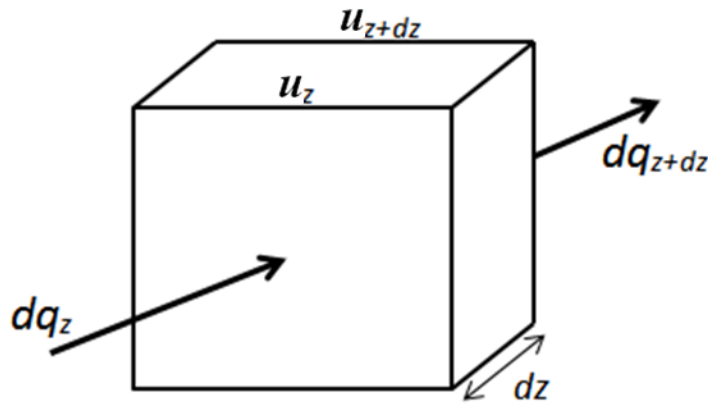


Figure A3-1 : schématisation des débits entrant et sortant d'un cube de sol

Imaginons à présent un élément de sol de section  $1 \times 1$  et de longueur  $dz$  (figure A3-1). Il existe un écoulement horizontal entre deux faces parallèles. Cet écoulement est possible uniquement s'il existe un gradient hydraulique entre les deux faces. Notons  $u_z$  et  $u_{z+dz}$  les surpressions hydrostatiques respectives de la face d'entrée et de sortie. D'après la relation de Darcy (équation A3.5), la quantité d'eau sortant de l'élément de sol pendant le temps  $dt$  peut s'écrire sous la forme de l'équation A3.6.

$$q = k.i.t \quad (\text{A3.5})$$

où  $q$  est la quantité de fluide traversant l'unité de section pendant le temps  $t$

$k$  est la conductivité hydraulique

$i$  est le gradient hydraulique, définit par la perte de charge par unité de hauteur

$$dq_{z+dz} = \frac{k}{\gamma} \frac{u_{z,t} - u_{z+dz,t}}{dz} dt = \frac{k}{\gamma} \left( \frac{\partial u}{\partial z} \right)_{z+dz} dt \quad (\text{A3.6})$$

où  $\left( \frac{\partial u}{\partial z} \right)$  est la dérivée partielle de  $u$  par rapport à  $z$ .

Par le même raisonnement, la quantité d'eau entrante dans l'élément de sol est :

$$dq_z = \frac{k}{\gamma} \left( \frac{\partial u}{\partial z} \right)_z dt \quad (\text{A3.7})$$

Alors la quantité d'eau expulsée à travers le cube équivaut à :

$$dq_{z+dz} - dq_z = \frac{k}{\gamma} \left[ \left( \frac{\partial u}{\partial z} \right)_{z+dz} - \left( \frac{\partial u}{\partial z} \right)_z \right] dt \quad (\text{A3.8})$$

La variation d'eau interstitielle est également représentée par la variation de volume au sein de l'échantillon ( $\Delta l$ ). Rappelons l'indice de compressibilité  $a_v$  qui correspond à la pente de la courbe de consolidation représentée sur des axes linéaires :

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma'_v} \quad (\text{A3.9})$$

A partir de la relation entre indice des vides et épaisseur de la couche, il advient que :

$$\Delta l = m_v \Delta \sigma'_v l = \frac{a_v}{1+e} \Delta \sigma'_v l \quad (\text{A3.10})$$

La dérivée de l'équation A3.2 fournit l'équation A3.11 qui permet d'exprimer la variation de volume en termes de surpressions interstitielles (équation A3.12).

$$\frac{du_t}{dt} + \frac{d\sigma'_{v,t}}{dt} = 0 \quad (\text{A2.11})$$

$$dq_{z+dz} - dq_z = m_v (u_{z,t} - u_{z,t+dt}) dz \quad (\text{A2.12})$$

En égalisant les équations A3.8 et A3.12, on trouve la forme générale :

$$\frac{k}{\gamma} \frac{\left( \frac{\partial u}{\partial z} \right)_{z+dt} - \left( \frac{\partial u}{\partial z} \right)_z}{dz} = m_v \frac{u_{z,t} - u_{z,t+dt}}{dt} \quad (\text{A3.13})$$

Soit l'équation suivante :

$$c_v \frac{\partial^2 u}{dz^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (\text{A3.14})$$

En introduisant le coefficient de consolidation  $c_v$ , l'analogie du coefficient de conductibilité dans l'équation de la chaleur, tel que :

$$c_v = \frac{k}{m_v \gamma} \quad (\text{A3.15})$$

## ANNEXE 4 – Évolution des surpressions interstitielles au cours de l'essai de perméabilité

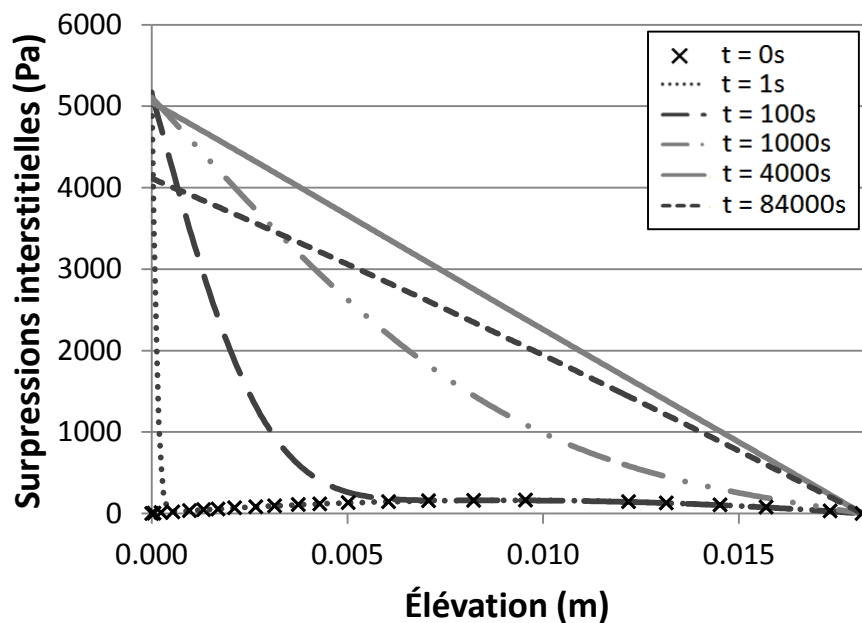


Figure A4-1 : Répartition des surpressions interstitielles pour l'échantillon d'argile *FP-06-02R-6,84* sous une contrainte de 545 kPa, en prenant en compte le tassement secondaire

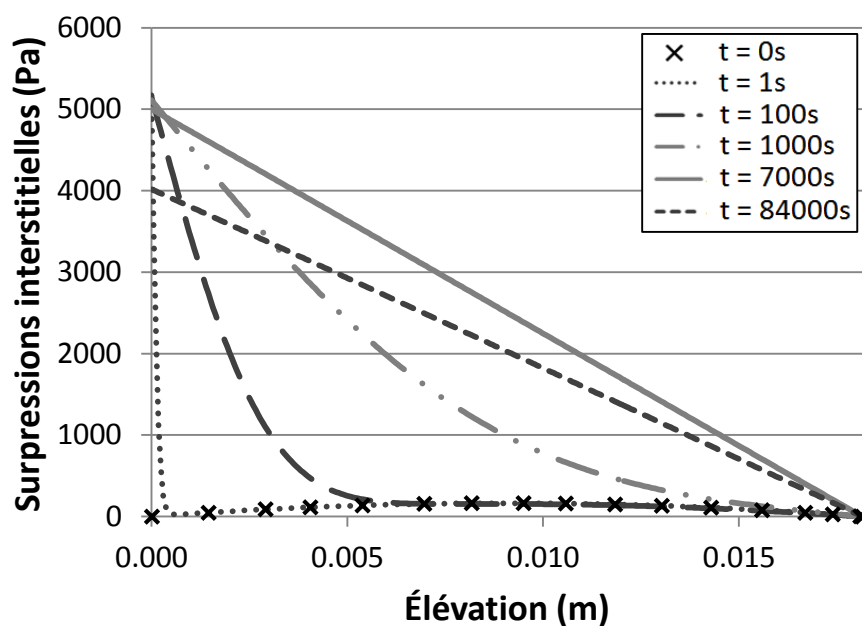


Figure A4-2 : Répartition des surpressions interstitielles pour l'échantillon d'argile *FP-06-02R-6,84* sous une contrainte de 545 kPa, sans prendre en compte le tassement secondaire



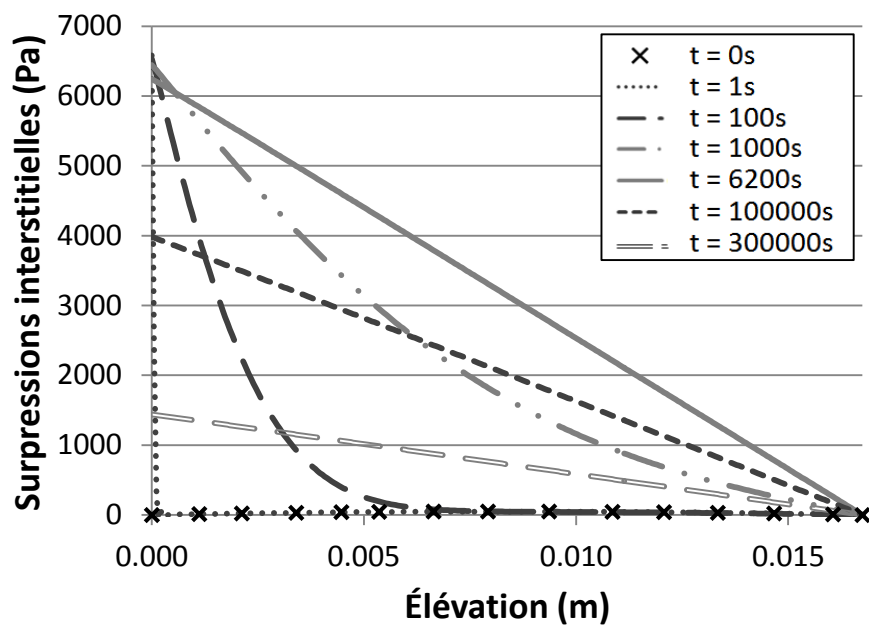


Figure A4-3 : Répartition des surpressions interstitielles pour l'essai *E4-01-8,5 kPa* lorsque la consolidation est complète ( $t_{100}$ )

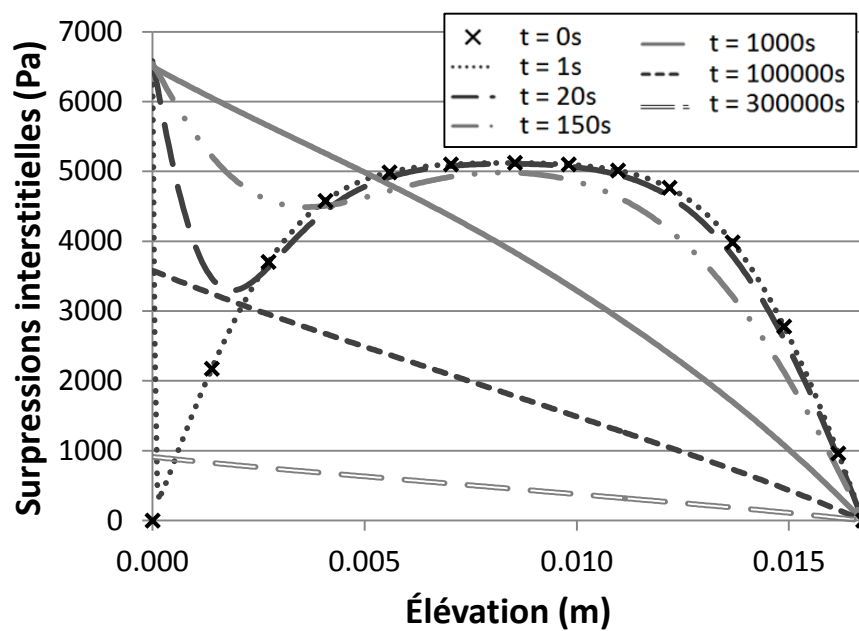


Figure A4-3 : Répartition des surpressions interstitielles pour l'essai *E4-01-8,5 kPa* lorsque la consolidation est stoppée à 25 % ( $t_{25}$ )

## ANNEXE 5 – Déformations observées et modélisées au cours d'un essai de perméabilité

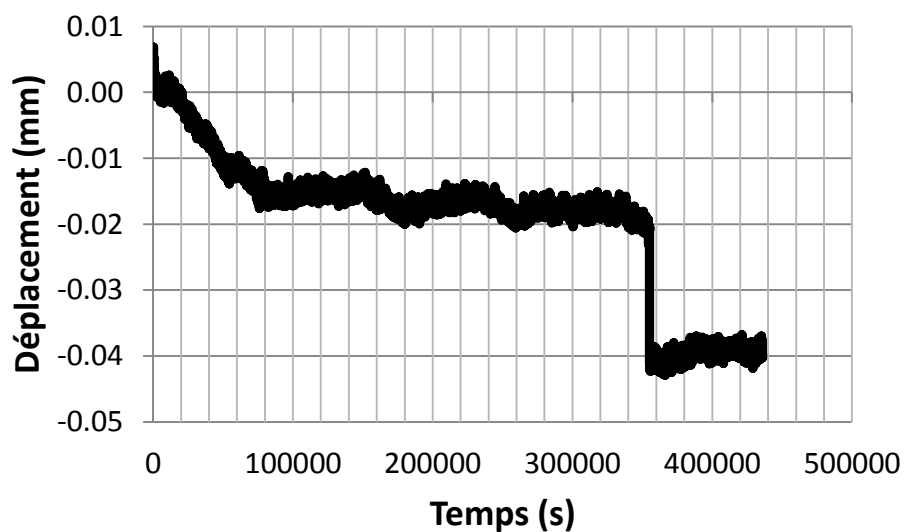


Figure A5-1 : Déplacements mesurés au cours de l'essai de perméabilité *E6-02-8,5 kPa* lorsque la consolidation est stoppée à 50 % ( $t_{50}$ )

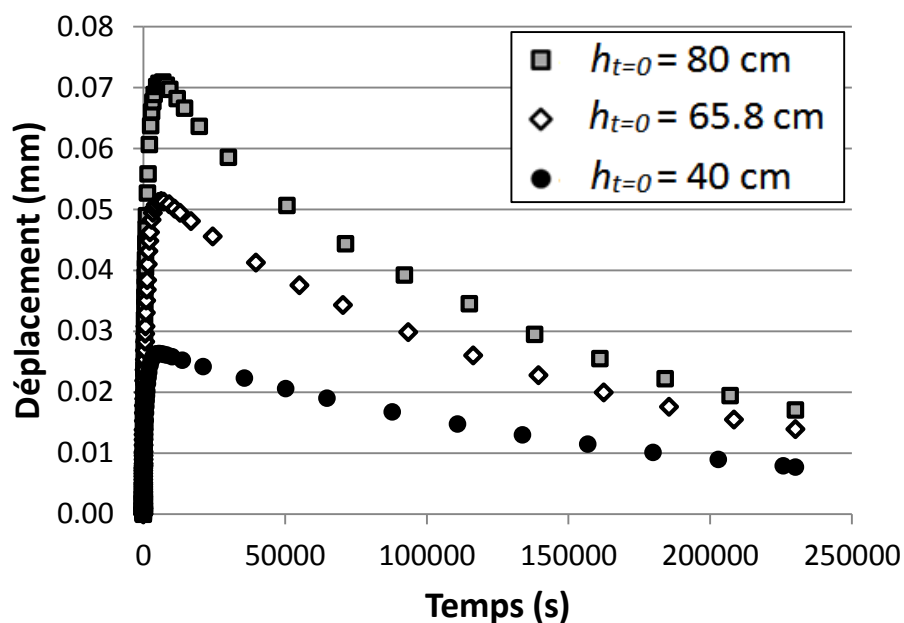


Figure A5-2 : Déplacements modélisés pour l'essai *E4-01-8,5 kPa*, pour différentes valeurs de gradient hydraulique

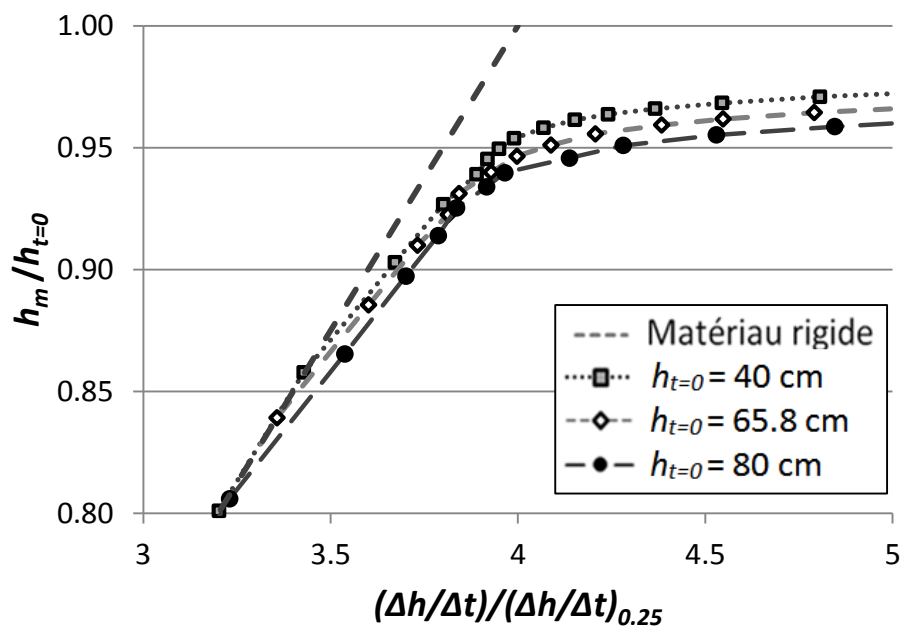


Figure A5-3 : Influence du gradient hydraulique à  $t=0$  sur l'allure des graphiques des vitesses ( $E4-01-8,5kPa$ )

## ANNEXE 6 – Comparaison des graphiques des vitesses avec le modèle numérique et de la solution de Hsieh et al. (1981)

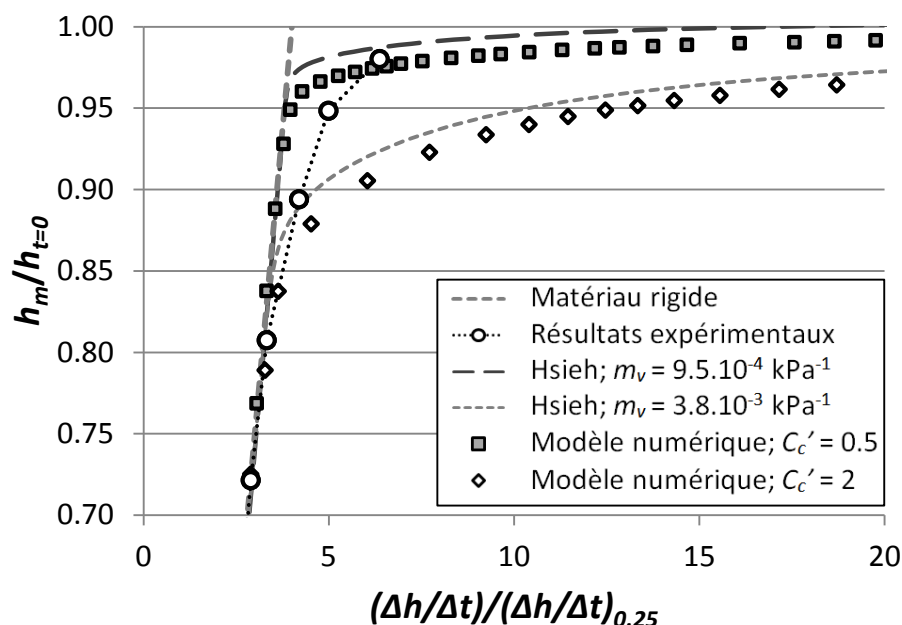


Figure A6-1 : Graphique adimensionnel des vitesses pour l'essai sur le mélange sable-bentonite E1-O1-68 kPa

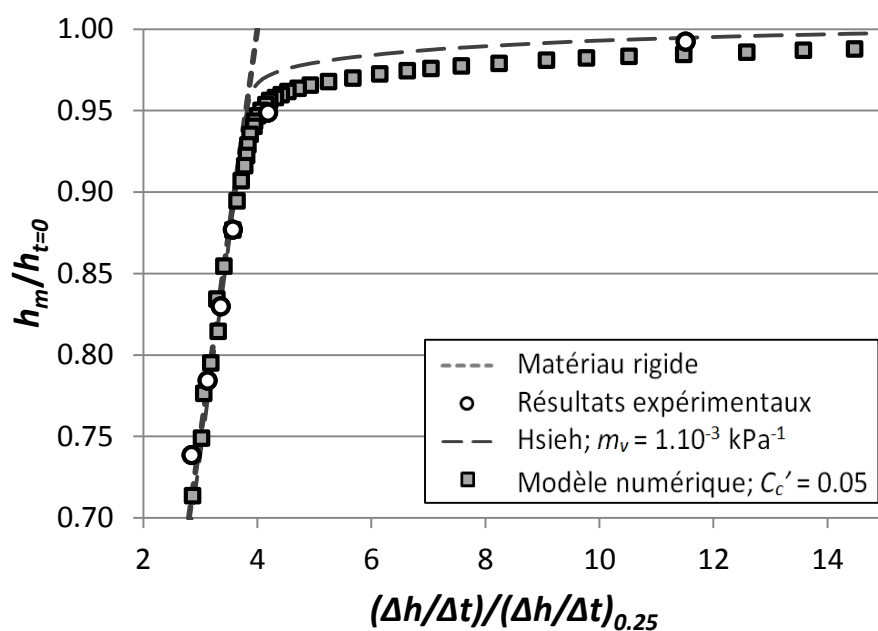


Figure A6-2 : Graphique des vitesses adimensionnel pour l'essai sur le mélange sable-bentonite E4-O1-8,5 kPa