

**Titre:** Modélisation numérique des fondations profondes soumises à du frottement négatif  
Title: Modélisation numérique des fondations profondes soumises à du frottement négatif

**Auteur:** Jérôme St-Michel  
Author:

**Date:** 2016

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

**Référence:** St-Michel, J. (2016). Modélisation numérique des fondations profondes soumises à du frottement négatif [Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal].  
Citation: PolyPublie. <https://publications.polymtl.ca/2262/>

## Document en libre accès dans PolyPublie

Open Access document in PolyPublie

**URL de PolyPublie:** <https://publications.polymtl.ca/2262/>  
PolyPublie URL:

**Directeurs de recherche:** Vincenzo Silvestri, & Ghassan Abou-Samra  
Advisors:

**Programme:** Génie civil  
Program:

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

MODÉLISATION NUMÉRIQUE DES FONDATIONS PROFONDES SOUMISES À DU  
FROTTEMENT NÉGATIF

JÉRÔME ST-MICHEL

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 CIVIL)

AOÛT 2016

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

MODÉLISATION NUMÉRIQUE DES FONDATIONS PROFONDES SOUMISES À DU  
FROTTEMENT NÉGATIF

présenté par : ST-MICHEL Jérôme

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

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

M. COURCELLES Benoît, Doctorat, président

M. SILVESTRI Vincenzo, Ph. D., membre et directeur de recherche

M. ABOU-SAMRA Ghassan, Ph. D., membre et codirecteur de recherche

M. LI Li, Ph. D., membre

## RÉSUMÉ

Dans la dernière décennie, une multitude de chercheurs et d'ingénieurs ont travaillé sur la prédiction des charges pouvant être transmises à un système de fondations profondes par l'entremise d'un sol en processus de consolidation. Ces systèmes sont composés de plusieurs pieux, mais ne sont pas toujours conçus pour résister aux efforts supplémentaires transmis par le tassement du sol. Ces efforts génèrent des contraintes de cisaillement à l'interface sol-pieu. Ce phénomène de frottement est communément appelé frottement négatif (FN) et prend place seulement si l'envergure des tassements du sol dépasse ceux du pieu, et ce pour une profondeur donnée. En effet, il est possible d'observer du FN dans la portion supérieure d'un pieu et du frottement positif (FP) dans la section inférieure, près de la pointe. Le FN se développe lorsque le tassement du sol en périphérie du pieu est supérieur au tassement du pieu. À une certaine profondeur, le tassement du pieu et celui du sol atteignent la même magnitude pour former le plan neutre. De plus, dans le cas d'un groupe de pieux, il y aura nécessairement moins d'effort transmis aux pieux centraux puisque les pieux en périphérie agissent comme un bouclier. L'effet de groupe est généralement le terme utilisé pour référer à ce phénomène.

La présente étude met l'accent sur la prédiction du frottement négatif à l'aide de méthodes numériques, le développement du plan neutre et les mécanismes rattachés à l'effet de groupe. Le code Abaqus/Standard basé sur la méthode des éléments finis (MEF), un outil communément utilisé en géotechnique, a été sélectionné pour réaliser les analyses. Des analyses tridimensionnelles ont été effectuées pour le cas d'un groupe de pieux flottants. L'approche vise à vérifier si la MEF est capable de prédire décemment la charge transmise par le FN.

À des fins de comparaison, l'étude réalisée par Little (1994) sera principalement utilisée en guise de référence. Little (1994) a rapporté les résultats d'une expérimentation en grandeur réelle concernant des groupes de pieux. L'expérimentation a pris place sur le site de Bothkennar situé en Écosse. Deux (2) groupes de pieux, un groupe résistant en pointe et l'autre flottant, ont été foncés dans un dépôt d'argile molle. Le remaniement causé par la mise en place des pieux causa une augmentation de la pression interstitielle, et l'argile molle fut forcée à se consolider. Afin d'éviter que les résultats soient biaisés et pour s'assurer d'être en mesure de séparer les effets causés par le remaniement de ceux causés par la construction du remblai, les expérimentateurs

ont attendu que l'excès de pression interstitielle se soit dissipé complètement. La construction du remblai débuta un (1) an plus tard lorsque la majorité des pressions d'eau en excès fût dissipée. Puisque l'excès de pression interstitielle, les tassements, ainsi que les forces axiales dans les pieux avaient été enregistrés sur une période de plus de deux (2) ans, et que les propriétés mécaniques du sol sont disponibles, ce cas offre la possibilité de vérifier les capacités de la MEF à prévoir les charges induites par le FN, d'étudier l'effet de groupe et l'évolution du plan neutre. Les modélisations incluront le couplage hydraulique-mécanique et le modèle Cam-Clay Modifié (CCM) sera utilisé pour simuler le comportement de l'argile molle. En ce qui concerne l'interaction sol-pieu, cette dernière sera contrôlée par un modèle de frottement qui découle de la loi de Coulomb.

Il est à noter que l'étude d'un simple remblai est tout d'abord effectuée afin de valider la capacité du CCM à décrire les déformations subies à l'endroit de l'argile molle. Le processus de validation est effectué à l'aide des travaux de Magnan (1983) réalisés sur le site expérimental de Cubzac-les-Ponts. En effet, ces travaux présentent de manière détaillée les déformations induites par la construction d'un remblai.

## ABSTRACT

In the last decades, researchers and engineers have been working extensively to predict dragload transfer to deep foundation systems by settling soils. These systems are composed of multiple piles, but aren't always designed to resist dragload. Dragload refers to the axial compression load added to the piles due to the settlements, which are generating downward shear stresses at the pile-soil interface. The shearing phenomenon is commonly called negative skin friction (NSF) and will only appear if soils settle more than piles at a given depth. Therefore, it is possible to observe NSF in the upper section of the pile and positive skin friction further down at pile tip, and at some depth, they would balance each other to create a neutral plane. Moreover, in the case of a pile group, because single pile aren't often used, there will be less dragload added on the interior piles than on exterior piles. This is called group effect, and it is related to a smaller amount of settlement that is taking place inside the group perimeter.

The present study focuses on numerical prediction regarding deep foundation subjected to NSF. Development of neutral plane and mechanisms regarding group effect will be part of the project. The finite element analysis (FEA) package Abaqus/Standard and Abaqus/CAE, that is a common tool in geo-mechanical engineering, has been chosen for its large elements library and material constitutive models. Three-dimensional (3-D) simulations were performed for friction pile groups. The approach is to verify if FEA could produce decent predictions regarding the development of NSF.

Little (1994) reported results of a full-scale experiment on pile groups at Bothkennar experimental site located in Scotland. Two concrete pile groups, an end-bearing one and a friction one, were cast in place. Disturbance resulting from field works caused pore pressure to rise and therefore consolidation took place. Because the investigations wanted to separate the effect resulting from reconsolidation of surrounding soil, from that caused by the embankment construction, they had to wait close to a year so that excess pore pressure could entirely dissipate and that embankment construction could start. Since excess pore pressures, settlements and axial loads were recorded on a two-year period and that many data are available on the mechanical properties of Bothkennar clay, this case is suitable to verify the aptitude of FEA on predicting the evolution of NSF. To simulate the behaviour of clay, a constitutive formulation, derived from the original Cam-Clay, was employed. The coupled consolidation analysis uses the clay plasticity

model in conjunction with porous elasticity model to deliver relevant results. The frictional behaviour at the soil-pile interface was described by a penalty contact method, which is based on the classical Coulomb criterion.

The validation process will start with a simple embankment study in order to insure that the Modified Cam-Clay (MCC) has the ability to describe the behaviour of a soft clay. The work that has been done by Magnan (1983) will be used. In fact, the field measures he obtained at Cubzac-les-Ponts experimental site are well detailed and therefore very suited for this process.

## TABLE DES MATIÈRES

RÉSUMÉ.....	III
ABSTRACT .....	V
TABLE DES MATIÈRES .....	VII
LISTE DES TABLEAUX.....	X
LISTE DES FIGURES.....	XI
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS .....	XIII
LISTE DES ANNEXES.....	XVII
CHAPITRE 1 INTRODUCTION .....	1
1.1 Le frottement négatif.....	1
1.2 Objectifs .....	4
1.3 Organisation du mémoire .....	5
CHAPITRE 2 ÉTAT DES CONNAISSANCES .....	6
2.1 Les mécanismes d'apparition .....	6
2.2 Mobilisation du frottement négatif.....	7
2.3 Cas historiques de problèmes .....	8
2.4 Essais en laboratoire.....	9
2.5 Essais en grandeur réelle .....	9
2.6 Méthodes de calcul des FP pour la prise en compte du FN .....	23
2.6.1 Méthodes issues de la théorie de l'élasticité .....	30
2.6.2 Méthodes Numériques.....	33
2.7 Discussion .....	41
CHAPITRE 3 MODÈLE NUMÉRIQUE.....	42
3.1 Introduction .....	42

3.2 Le code .....	42
3.3 Unités et convention de signes .....	43
3.4 Le modèle numérique (Utilisation de l'interface CAE) .....	44
3.4.1 Géométrie du problème .....	44
3.4.2 Définition des ensembles et l'attribution des sections .....	45
3.4.3 Discrétisation du problème et maillage .....	45
3.4.4 L'assemblage.....	46
3.4.5 Étapes de l'analyse .....	46
3.5 Interaction pieu-sol.....	51
3.5.1 Définition des surfaces .....	51
3.5.2 Modèle d'interface .....	51
3.6 Analyse couplée avec consolidation .....	52
3.6.1 Conditions initiales de nature hydraulique.....	52
3.6.2 Incrémentation du problème et subdivision en étapes .....	52
3.6.3 Conditions aux frontières pour le drainage .....	52
3.7 Les modèles constitutifs .....	52
3.7.1 Élasticité isotrope .....	53
3.7.2 Modèle élastoplastique général pour les sols .....	55
3.7.3 Cam-Clay Modifié.....	65
CHAPITRE 4 VÉRIFICATION DU MODÈLE .....	69
4.1 Généralités.....	69
4.2 Site expérimental de Cubzac-les-Ponts en France .....	70
4.3 Site expérimental du SERC à Bothkennar en Écosse .....	78
4.3.1 Modèle simplifié .....	88

CHAPITRE 5 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS.....	93
5.1 Conclusion.....	93
5.2 Recommandations pour des recherches futures .....	93
BIBLIOGRAPHIE .....	95
ANNEXES .....	101

## **LISTE DES TABLEAUX**

Tableau 2-1 : Prédiction de l'effet de groupe.....	38
Tableau 3-1 : Exemple d'un système d'unités consistant .....	43
Tableau 4-1 : Propriétés des matériaux .....	73
Tableau 4-2 : Propriétés des matériaux .....	81
Tableau 4-3 : Propriétés des matériaux pour le modèle simplifié.....	88
Tableau 4-4 : Comparaison de l'effet de groupe pour différentes valeurs de n.....	92

## LISTE DES FIGURES

Figure 1-1: Concept de frottement positif .....	1
Figure 1-2 : Concept de frottement négatif .....	2
Figure 1-3 : Pieu flottant vs pieu résistant en pointe.....	4
Figure 2-1 : Mobilisation du frottement négatif.....	7
Figure 2-2 : Équilibre de Zeevaert (1959).....	24
Figure 2-3 : Répartition de l'accrochage.....	28
Figure 2-4 : Distribution du frottement négatif.....	29
Figure 2-5 : Concept de superposition .....	33
Figure 3-2 : Répartition de la charge sur les nœuds .....	50
Figure 3-3 : Décomposition des contraintes et des déformations de cisaillement .....	54
Figure 3-4 : La surface d'état limite .....	57
Figure 3-5 : Écrouissage et changement de volume plastique .....	60
Figure 3-6 : Calcul du changement de volume plastique .....	61
Figure 3-7 : Composition des déformations plastiques .....	63
Figure 3-7 : Durcissement induit par le CCM .....	66
Figure 3-8 : Ramollissement induit par le CCM .....	67
Figure 4-1 : Synthèse des caractéristiques géotechniques pour le site de Cubzac-les-Ponts .....	70
Figure 4-2 : Caractéristiques géotechniques in situ versus modèle numérique pour le site de Cubzac-les-Ponts .....	71
Figure 4-3 : Maillage utilisé pour le Remblai B.....	74
Figure 4-4 : Séquence de construction du Remblai B .....	75
Figure 4-5 : Tassement transversal directement sous le remblai .....	76
Figure 4-6 : Pressions interstitielles générées par la mise en place du remblai .....	77

Figure 4-8 : Caractéristiques géotechniques in situ versus modèle numérique pour le site de Bothkennar .....	80
Figure 4-9 : Augmentation théorique des contraintes verticales sous l'axe du remblai .....	82
Figure 4-10 : Évolution de l'excès de pression interstitielle près du pieu central .....	84
Figure 4-11 : Tassement de surface enregistré près du pieu central .....	86
Figure 4-12 : Charge axiale au droit du pieu central.....	87
Figure 4-13:Tassement près du pieu central pour le modèle simplifié .....	89
Figure 4-14 : Charges axiales dans le pieu central pour le modèle simplifié.....	90

## LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

$B_{pieu}$	Diamètre d'un pieu
$C_{pieu}$	Circonférence ou périmètre du fût d'un pieu
$C_{groupe}$	Circonférence ou périmètre d'un groupe de pieux
$D_{n\_pieu}$	Longueur de la fiche du pieu dans le sol sujet au déplacement relatif
$D_{pieu}$	Longueur d'encastrement d'un pieu
$D_{neutre}$	Longueur de la fiche du pieu jusqu'au plan neutre
$E$	Module de Young
$E_S$	Module d'élasticité du sol
$G'$	Module de cisaillement
$K'$	Module élastique isostatique
$K_s$	Coefficient de pression latérale des terres sur un pieu
$K_0$	Coefficient de pression latérale des terres au repos
$L_{pieu}$	Longueur totale d'un pieu
$m_v$	Coefficient oedométrique de changement de volume
$n$	Rapport entre l'espacement des pieux vs leurs diamètres, au sein d'un groupe de pieux
$M$	Facteur de forme de l'ellipse pour le Cam-Clay Modifié
$P_{n.p.}$	Charge induite par le frottement négatif sur les pieux localisés en périphérie d'un groupe de pieux
$P_{n.c.}$	Charge induite par le frottement négatif sur les pieux localisés aux coins d'un groupe de pieux
$P_{n.i.}$	Charge induite par le frottement négatif sur les pieux localisés à l'intérieur d'un groupe de pieux

$P_{neg}$	Charge induite par le frottement négatif
$P_{pos}$	Charge reprise par le frottement positif
$P_{neg\ groupe}$	Charge totale induite par le frottement négatif pour un groupe de pieux
$Q_u$	Capacité portante ultime
$Q_P$	Charge en pointe du pieu
$Q_T$	Charge en tête du pieu
$Q_{P\ ULT}$	Charge en pointe du pieu à l'ultime
$Q_{T\ ULT}$	Charge en tête du pieu à l'ultime
$s$	Espacement des pieux
$s_0$	Tassement du sol en surface
$s_i$	Tassement du sol au centre d'un élément i
$u_0$	Pression interstitielle initiale
$u_t$	Pression interstitielle au temps t
$v$	Volume
$\delta$	Angle de frottement à l'interface sol-fût du pieu
$q$	Contrainte déviatorique ou déviateur
$p'$	Contrainte moyenne effective
$p'_{c0}$	Taille de référence de la surface d'état limite
$p'_c$	Contrainte de préconsolidation
$\varepsilon_{axiale}$	Déformation axiale
$\sigma'_{v0}$	Contrainte verticale effective initiale
$\sigma'_v$	Contrainte verticale effective à proximité du pieu
$\Delta\sigma$	Surcharge due à l'ajout d'un remblai
$S_u$	Résistance au cisaillement non drainé

$S_{moy}$	Résistance au cisaillement moyenne du sol compressible
$\beta$	Coefficient combiné de résistance le long du fût liant $\sigma'_v$ à $\tau_{pieu}$
$\alpha$	Coefficient d'adhérence liant $S_u$ à $\tau_{pieu}$
$\varepsilon_v^e$	Déformation volumétrique élastique
$\varepsilon_s^e$	Déformation distortionnelle élastique
$\varepsilon_v^p$	Déformation volumétrique plastique
$\varepsilon_s^p$	Déformation distortionnelle plastique
$\kappa$	Pente de la courbe de recompression dans le plan $v: \ln(p')$ (CCM)
$\lambda$	Pente de la courbe de consolidation vierge dans le plan $v: \ln(p')$ (CCM)
$\gamma$	Poids volumique du sol
$\gamma'$	Poids volumique effectif du sol
$\phi'$	Angle de frottement interne effectif du sol
$\tau_{pieu}$	Frottement unitaire sur le fût du pieu
$v$	Coefficient de poisson
$\eta$	Rapport $q/p'$
$\pi$	3,1416
$e$	2,7183
CAE	Computer Aided Engineering
CCM	Cam-Clay modifié
CCV	Courbe de consolidation vierge
CRC	Courbe de recompression
CF	Condition aux frontières
EI	Élasticité isotrope
FEA	Finite Element Analysis

FN	Frottement négatif
FP	Frottement positif
LEC	Ligne d'état critique
MEF	Méthode des éléments finis
PP	Potentiel plastique
SEL	Surface d'état limite
SERC	Science and Engineering Research Council

## **LISTE DES ANNEXES**

ANNEXE A – Vue isométrique du maillage pour le site expérimental de Bothkennar .....	101
ANNEXE B – Vue en plan du maillage pour le site expérimental de Bothkennar.....	102
ANNEXE C – Déformations verticales 800 jours après la fin de la construction .....	103

## CHAPITRE 1 INTRODUCTION

### 1.1 Le frottement négatif

Les fondations profondes sont généralement utilisées pour contrer les problèmes liés à la faible capacité portante de certains sols. Elles consistent en un système de reprise des charges. Ces charges, transmises par de quelconques structures sus-jacentes, sont véhiculées au massif de sol sur une profondeur raisonnable. Ces types de fondation sont communément appelés «pieux» et on les retrouve, la plupart du temps, en groupe. Une partie des charges structurales est reprise en frottement par le sol en place au pourtour du pieu. Une autre fraction est reprise par la pointe, qui elle, travaille en compression. Lorsque les forces de frottement latéral sont dirigées dans la direction opposée au mouvement du pieu sous charge, il est question de frottement positif. Le frottement positif est caractérisé par des tassemements plus importants à l'endroit du pieu qu'au droit du sol. La Figure 1-1 schématisé le concept de frottement positif.

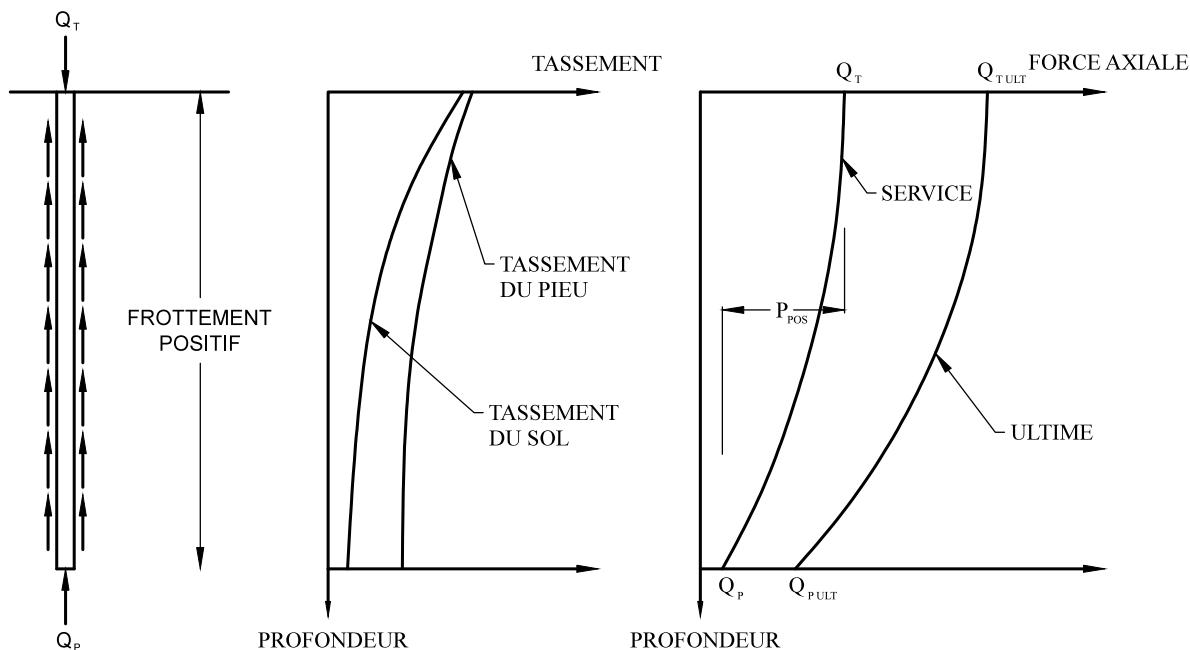


Figure 1-1: Concept de frottement positif

(Adapté de Briaud (1996))

Cependant, des efforts parasites peuvent parfois entrer en jeu et induire des forces de frottement dirigées dans le sens même du pieu sous charge. On pourra qualifier ces efforts parasites comme étant du frottement négatif. Le frottement négatif va apparaître lorsque les tassements du sol vont être plus importants que ceux subis par le pieu. La Figure 1-2 illustre le concept de frottement négatif. Il est à noter que le comportement du pieu à l'état ultime a tendance à faire disparaître le frottement négatif pour la simple raison que ce dernier connaîtra un déplacement vertical supérieur à celui du sol, en tout point.

Étant donné que le frottement négatif n'apparaîtra que pour des conditions où le tassement du sol devient supérieur à celui du pieu, il est possible d'observer le développement des efforts négatifs uniquement dans la section supérieure du pieu. Dans une situation semblable, il serait possible d'observer du frottement positif dans la partie inférieure du pieu ainsi qu'une profondeur pour laquelle les frottements positifs et négatifs s'annuleraient pour former un plan neutre. À cette profondeur le tassement relatif entre le sol et le pieu est nul.

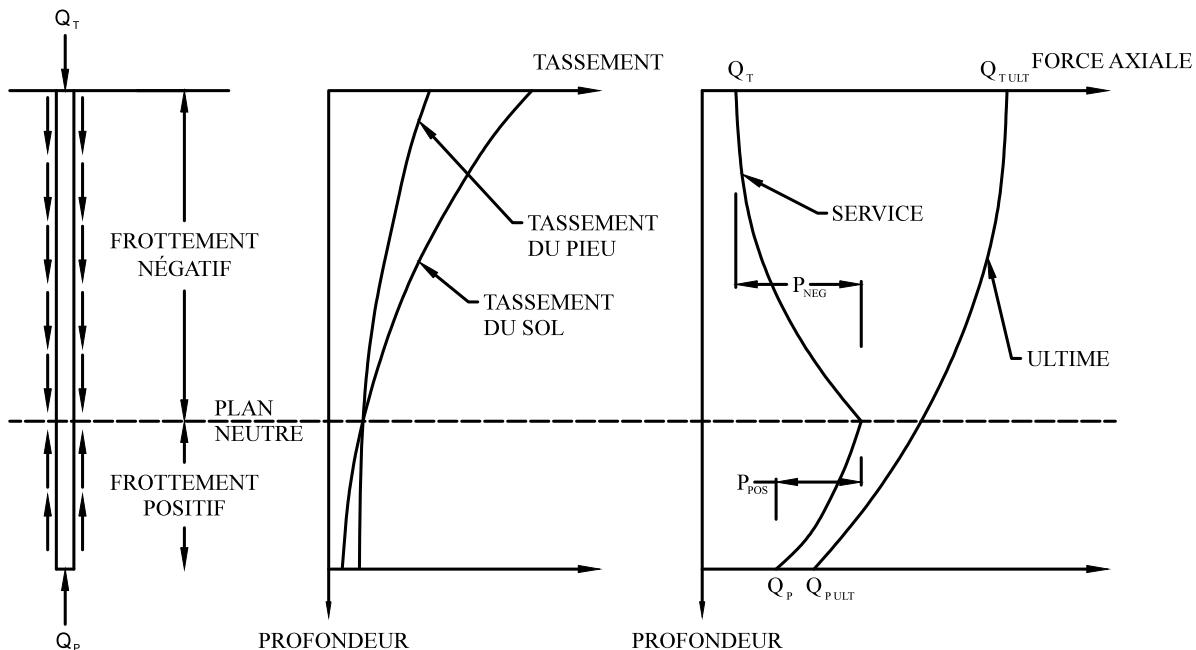


Figure 1-2 : Concept de frottement négatif

(Adapté de Briaud (1996))

La manifestation du frottement négatif est causée directement par le phénomène appelé consolidation. En présence d'un sol saturé, de faible perméabilité, comme de l'argile, dans lequel les contraintes en place sont modifiées, soit par l'ajout d'une surcharge ou par le remaniement du sol ou par la modification des pressions interstitielles, un déséquilibre hydraulique s'installera. Cette perturbation entamera le processus de consolidation. Par exemple, pour une surcharge mise en place sur un dépôt argileux, les contraintes totales vont être modifiées. Tout d'abord, l'eau va reprendre la totalité de la surcharge qui sera progressivement transférée au squelette solide, au fur et à mesure que l'eau associée à la pression interstitielle en excès va être évacuée du massif, et ce, jusqu'à ce que les équilibres hydraulique et mécanique soient rétablis. Lorsque l'eau sort du système biphasique, les contraintes effectives augmentent et le volume total du sol affecté diminue pour laisser place à des déformations. Ces déformations, principalement verticales, sont appelées tassements de consolidation, et ce sont elles qui vont faire apparaître les efforts de cisaillement à l'interface sol-pieu. L'achèvement du processus de consolidation nécessite une dissipation complète de l'excès de pression interstitielle et peut s'étendre sur des dizaines d'années.

Étant donné que le développement des efforts de frottement négatif est intimement lié au processus de consolidation, il sera possible d'observer des corrélations entre le tassement du sol et l'emprise du frottement négatif. De manière générale, le tassement de surface et la mobilisation du FN dans la partie supérieure du pieu sont rapides. Plus en profondeur, le régime hydraulique met du temps à mobiliser le tassement relatif nécessaire au développement du FN. Cependant, avec le temps, il y aura une propagation des efforts parasites vers le bas et donc un déplacement du plan neutre dans la même direction. À l'endroit des pieux flottants, selon Lee & al. (1984) et Fellenius (1984), la position finale du plan neutre semble se stabiliser vers :

$$\frac{2D_{pieu}}{3} \quad (1.1)$$

Pour les pieux travaillant en pointe, le plan neutre se trouvera à proximité de la pointe. La Figure 1-3 présente les (2) types de pieux. De plus, dans le cas des groupes de pieux, car l'utilisation de pieux isolés n'est pas courante, il y aura significativement moins d'efforts transmis aux pieux se

trouvant à l'intérieur du périmètre circonscrit par le groupe qu'aux pieux extérieurs. Ce phénomène est appellé « effet de groupe ». Le groupe de pieux est défini soit par la présence d'une semelle de liaison qui connecte les pieux les uns aux autres, ou bien, par une interaction au niveau des bulbes de pression, Figure 1-3, respectifs à chacun des pieux. Il est à noter que la distribution des bulbes de pression est fonction de la géométrie des pieux et du type de sol. Donc, sans la présence d'une semelle de liaison et en l'absence d'interactions au niveau des bulbes de pression la fondation profonde est dite isolée.

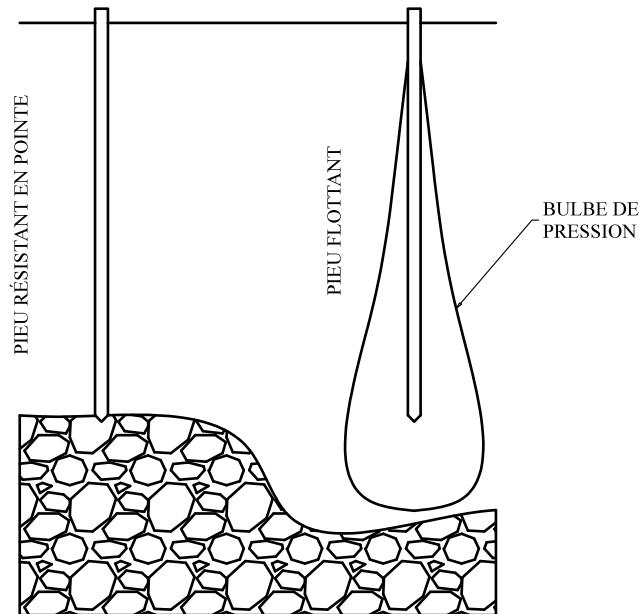


Figure 1-3 : Pieu flottant vs pieu résistant en pointe

## 1.2 Objectifs

Les méthodes actuelles de calcul pour la prise en compte du frottement négatif n'optimisent pas la conception des fondations profondes. En effet, la plupart d'entre elles mènent à des surdimensionnements des composantes de la fondation profonde. L'objectif principal du présent projet est donc d'améliorer ces méthodes de calcul. En second plan, il sera possible de vérifier les aptitudes de la méthode des éléments finis à simuler les interactions sol-structure.

### **1.3 Organisation du mémoire**

Tout d'abord, une brève revue de littérature, concernant les recherches menées sur le frottement négatif, est effectuée au Chapitre 2. Cette dernière va jusqu'à recenser des travaux datant de la fin des années 1930. Le Chapitre 3 présente explicitement le modèle numérique. Il couvre, en détail, les aspects techniques reliés à la création du modèle au sein de l'interface utilisateur et va jusqu'à expliquer les bases théoriques régissant l'utilisation des différents matériaux. Par la suite, au Chapitre 4, le modèle est validé à l'aide de comparaisons effectuées entre les prévisions obtenues par la MEF et des mesures expérimentales. Le mémoire est clos au Chapitre 5. Les conclusions et les recommandations tirées de la présente étude y sont exposées.

## CHAPITRE 2 ÉTAT DES CONNAISSANCES

### **2.1 Les mécanismes d'apparition**

Plusieurs types de perturbations peuvent amener le sol à se consolider. Comme mentionné précédemment, ce processus peut amorcer le développement d'efforts de cisaillement à l'interface sol-pieu. Les activités qui suivent sont susceptibles de faire apparaître les efforts parasites :

- 1) Mise en place d'une surcharge sur un sol compressible traversé par des fondations profondes. Il s'agit ici d'un des cas les plus typiques d'apparition du frottement négatif. Il peut s'agir de piles de stockages temporaires ou de remblais. Les ouvrages de type pont routier construit en remblai, dont les culées sont installées sur pieux, pourront être la cible du frottement négatif, si les remblais d'approche sont mis en place après l'exécution des pieux. Il est à noter qu'il peut y avoir du frottement négatif même si le remblai est construit avant la mise en place des pieux, lorsque la consolidation n'est pas encore terminée. Les culées peuvent-elles aussi être la cible d'efforts de cisaillement parasites.
- 2) Rabattement de la nappe phréatique par pompage de l'eau souterraine. Le pompage vient modifier la pression interstitielle et pousse ainsi le sol à se consolider. La ville de Mexico a subi des tassements importants à cause de l'exploitation de ses aquifères souterrains. Selon Bell (2006), des édifices fondés sur des pieux ont été l'objet de tassements différentiels à cause de l'augmentation du FN.
- 3) Battage de pieux à proximité d'une fondation profonde existante traversant des matériaux sensibles au remaniement. Les travaux d'Indraratna(1992) sur les argiles de Bangkok ont permis de mesurer la pression interstitielle induite par l'installation de pieux. En effet, cette augmentation va amener le sol à se consolider, ce qui peut se traduire par des efforts de frottement/ cisaillement à l'endroit du fût.
- 4) Les sols en voie de consolidation ou remblai récent pouvant faire l'objet de tassement important à cause du potentiel de compressibilité.

## 2.2 Mobilisation du frottement négatif

Comme mentionné précédemment, le pieu doit reposer dans un sol en processus de consolidation pour que le phénomène puisse prendre place. Une problématique importante avec l'apparition du frottement négatif est que dans certains cas, il n'est pas mobilisé complètement. Pour obtenir une pleine mobilisation, il est nécessaire qu'un déplacement vertical relatif minimal prenne place à interface sol-pieu, et ce, en tout point. Selon certains auteurs, dont Combarieu (1985), un déplacement de l'ordre de  $0,01B_{pieu}$ , où  $B_{pieu}$  représente le diamètre du pieu, suffit pour développer le cisaillement maximal à l'interface pieu-sol. Cependant, et malgré le faible déplacement requis, le frottement négatif n'est parfois pas mobilisé à son plein potentiel. Une mobilisation partielle du frottement négatif n'est pas mauvaise en soi, mais elle complexifie grandement la conception des fondations qu'elle affecte. Le surdimensionnement qui peut être nécessaire occasionne des coûts supplémentaires. Le schéma de la Figure 2-3 illustre les cas possible de la mobilisation du frottement négatif.

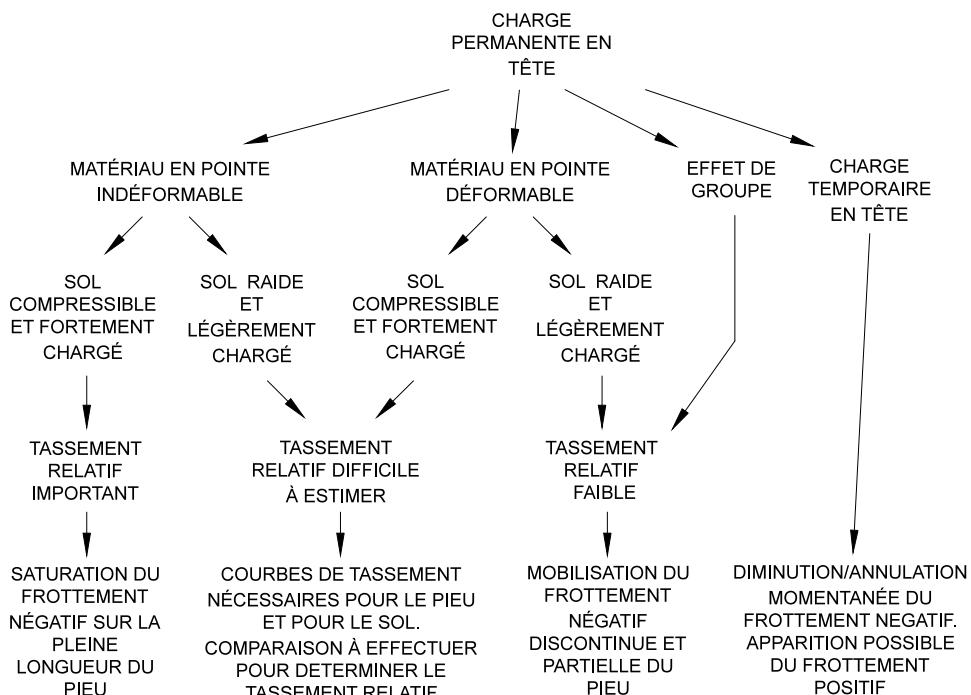


Figure 2-1 : Mobilisation du frottement négatif

(Inspiré de Combarieu (1985))

L'évolution du FN dans le temps sera inévitablement fonction des propriétés hydrauliques des matériaux rencontrés ainsi que des conditions de drainage. En effet, la perméabilité et l'indice des vides jouent des rôles déterminants, mais les conditions de drainage au niveau des couches de sol affectées vont gouverner la propagation du FN dans le temps. Pour un dépôt naturel d'argile reposant sur une couche de matériau granulaire perméable, donc doublement drainé, l'accroissement des efforts de compression dû au FN sera plus rapide que dans des circonstances où le dépôt reposerait sur une couche raide imperméable.

La complexité du problème est d'autant plus appréciable lorsque la prise en compte du remaniement est incluse dans l'analyse. En effet, la mise en place des pieux va remanier le sol circonscrit dans un certain périmètre. Cela va ainsi modifier la contrainte effective près du fût en faisant grimper les pressions interstitielles. C'est pourquoi les contraintes *in situ* ne devraient pas être directement utilisées pour l'analyse d'un pieu soumis au frottement négatif.

### **2.3 Cas historiques de problèmes**

Des manifestations du frottement négatif sont, depuis plus de cinquante (50) ans, rapportées partout dans le monde. Les travaux de Broms (1979) recensent la plupart des cas qui suivent.

**Miller (1938)** décrit les problèmes rencontrés à l'endroit des fondations d'une manufacture en Hollande. Fondé sur des pieux de bois, traversant une couche de sol compressible, le bâtiment avait tassé de 0,70 m en quatre (4) ans.

Aux États-Unis, **Moore (1947)** répertorie un cas où des pieux avaient littéralement été arrachés de la semelle de liaison. Les pieux avaient été mis en place à travers un remblai de 13 m suivi d'une couche de sol compressible présente sur 15 m. Les efforts parasitaires avaient généré des forces de compression supplémentaire de l'ordre de 1500 kN par pieu.

**Florentin & L'Hériteau (1948)** constatent les effets du frottement négatif sur un chantier français. L'apparition du frottement négatif charge les pieux et occasionne des tassements importants au droit des pieux n'atteignant pas la couche de sol dense.

## 2.4 Essais en laboratoire

Une multitude d'essais en laboratoire ont été effectués pour reproduire le phénomène de frottement négatif. La plupart de ces essais ont été entrepris sur des pieux de faible diamètre, autrement dit sur des modèles réduits. Notons les travaux de **Elmasry (1963)**, **Silva (1966)**, **Koerner & Mukhopadhyay (1972)**, **Takashi & al. (1974)**, **Ito & Matsui (1976)** et **Shibata (1982)** tous effectués sur des pieux dont les diamètres étaient compris entre 25 et 76 mm. Les essais sur modèles réduits soulèvent de la controverse en ce qui concerne leur capacité à représenter la gravité. Contrairement aux simples modèles réduits, certains essais ont été réalisés à l'aide de centrifuge dans le but de reproduire l'impact réel que peut avoir la gravité. C'est notamment le cas des travaux de **Leung (2009)** qui une modélisation par centrifugeuse pour suivre le comportement de pieux et de groupes de pieux soumis au frottement négatif. À l'aide de montage à échelle réduit et d'un champ gravitationnel appliquant la force rencontrée sur Terre, il tente de reproduire le phénomène d'apparition du FN. Il utilise des pieux évidés de 278 mm de long possédant un diamètre de 12 mm. Il établit que la magnitude des efforts transférés par le sol est fonction du tassemement et qu'un chargement vertical, en tête du pieu, peut momentanément réduire, et même, annuler le frottement négatif. Il met aussi en évidence l'effet de groupe. En raison de la grande disponibilité des études effectuées en grandeur réelle et de leur qualité, une description exhaustive des études à échelle réduite n'est pas nécessaire. La section qui suit met l'accent sur des essais réalisés en pleine grandeur.

## 2.5 Essais en grandeur réelle

**Gant & al. (1958)** ont effectué un projet expérimental sur des pieux soumis aux effets du frottement négatif. Le projet a été réalisé pour le compte du Connecticut State Highway Department en partenariat avec l'Université du Connecticut. Un remblai d'approche d'une hauteur d'environ 15 m a été construit à West-Haven et 11 pieux y ont été battus environ un (1) an après la fin de la construction du remblai. De ces 11 pieux, 4 étaient inclinés à 1H : 6V et 3 étaient instrumentés. Des essais en laboratoire ont été réalisés sur des échantillons de sol pour déduire les propriétés mécaniques du sol. Le suivi des pieux a été effectué pendant près de 3

mois. La force maximale axiale induite dans les pieux atteint presque 900 kN à environ 21 m sous la surface du remblai.

À l'aide des propriétés mécaniques et des mesures in situ, les auteurs ont calculé que la charge maximale induite par la consolidation du sol imposerait aux pieux une charge approximative de 905 kN pour un pieu isolé et de 960 kN en assimilant le groupe de pieux à un bloc de sol n'incluant pas les pieux inclinés. Les calculs étaient basés à la fois sur les méthodes en contrainte effective et celles en contrainte totale.

**Johannessen & Bjerrum (1965)** ont réalisé une des expérimentations les plus importantes sur un modèle à grande échelle. Les essais ont été réalisés à Oslo en Norvège. Deux (2) pieux d'acier de 47 cm de diamètre ont été fichés dans une argile marine jusqu'au roc se trouvant à environ 53 m sous le niveau moyen des mers. Malheureusement pour eux, l'instrumentation du pieu A a été endommagée lors du battage. Seulement les résultats au droit du pieu B ont pu être présentés. Dans les mois suivant l'installation des pieux, un remblai d'une hauteur de 10 m a été mis en place au pourtour des pieux. L'instrumentation a permis de mesurer directement, sur une période d'environ deux (2) ans, la pression interstitielle, le tassement du sol ainsi que le raccourcissement élastique du pieu. Les excès de pression interstitielle s'étant dissipés assez rapidement au bas et en tête du massif argileux suggèrent une consolidation en milieu doublement drainé. Un tassement total de 1,7 m incluant 0,5 m attribuable à un glissement de terrain ayant affecté les essais en induisant de la flexion à l'endroit des pieux a été enregistré.

En avril 1964, le raccourcissement élastique du pieu B atteint 14,3 mm. À l'aide des mesures de compression, les auteurs établissent la distribution des contraintes dans le pieu. Ils associent la valeur de 14,3 mm à une contrainte d'environ 196 kPa en pointe du pieu. Tentant d'établir un profil des contraintes de cisaillement à l'endroit du fût, ils assument que pour un déplacement relatif majeur entre le sol et le pieu, le frottement unitaire devrait être fonction des contraintes effectives. Cette hypothèse leur semblait plus réaliste que celle basée sur la résistance non drainée. Ils assument donc que le frottement unitaire sur le fût est donné par :

$$\tau_{pieu} = \sigma'_v K_s \tan(\delta) \quad (2.1)$$

avec  $\sigma'_v$  : contrainte verticale effective à proximité du pieu;  $K_s$  : coefficient de pression latérale des terres sur un pieu;  $\delta$  : angle de frottement à l'interface sol-fût du pieu.

Ils déduisent les contraintes effectives depuis les mesures piézométriques, assument que le terme  $K_s \tan(\delta)$  demeure constant avec la profondeur et obtiennent donc, paramétriquement, le frottement unitaire sur le fût. Toujours de manière paramétrique, ils obtiennent le raccourcissement élastique théorique du pieu qu'ils comparent au raccourcissement élastique mesuré pour déduire une valeur de  $K_s \tan(\delta)$  égale à 0,2 (avril 1964). Cette valeur, constante avec la profondeur fluctue dans le temps. Elle s'approcherait de 0,12 pour les mesures effectuées en mai 1963.

**Bjerrum & al. (1969)**, dans le cadre de deux (2) projets nécessitant l'installation de fondations profondes, instrumentent dix (10) pieux dans le but d'approfondir les connaissances quant aux méthodes disponibles pour contrer l'apparition du frottement négatif sur les pieux fichés au roc.

Cinq (5) pieux expérimentaux sont implantés sur le site d'Herøya situé à 120 km au sud d'Oslo. Au moment où les essais ont lieu, le site subissait des tassements de l'ordre de 140-150 mm par année dus à la mise en place ultérieure d'un remblai. Les pieux sont exécutés jusqu'au roc, atteint pour des profondeurs comprises entre 25 et 35 m. Un pieu court, implanté uniquement sur l'épaisseur remblayée est employé pour un essai d'arrachement visant à procurer les propriétés de frottement du remblai. Le revêtement de bitume ainsi que la protection cathodique sont testés et comparés à un pieu témoin. Les résultats expérimentaux montrent que le bitume, couplé à une pointe élargie, réduit de 90% la charge axiale induite par les efforts de frottement négatif. La protection cathodique permettra d'obtenir une réduction de 50% au niveau des efforts parasites tout en permettant de prévenir la corrosion. Cependant, à cause de la magnitude nécessaire au niveau du courant électrique, la technique s'avère dispendieuse.

Le second site, Sorenga, situé dans le port d’Oslo, est remblayé avec des matériaux lâches sur des épaisseurs qui varient entre 13 et 15 m. Un total de cinq (5) pieux est réparti sur les deux (2) extrémités du terrain. Au moment de l’étude, le site subissait, à l’une de ses extrémités, des tassements de l’ordre de 100-150 mm par année. Sur cette extrémité, un caisson en place dans le remblai assure l’intégrité du recouvrement de bitume qui réduira de 95% les efforts dus au frottement négatif. L’autre extrémité du site, ayant complété son processus de consolidation, ne subissait que de minimes tassements. Deux (2) pieux y sont donc été installés afin de valider la réduction qui pouvait être obtenue en utilisant une pointe élargie. La charge parasitaire se voit réduite de 16%.

Les auteurs concluent que les enduits à base de bitume peuvent réduire de manière significative les effets du frottement négatif. La méthode représente une solution économique puisqu’elle a permis d’économiser près d’un (1) million de dollars canadiens au site d’Herøya.

**Fellenius & Broms (1969)** ont effectué le suivi de deux (2) pieux de béton préfabriqués fichés dans une couche composée de sable et de silt, recouverte d’une argile marine normalement consolidée d’une épaisseur de 40 m. Les travaux se déroulent près de Gothenburg, une ville située dans le sud-ouest de la Suède. Un système de jauge est développé spécialement pour le projet et permet de mesurer directement les forces et les moments induits. De plus, il permet de connaître les efforts transmis au pieu durant le battage et immédiatement après l’installation. Des plaques de tassements ainsi que des piézomètres sont implantés sur le site avant l’installation des fondations. Les pieux atteignent des refus autour de 55 m de profondeur. Les efforts de compression dans les pieux après le battage semblent être égaux aux poids propres de ces derniers, mais les efforts de flexion atteignent 35% de la valeur à la rupture pour l’un de pieux.

Environ 150 jours après l’installation des pieux, l’excès de pression interstitielle causé par la mise en place des pieux est complètement dissipé. À lui seul, le tassement, d’environ 3 mm, engendré par la reconsolidation du sol en périphérie des pieux a induit des charges de 250 et 300kN dans les pieux. Évidemment, ces efforts, maximaux, ont été obtenus à la base de la couche d’argile sous laquelle le frottement positif s’est développé, dans les couches de silt et de sable.

L'étude révèle que le remaniement du sol, suite au battage, peut transmettre des efforts de compression considérables aux fondations profondes pour un tassement minime.

**Endo & al. (1969)** conduisent des essais sur un site expérimental situé à quelques kilomètres de Tokyo, au Japon. Le site est composé d'un dépôt alluvial compressible d'environ 43 m d'épaisseur se tassant à un rythme de 150 mm par année. Ces tassements importants sont continuellement occasionnés par le pompage de l'eau souterraine. Quatre (4) types de pieux métalliques tubés sont employés pour étudier trois (3) aspects : les disparités entre les pieux supportés en pointe et ceux flottants, la différence au niveau du type de pointe (fermée ou ouverte) et puis, l'influence quant à l'inclinaison du pieu. Le suivi et les mesures sont effectués périodiquement pendant près de deux (2) ans.

Des essais en laboratoire sont menés pour effectuer des comparaisons au niveau des propriétés mécaniques du sol avant le battage et deux (2) ans après l'installation. Les changements sont insignifiants sauf pour le sol échantillonné à l'intérieur des pieux tubés. Quant au développement du frottement négatif, il est observé, près de la surface et ainsi qu'en pointe, qu'il se stabilise rapidement dans le temps. À la profondeur du plan neutre, les efforts négatifs se développent sur une période de temps plus longue. Cela étant possiblement expliqué par un tassement relatif faible à l'interface sol-pieu. Les positions finales des plans neutres sont similaires pour tous les pieux avec des efforts maximaux enregistrés entre 1600 kN pour le pieu flottant et 3000 kN pour le pieu vertical avec pointe fermés. L'existence du plan neutre étant maintenant claire, Endo & al (1969) proposent que ce dernier se déplace vers le bas dans le temps. Lors de la présente étude, ce dernier converge à une profondeur relative comprise entre :

$$0,73 \leq D_{neutre}/D_{n\ pieu} \leq 0,78 \quad (2.2)$$

En se basant sur les travaux passés de Johannessen & Bjerrum (1965), ils mentionnent que le calcul en contrainte effective est plus approprié pour le calcul des efforts induits par le frottement négatif. Ils obtiennent des valeurs de  $K_s \tan(\delta)$  comprises entre 0,20 et 0,35.

Pour conclure, une méthode de conception est proposée pour les pieux reposant en pointe : (1) s'assurer que la section du pieu puisse reprendre les forces engendrées par le frottement négatif dans la partie au-dessus du plan neutre,  $F_N$ , et (2) s'assurer que la résistance en pointe ne soit pas excédée par les efforts transmis en pointe,  $Q_P$ .

$$F_N = \eta K_s \tan(\delta) C_{pieu} \int_0^{\beta D_{n\ pieu}} \sigma'_v dz \quad (2.3)$$

$$Q_P = \eta K_s \tan(\delta) C_{pieu} \int_0^{(2\beta-1)D_{n\ pieu}} \sigma'_v dz \quad (2.4)$$

avec  $\eta$  : coefficient qui dépend du type de pointe;  $\beta = D_{neutre}/D_{n\ pieu} > 1/2$

**Bozozuk (1972)** étudie le comportement d'un pieu flottant d'une longueur d'environ 48m. Le site, localisé au Québec, est composé de l'argile de la mer de Champlain. Le suivi du pieu d'acier de 30 cm de diamètre s'effectue pendant 5 ans. Afin de quantifier les charges de frottement unitaire, l'auteur distingue trois (3) contributions qui, juxtaposées, décrivent la contrainte horizontale sous le centre d'un remblai routier. À l'aide d'une équation semblable à celle employée par Johannessen & Bjerrum (1965), il décrit la contrainte effective horizontale in situ contribuant à induire le frottement sur le fût du pieu. Le frottement unitaire, après la dissipation de l'excès de pression interstitielle, sera donné par :

$$\tau_{pieu} = MK_0 \gamma' z \tan(\phi') \quad (2.5)$$

avec  $M$  : facteur de frottement à l'interface sol-fût du pieu ( $0 < M \leq 1$ ) ;  $z$  : profondeur depuis la surface du sol

En utilisant une forme incrémentale :

$$dP = C_{pieu} MK_0 \gamma' z \tan(\phi') dz \quad (2.6)$$

avec  $dP$  : incrément de charge dans le pieu;  $dz$  : incrément de longueur sur le fût du pieu

Faisant tout d'abord l'hypothèse que la zone en frottement positif et celle en frottement négatif possèdent des propriétés de frottement identiques et en intégrant sur les sections du pieu subissant respectivement du frottement positif et négatif, il obtient :

$$P_{neg} = \int_0^{D_{neutre}} C_{pieu} MK_0 \gamma' z \tan(\phi') dz \quad (2.7)$$

$$P_{pos} = \int_{D_{neutre}}^{D_{pieu}} C_{pieu} MK_0 \gamma' z \tan(\phi') dz \quad (2.8)$$

À l'aide de cette contribution, ainsi qu'en négligeant la charge en pointe et en n'appliquant pas de charge en tête, il effectue un équilibre statique entre le frottement négatif et le frottement positif. Il détermine l'emplacement du plan neutre. Donc, le plan neutre se situerait à la profondeur de :

$$D_{neutre} = D_{pieu} / \sqrt{2} \quad (2.9)$$

Il définit ensuite la contribution du remblai à l'augmentation de la contrainte effective horizontale. À l'aide de la théorie de l'élasticité linéaire (Baladi (1967) et Perloff et al. (1967)) et des conditions de contrainte plane, il établit une distribution de la surcharge due au remblai. En intégrant la distribution et en utilisant les paramètres de frottement précédents, liant la contrainte horizontale au frottement unitaire, il établit la distribution du frottement unitaire dû au remblai.

L'auteur mentionne l'importance de la contribution apportée par le tassement différentiel du remblai, mais ne l'inclut pas dans sa prédiction des efforts induits par le frottement parasitaire. En somme, en fin de consolidation, une charge maximale de 1345 kN devrait être développée à 23 m de profondeur. L'auteur met l'accent sur le fait que la zone d'effort maximal, le plan neutre, séparant la zone en frottement positif de celle en frottement négatif, se déplace vers le bas dans le temps au fur et à mesure que l'excès de pression interstitielle se dissipera. En effet, l'excès de pression se dissipe plus lentement en profondeur.

La section du pieu, en place dans le remblai, subit des efforts quelque peu inférieurs à ceux prédicts. Bozozuk associe cela à la non-prise en compte des efforts horizontaux transmis par les tassements différentiels du remblai. Sous le plan neutre, la forme des courbes diverge. Cela est attribué au fait que les dernières mesures instrumentales (après 5 ans) avaient été réalisées alors que la pression interstitielle à ce niveau était toujours élevée, contrairement à la prédiction qui elle prenait en compte une consolidation complète du massif argileux. Il conclut donc que la contrainte effective horizontale, dans le cas d'un pieu flottant, est liée aux efforts de frottement négatif transmis. Il montre aussi que la résistance au cisaillement non drainé ne corrèle pas avec la force de cisaillement induit dans le pieu, donc que la méthode en contrainte totale n'est pas vérifiée ici.

**Fellenius (1972)** décrit la poursuite des travaux de Fellenius & Broms (1969) sur deux (2) pieux "Herkules" en béton possédant des sections de  $800 \text{ cm}^2$ . Les mesures réalisées sur la force axiale pouvant être développée par la reconsolidation du sol sont poursuivies jusqu'à 495 jours. Par la suite, une charge en tête de 430kN est ajoutée et une année plus tard une charge supplémentaire d'environ 350kN est ajoutée pour totaliser une charge de 800kN. Il est à noter que les ajouts de surcharge éliminent momentanément le frottement négatif. Les efforts engendrés sont repris en frottement par la couche composée de sable et de silt. Les efforts en pointe ne sont pas affectés. Il est donc possible de formuler que lorsqu'une charge est ajoutée en tête, seulement l'excédant par rapport aux efforts axiaux déjà existants sera transmis à la partie inférieure du pieu. Lors de l'ajout de la charge de 360kN, du frottement positif est développé momentanément dans la partie supérieure du pieu.

Dans la deuxième partie des travaux de 1972, l'auteur décrit des considérations pour la conception des pieux. Il propose d'appliquer des facteurs de sécurité partiels pour calculer la charge admissible.

$$\begin{aligned}
& f_{T,perm} Q_{T,perm} \\
& \leq \frac{1}{f_{Q_u}} (Q_u^{pointe} + Q_{u,a}^{frottement latéral}) - f_{neg} P_{neg} \\
& \quad - f_{T,temp} Q_{T,temp}
\end{aligned} \tag{2.10}$$

avec  $f_{T,p}, f_{Q_u}, f_{neg}$  et  $f_{T,temp}$  : facteurs de sécurité partielle pour la charge permanente en tête;  $Q_{T,perm}$  : charge permanente en tête;  $Q_u$  : capacité portante ultime;  $P_{neg}$  : effort induit par le frottement négatif;  $Q_{T,temp}$  : charge temporaire en tête;  $Q_{u,a}^{frottement latéral}$  : frottement généré sous le plan neutre (positif).

Si  $f_{T,temp} Q_{T,temp} < 2P_{neg}$  la charge temporaire n'est pas considérée dans le processus de conception. L'effort induit par le frottement négatif,  $P_n$ , est pris égal au frottement généré au-dessus du plan neutre,  $Q_{u,b}^{frottement latéral}$  (négatif).

Finalement, des méthodes de réduction du frottement négatif sont décrites. Il propose entre autres d'utiliser un enduit bitumineux ou encore le processus d'électro-osmose.

**Walker & Darvall (1973)** entreprennent des essais expérimentaux dans l'ouest de Melbourne. Les essais sont réalisés sur deux (2) pieux tubés d'acier de 76 cm de diamètre. Un des pieux est recouvert de bitume. Les pieux sont fichés dans une couche de sol comportant environ 6 m de sable en surface reposant sur 15 m d'argile silteuse le tout prenant place sur un gravier et sable dense. Le sol, instrumenté à l'aide de piézomètres et de plaques de tassement, a par la suite été recouvert par un remblai de 3 m.

Connaissant les contraintes de préconsolidation, ils déduisent que l'incrément de charge dû à l'ajout du remblai n'amènera pas l'argile silteuse dans le domaine normalement consolidé, mais déduisent cependant que le fluage devrait être une composante importante du tassement de consolidation à cause du faible incrément de charge. Les hypothèses se confirment à l'obtention des résultats de terrain. L'excès de pression interstitielle développé durant la mise en place des

pieux ne s'étant pas dissipé, les tassements enregistrés durant environ 300 jours se produisent à contrainte effective constante et sont donc attribués au fluage. Les résultats montrent aussi l'efficacité du bitume quant à la réduction des efforts parasitaires. Dans le cas du pieu ne possédant pas de recouvrement de bitume, une charge d'environ 1790 kN est développée à une profondeur équivalente au deux tiers de la fiche du pieu comparativement à une charge approximative de 30 kN pour le pieu ayant été recouvert de bitume.

En comparant la résistance au cisaillement non drainé de l'argile au frottement unitaire au droit du fût du pieu, ils concluent que les faibles tassements n'ont pas permis de développer les pleines contraintes de frottement négatif.

En analysant le développement de la charge axiale (à 20 m de profondeur) dans le fût, par rapport aux tassements enregistrés, ils notent que l'augmentation de la charge dans le pieu, après la fin des travaux semble être intimement liée au tassement plutôt qu'à la pression interstitielle qui elle ne varie pas. Ils émettent donc l'hypothèse que la charge axiale dans le pieu continuera d'augmenter tant que les tassements secondaires (fluage) ne cesseront pas.

En parallèle avec les essais *in situ*, et ceux en laboratoire, Walker & Darvall (1973) développent un modèle de prédiction à l'aide de la méthode des éléments finis. Ce modèle considère l'interaction sol-pieu. La réponse du sol est obtenue à partir de l'équation constitutive :

$$\frac{q}{p} = C_1(1 - e^{-C_2 \varepsilon_{axiale}}) \quad (2.11)$$

avec  $q$  et  $p$  : contraintes déviatorique et effective moyenne;  $\varepsilon_{axiale}$  : déformation axiale;  $C_1$  et  $C_2$  : constantes propres au sol.

Les résultats des simulations numériques à partir de la MEF sont en bon accord avec les résultats obtenus sur le site expérimental. La charge prédictive dépasse d'environ 10 % la charge réelle enregistrée.

**Okabe (1977)** a réalisé des essais à grande échelle sur quatre (4) pieux isolés et un groupe de pieux. Les essais ont été réalisés pour la compagnie des chemins de fer japonais. Les expérimentations se sont déroulées près de Tokyo, sur un corridor faisant 5 km de largeur formé de sol argileux et silteux avec de faibles caractéristiques mécaniques. De plus, le site subissait d'importants tassements dus au pompage de l'aquifère souterrain.

Trois (3) des pieux isolés ont servi à évaluer l'influence du temps sur le développement des efforts de cisaillement parasitaires, mais aussi à étudier la réponse du pieu à l'ajout de surcharge en tête. Le profil des contraintes de cisaillement négatives a pu être comparé à des prévisions établies à partir de mesures *in situ* et d'essais en laboratoire. En comparaison avec les autres méthodes de sondage, Okabe conclut que l'essai de compression non confiné ne semble pas être adéquat pour estimer les charges dues au frottement négatif.

Finalement, il réalise des essais basés sur une méthode qu'il nomme « Friction-Free Pile Method ». Il performe tout d'abord un essai sur un pieu tubé autour duquel il place un pieu caisson de diamètre supérieur protégeant le pieu interne en reprenant les efforts de frottement négatif. Il applique un concept similaire à un groupe principal de vingt-quatre (24) pieux espacés à 1,5 m centre-centre. Sur le périmètre du groupe, il met en place quatorze (14) pieux secondaires qui ont comme fonction de reprendre les efforts de frottement négatif. Ces derniers ne sont pas connectés à la semelle de liaison et n'ont donc aucune influence sur le groupe principal. Après 1040 jours, les résultats enregistrés montrent que les pieux intérieurs, ceux connectés à la semelle de liaison, ne développeront pas de frottement parasitaire sur leurs fûts. Quant aux pieux secondaires, ils reprennent des efforts axiaux nettement inférieurs à ceux développés dans le cas des pieux isolés.

**Bhandari & al. (1984)** effectuent un essai expérimental à grande échelle sur un pieu de béton armé d'une longueur de 28,4 m. L'essai est réalisé à Visakhapatnam situé sur la côte est de l'Inde. Le dépôt naturel est composé principalement d'une argile marine molle. À l'aide d'un pieu de petite taille, ils décident de réaliser une pré-étude pour la sélection des instruments de mesure et pour s'assurer de l'efficacité du système de drains de sable prévu. Ce pieu, d'une longueur de 5 m, a été testé en arrachement pour obtenir les paramètres de frottement des matériaux en place. Il est par la suite décidé que le site serait instrumenté à l'aide de piézomètres

et de jauges de tassement. Des drains de sable sont aussi mis en place afin d'accélérer le processus de consolidation.

Le site est surchargé sur un rayon de 9m autour du pieu pour amorcer la consolidation du sol. Un premier incrément d'environ 33 kPa fait apparaître du frottement négatif, mais en ne sollicitant que les huit (8) premiers mètres de sol. Les auteurs concluent que la croûte d'argile desséchée et fissurée, présente sur 3m, reprend et prévient, par un effet de radeau, le transfert de la surcharge vers le sol sous-jacent. C'est ce qui explique que les piézomètres sous la profondeur de 8m ne ressentent pas la présence de la surcharge. Lorsque la surcharge est augmentée, pour totaliser approximativement 48 kPa, le frottement négatif est généré sur toute l'épaisseur de la couche d'argile molle. À l'aide des données recueillies suite à l'essai d'arrachement et de méthodes de calcul en contrainte totale ainsi qu'en contrainte effective, ils obtiennent des coefficients reliant les contraintes in situ au frottement unitaire. Ces valeurs sont respectivement de l'ordre de 0,46-0,53 et 0,20-0,24.

**Indraratna (1992)** a suivi l'évolution à court et à long terme du frottement négatif des pieux fichés dans l'argile de Bangkok. L'étude est justifiée par le fait que des fondations profondes sont communément utilisées pour soutenir les grands ouvrages près de Bangkok. Le remaniement occasionné par l'installation de pieux, ainsi que le pompage intensif de l'eau souterraine dans les plaines avoisinant les centres urbains amènent le sol à se consolider. Reposant à une élévation près du niveau moyen des mers, les sites naturels composés de l'argile de Bangkok peuvent aussi être amenés à se consolider suite aux rehaussements visant à minimiser les problèmes liés aux inondations.

Deux (2) pieux de béton précontraint instrumentés à l'aide de deux (2) systèmes indépendants de mesure des charges, soit des cellules de charge et des tiges témoins sont employés. Un des pieux est recouvert d'un enduit à base de bitume afin de valider son efficacité à réduire le frottement négatif. Des piézomètres, ainsi que des plaques de tassements sont utilisés afin d'enregistrer les effets ressentis au niveau du sol par l'ajout d'une surcharge. Les mesures sont poursuivies jusqu'à neuf (9) mois après la mise en place des pieux. Des essais en laboratoire et sur le site expérimental sont aussi menés.

Dans un premier temps, des essais d'arrachement ont été effectués sur les deux (2) pieux à différents niveaux d'enfoncement. À partir de ces essais, l'auteur tire les propriétés de frottement à court terme. Les pressions interstitielles induites par le battage n'étant pas totalement dissipées, l'auteur rappelle que l'approche en contrainte totale doit être utilisée avec prudence. À la suite des essais d'arrachement, le battage des pieux se finalise et un remblai de 2 m est construit. Le suivi à long terme permet d'établir le profil des tassements du sol et de la charge axiale au droit des pieux en fonction de la profondeur. Il devient évident que le plan neutre se déplace vers le bas lors du processus de consolidation. Le phénomène est expliqué par le profil des tassements en fonction de la profondeur. En effet, les tassements relatifs à l'interface pieu-sol, près de la surface, prennent place rapidement pour mobiliser le frottement négatif. Au fur et à mesure que la consolidation se poursuit, les tassements relatifs, plus en profondeur, vont devenir importants au point de développer du frottement négatif sur une plus grande section du pieu. Il est à noter que le pieu couvert de bitume subit un effort axial maximal représentant 40% de celui développé pour le pieu non couvert.

En superposant les courbes de frottement unitaire obtenues depuis les essais d'arrachement (court terme), celles obtenues à partir des enregistrements à long terme et celle montrant la résistance au cisaillement non drainé moyenne, il est possible de constater, pour la couche d'argile molle, que les résultats sont similaires. Il postule donc que l'estimation du frottement négatif peut être réalisée à partir d'essais d'arrachement. Il en vient à la même conclusion en comparant les valeurs des coefficients combinés de résistance le long du fût,  $\beta$ , obtenues à partir des essais à court et à long terme.

À l'aide de la méthode des éléments finis et de la théorie Cam-Clay modifiée, un modèle constitutif pour les argiles molles, des simulations numériques sont réalisées afin d'examiner des aspects particuliers. L'expérimentation de Bangkok est étudiée numériquement et des prédictions à court et à long termes sont effectuées concernant les tassements de consolidation et les frottements induits par ces derniers. L'auteur étudie aussi l'influence de la charge permanente sur les fondations profondes et introduit un concept intéressant pour leur conception. Appelé «tassement contrôlé», son concept postule que la charge axiale ultime induite par la consolidation est atteinte lorsque le tassement relatif normalisé, par rapport à la profondeur du plan neutre, approche une valeur critique au-delà de laquelle les tassements deviennent

négligeables. Il recommande que l'application de la charge en tête soit effectuée environ un mois après la mise en place du remblai.

**Little (1994)** effectue des essais sur le site expérimental de Bothkennar en Écosse. Il commence son article avec une brève revue de littérature en résumant les théories disponibles pour le calcul des fondations profondes soumises au frottement négatif, mais aussi en recensant les essais de terrain et de laboratoire passés.

Au total, vingt-trois (23) pieux ont été dispersés sur le site à l'étude. Deux (2) groupes comptant chacun neuf (9) pieux agencés symétriquement ainsi que cinq (5) pieux isolés ont été étudiés. Un des groupes est composé de pieux travaillant en pointe et l'autre en frottement latéral. Les détails concernant l'instrumentation sont décrits dans Little et al. (1991). Afin de séparer les efforts parasitaires induits par le sol remanié, se consolidant suite à l'enfoncement des pieux, et ceux induits par la mise en place de la surcharge, une dissipation complète des excès de pression interstitielle, engendrés par le battage des pieux, était nécessaire. Une période d'attente approximative d'un (1) an a été requise avant la mise en place de la surcharge, soit un remblai de 2,5 m.

Little obtient des résultats qui montrent que les efforts repris par les pieux centraux ne se distinguent pas énormément de ceux apparaissant sur les pieux de coin ainsi que pour ceux placés sur les côtés. Il compare ces résultats avec les recommandations de Briaud (1991) décrivant que ces dernières surestiment d'environ 50% les efforts induits sur les pieux de coin et de côté. Quant aux pieux centraux, les recommandations sous-estiment de 70 à 90% les efforts induits. À l'aide des résultats expérimentaux, il calcule à rebours les valeurs des coefficients d'adhérence ( $\alpha$ ) et des coefficients combinés de résistance le long du fût ( $\beta$ ). Pour la réponse non drainée du système pieu-sol à l'ajout de la surcharge, il obtient des valeurs approximatives de  $\alpha = 0,4 - 0,5$  et de  $\beta = 0,2$  pour la partie supérieure des pieux comprise entre 0 et 10 m (au-dessus du plan neutre). Il utilise les travaux de Toma (1989) pour calculer les efforts de cisaillement de l'ordre de 5 kPa dans la partie supérieures des groupes de pieux (0 à 6 m).

## 2.6 Méthodes de calcul des FP pour la prise en compte du FN

**Terzaghi & Peck (1948)** ont mis au point une méthode empirique pour prendre en compte les efforts de frottement négatif induit par la mise en place d'un remblai sur sol compressible traversé par un système de fondation profonde. Les équations sont présentées sous la forme suivante et donnent des valeurs par pieu :

$$Q_t = Q + Q' + Q'' \quad (2.12)$$

où  $Q_t$  : charge totale transmise;  $Q$  : charge appliquée en tête;  $Q'$  : charge apportée par la mise en place du remblai;  $Q''$  : charge maximale pouvant être engendrée par le frottement négatif

$$Q' = \frac{A}{n} \gamma H \quad (2.13)$$

$$Q'' = \frac{C_{groupe} H S_{moy}}{n} \quad (2.14)$$

avec  $A$  : Aire sur laquelle le remblai s'étend;  $n$  : nombre de pieux;  $H$  : épaisseur de la couche compressible;  $C_{groupe}$  : circonférence ou périmètre d'un groupe de pieux;  $S_{moy}$  : résistance au cisaillement moyenne du sol compressible.

**Florentin & L'Hériteau (1948)** investiguent le comportement des fondations d'un hangar industriel en France et tentent de calculer les efforts enduits par le frottement négatif dans les pieux. Ils utilisent une méthode en contrainte effective et font l'hypothèse que le coefficient de poussée des terres peut être pris égal à 1 pour un équilibre hydrostatique ou à une valeur inférieure en assumant un équilibre de poussée.

**Zeevaert (1959)** convient que la mise en place du pieu va modifier les contraintes effectives initiales. Avec la consolidation et le mouvement descendant de la couche compressible, les contraintes effectives vont tendre vers une valeur inférieure due à l'accrochage du sol sur le fût du pieu.

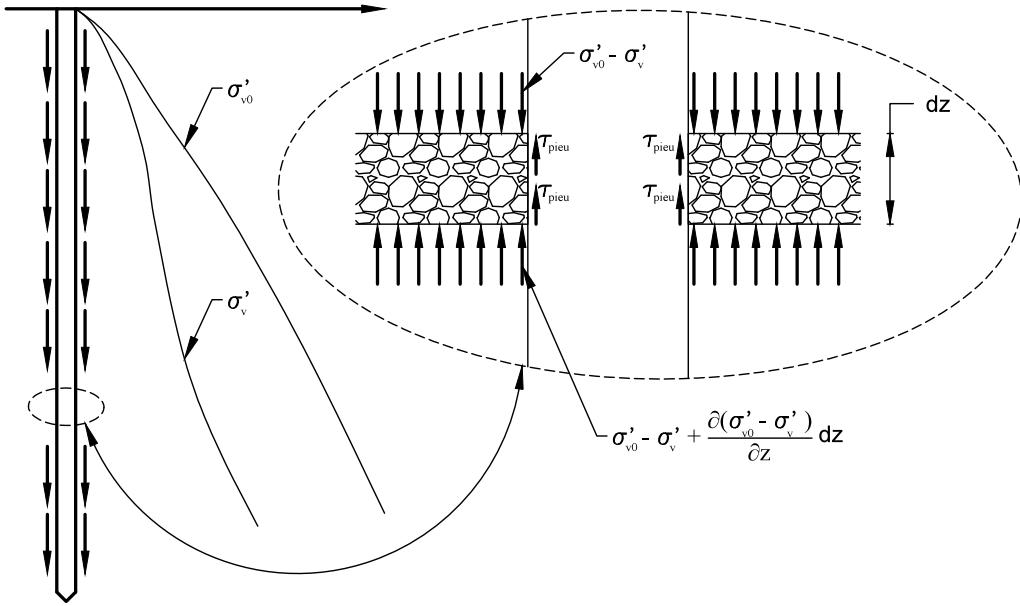


Figure 2-2 : Équilibre de Zeevaert (1959)

Il fait l'équilibre statique sur un élément différentiel, Figure 2-2, et obtient la relation suivante :

$$(\sigma'_{v0} - \sigma'_v) - (\sigma'_{v0} - \sigma'_v) + \frac{\partial(\sigma'_{v0} - \sigma'_v)}{\partial z} dz = n C_{pieu} \tau_{pieu} dz \quad (2.15)$$

$$\frac{\partial(\sigma'_{v0} - \sigma'_v)}{\partial z} = n C_{pieu} \tau_{pieu} \quad (2.16)$$

où  $n$  : nombre de pieux par unité de surface;

En assumant que la résistance au cisaillement  $\tau_{pieu}$  est fonction de  $\sigma'_v$  et qu'elle suit un comportement linéaire, il pose :

$$\tau_{pieu} = K_0 \tan(\phi) \sigma'_v \quad (2.17)$$

À partir de l'équation différentielle :

$$\frac{\partial(\sigma'_{v0} - \sigma'_v)}{\partial z} = nC_{pieu}K_0 \tan(\phi) \sigma'_v \quad (2.18)$$

il pose

$$m = nC_{pieu}K_0 \tan(\phi) \quad (2.19)$$

Et, en intégrant, il obtient la solution suivante :

$$\sigma'_v e^{mz} = \int e^{mz} \frac{\partial \sigma'_{v0}}{\partial z} dz + C \quad (2.20)$$

En assumant que la nappe phréatique est en surface et que les conditions hydrauliques sont statiques, on peut poser que :

$$\frac{\partial \sigma'_{v0}}{\partial z} = \gamma' \quad (2.21)$$

En résolvant, on obtient :

$$\sigma'_v = \frac{\gamma'}{m} (1 - e^{mz}) \quad (2.22)$$

Le frottement négatif peut donc être calculé comme suit :

$$\begin{aligned} P_{neg} &= \int_0^{D_{n pieu}} C_{pieu} \tau_{pieu} dz = C_{pieu} \int_0^{D_{n pieu}} K_0 \tan(\phi) \sigma'_v dz \\ &= C_{pieu} K_0 \tan(\phi) \int_0^h \frac{\gamma'}{m} (1 - e^{mz}) dz \end{aligned} \quad (2.23)$$

Les travaux de Zeevaert sont principalement applicables à des pieux travaillant en pointe. Le développement est possible pour les pieux flottants, mais pourrait nécessiter quelques ajustements.

**Burland (1973)** remet en question l'approche conventionnelle de calcul en contrainte totale liée à la résistance du sol non drainé. Il présente, de manière simple, le principe du calcul de frottement latéral à l'aide des contraintes effectives. Il propose d'utiliser l'équation employée antérieurement par, entre autres, Zeevaert (1959) et Johannessen & Bjerrum (1965) et, par la suite, connue sous le nom de méthode Bêta :

$$\tau_{pieu} = \sigma'_{v0} K_0 \tan(\delta) = \sigma'_{v0} \beta \quad (2.24)$$

En compilant les résultats d'essai de terrain et pour le cas des argiles molles, il propose d'utiliser des valeurs de  $\beta$  comprises entre 0,25 et 0,40. Cette gamme de valeurs étant beaucoup plus fine que dans le cas des méthodes en contrainte totale ; ( $\alpha$ ) est comprise entre 0,5 et 1,6. Il propose aussi, toujours dans le cas des argiles molles, d'utiliser une valeur de bêta de 0,25 pour calculer le frottement négatif. Cette valeur représentant la limite supérieure du frottement pouvant être engendré par le phénomène, il propose aussi des courbes et émet des recommandations pour les argiles surconsolidées (raides) de Londres.

**Combarieu (1974)** développe un modèle mathématique pour prendre en compte l'effet d'accrochage précédemment introduit par Zeevaert (1957/1959). Son principe est basé sur le fait que les contraintes effectives à l'interface sol-pieu, lorsque le pieu subit du frottement négatif, vont être inférieures à celles en place à une certaine distance du pieu, là où le sol ne subit aucun effet attribué à la mise en place du pieu. Il étudie tout d'abord le cas d'un groupe de pieux infinitiment étendu, donc les pieux sont régulièrement espacés d'une distance  $2d$  où  $d$  représente la demi-distance entre deux pieux. Il est donc possible d'attribuer une aire carrée tributaire de  $4d^2$  pour chacun des pieux. Cette même aire peut ensuite être convertie en un cercle équivalent de rayon  $b$  où  $b = d\sqrt{4/\pi}$ . En considérant une charge uniforme, qui est notée  $q_0$ , sur un sol homogène dont les propriétés sont  $\gamma'$  et  $\phi'$  et où le rayon du pieu est dénoté  $R$ , il est possible de poser l'égalité suivante.

$$\pi R^2 \sigma(z) + 2\pi \int_R^b q(z, x) x \, dx = S(q_0 + \gamma' z) \quad (2.25)$$

avec  $S = \pi(b^2 - R^2)$  et  $q(z, x)$  étant la contrainte effective à une profondeur  $z$  et une distance  $x$  du pieu. Il pose ensuite que :

$$\pi R^2 \sigma(z) = 2\pi R \int_0^z \tau(z) dz = 2\pi R K_0 \tan(\delta) \int_0^z q(z, R) dz \quad (2.26)$$

avec  $K_0$  étant le coefficient de poussée des terres et  $\delta$  l'angle de frottement sol-pieu. Il pose par la suite :

$$m(0, b) = \frac{2\pi R K_0 \tan(\delta)}{S} \quad (2.27)$$

En dérivant l'équation précédente et en supposant que  $q(z, x) = q(z)$ , autrement dit que la contrainte verticale,  $q$ , ne dépend pas de  $x$  et est uniforme entre  $R$  et  $b$ , il obtient :

$$m(0, b)q(z) + \frac{dq(z)}{dz} = \gamma' \quad (2.28)$$

En résolvant pour  $q$ , on obtient l'équation de Zeevaert (1959) :

$$q(z) = \frac{\gamma'}{m(0, b)} + e^{-m(0, b)z} \left( q_0 - \frac{\gamma'}{m(0, b)} \right) \quad (2.29)$$

Cette équation ne prend cependant pas en considération le phénomène d'accrochage, car la contrainte est uniforme sur  $S$ . Il introduit donc une expression mathématique qu'il croit être représentative du mécanisme en jeu.

$$q(z, x) - q(z, R) = [q_0 + \gamma' z - q(z, R)] \left( 1 - e^{-\lambda \frac{x-R}{R}} \right) \quad (2.30)$$

La Figure 2-3 représente l'allure de la fonction. Elle tend à être discontinue lorsque l'accrochage est infini, c'est-à-dire pour  $\lambda = \infty$ . Dans le cas où  $\lambda = 0$ , on obtient la solution de Zeevaert.

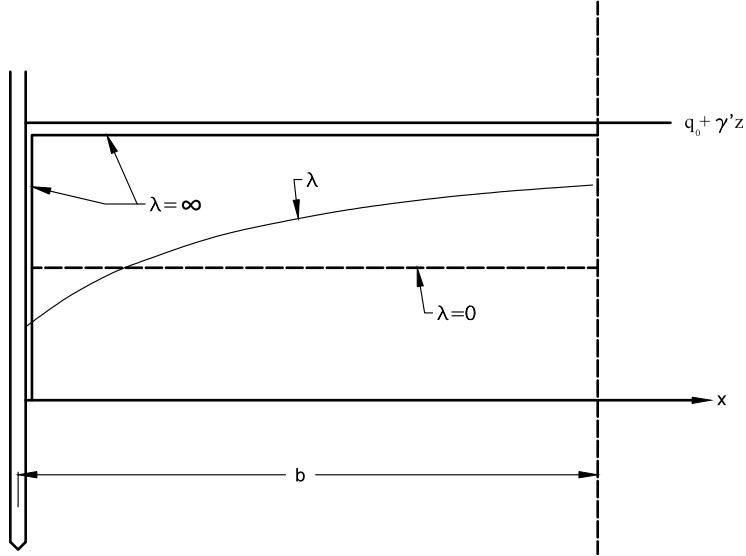


Figure 2-3 : Répartition de l'accrochage

(Adapté de Combarieu (1974))

Après quelques manipulations similaires à celles effectuées précédemment, il pose que le frottement négatif est égal à :

$$F_N = 2\pi R K_0 \tan(\delta) \int_0^h q(z, R) dz \quad (2.31)$$

avec  $h$  étant égale à la hauteur sur laquel le frottement négatif agit et

$$q(z, R) = \frac{\gamma'}{m(\lambda, b)} + e^{-m(\lambda, b)z} \left( q_0 - \frac{\gamma'}{m(\lambda, b)} \right) \quad (2.32)$$

avec

$$m(\lambda, b) = \frac{K_0 \tan(\delta)}{R} \frac{\lambda^2}{1 + \lambda} \frac{1}{1 - \frac{1 + \lambda b}{1 + \lambda} e^{-\lambda \frac{b-R}{R}}} \quad (2.33)$$

**Tomlinson (1975)** se base sur des résultats expérimentaux pour proposer des courbes de conception applicables aux pieux isolés. Il utilise des distributions approximatives du frottement négatif en début de consolidation ainsi qu'en stade final, à long terme, pour schématiser une courbe englobant ces deux distributions. Il distingue deux (2) cas. Celui où la pointe du pieu repose sur une base incompressible et celui pour lequel la pointe du pieu flotte dans une couche de sol compressible. La Figure 2-4 explicite ses travaux.

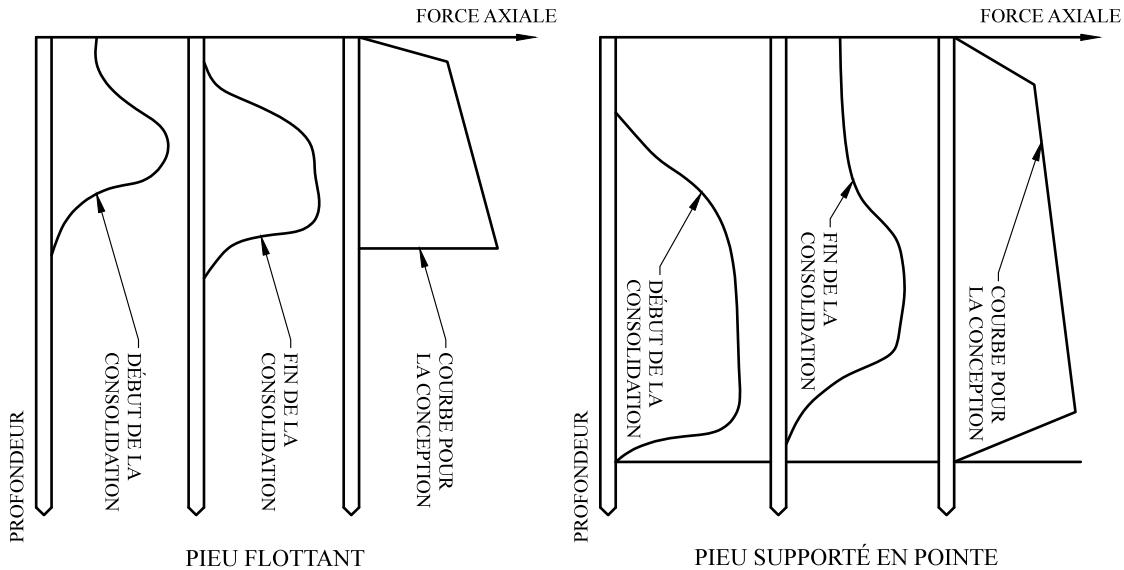


Figure 2-4 : Distribution du frottement négatif

(Adapté de Tomlinson (1975))

**Bowles (1988)** décrit des méthodes pour calculer la magnitude des efforts négatifs,  $P_{nf}$ , reprise par un pieu de longueur  $D_{pieu}$ . Il prédit des comportements pour le cas dans lequel un remblai cohérent surcharge un sol granulaire et celui dans lequel un remblai granulaire recouvre un sol cohérent. Si le remblai est cohérent, on intègre sur l'épaisseur  $L_f$  du remblai :

$$P_{neg} = \int_0^{L_f} \alpha' C_{pieu} \sigma' v_0 K_0 dz \quad (2.34)$$

avec  $\alpha'$  : coefficient reliant la contrainte effective latérale  $\sigma' v_0 K_0$  à la contrainte de cisaillement mobilisée sur le fût.

Si le remblai est constitué de matériau granulaire, on intègre depuis le dessus du remblai jusqu'à la profondeur du plan neutre ( $L_f + L_1$ ). Selon Bowles (1988), pour les systèmes de fondation profonde flottante, où la charge en pointe est relativement faible, le plan neutre se situe à :

$$L_1 = \frac{D_{pieu}}{\sqrt{2}} \quad (2.35)$$

Il propose, dans le cadre d'un groupe de pieux, d'effectuer la sommation des  $P_{nf}$  de chacun des pieux pour obtenir la charge totale  $Q_n$ . Avec un espacement faible des pieux, il suggère d'employer l'hypothèse que le groupe agit comme un bloc solidaire. Il calcule :

$$P_{neg\ groupe} = \alpha' \sigma' v_0 K_0 L_f C_{groupe} + \gamma L_f A \quad (2.36)$$

avec  $A$  : aire occupée par le groupe

### 2.6.1 Méthodes issues de la théorie de l'élasticité

**Poulos & Mattes (1969)** utilisent la théorie de l'élasticité pour analyser le comportement d'un pieu isolé parfaitement encastré traversant un massif élastique en consolidation.  $D_{pieu}$  et  $B_{pieu}$  sont respectivement la longueur et le diamètre du pieu. Les propriétés intrinsèques des matériaux sont constantes (Coefficient de Poisson, Module d'élasticité). Le pieu circulaire est divisé en un nombre fini d'éléments subissant des efforts de cisaillement en périphérie. Les tassements de consolidation seront assumés linéaires par rapport à la profondeur. La compatibilité des déformations verticales entre le pieu et le sol est utilisée pour satisfaire la solution. Le déplacement du sol étant affecté par le frottement sur le fût du pieu ainsi que par sa propre consolidation, on obtient le déplacement net à l'aide des équations de Mindlin (1936) en conjonction avec une technique de symétrie « mirror-image » qui permet de solutionner en ne prenant en compte qu'aucun déplacement n'est possible en pointe.

En utilisant un processus itératif, ils arrivent même à prendre en compte le déplacement relatif à l'interface sol-pieu. La force maximale due au frottement négatif peut être obtenue à l'aide de l'équation qui suit :

$$P_{neg} = I E_S s_0 D_{pieu} \quad (2.37)$$

avec  $I$  : facteur d'influence;  $E_S$  : module d'élasticité du sol;  $s_0$  : tassement du sol en surface.

Ils effectuent une étude paramétrique pour déterminer l'influence du coefficient de Poisson, du rapport  $D_{pieu}/B_{pieu}$ , de la rigidité du pieu ( $K$ ) et de la distribution assumée des efforts de cisaillement limite sur la solution. Pour les cas pratiques, ils recommandent d'utiliser l'équation de Coulomb pour l'obtention de la distribution du cisaillement limite à l'interface sol-pieu.

**Poulos & Davis (1972)** ont étendu les travaux de Poulos & Mattes (1969) en ajoutant la prise en compte de la vitesse de consolidation. Ils étudient la possibilité de suivre l'évolution des efforts de frottement négatif dans le temps. Les travaux sont effectués pour des pieux reposant en pointe sur une couche de sol parfaitement rigide. La couche de sol traversée par le pieu est située sous le niveau de la nappe d'eau et donc saturée. La théorie de la consolidation unidimensionnelle est utilisée pour obtenir le tassement du sol autour du pieu préalablement discréétisé en un nombre  $n$  d'éléments  $i$ . Le tassement  $s_i$  au centre d'un élément  $i$  est donné par :

$$s_i = \sum_{k=i}^n m_v (u_0 - u_t) \frac{D_{pieu}}{n} F_k \quad (2.38)$$

Avec  $n$  : nombre d'éléments par pieu et  $F_k = 1$  pour  $K > i$  et  $F_k = 0.5$  pour  $K = i$

La solution générale donnant la charge maximale induite par le frottement négatif est obtenue similairement à celle de Poulos & Mattes (1969).

$$P_{neg} = I \Delta\sigma (D_{pieu})^2 \quad (2.39)$$

avec  $I$  : facteur d'influence;  $\Delta\sigma$  : surcharge due à l'ajout d'un remblai.

Leurs travaux permettent aussi d'introduire l'effet du déplacement relatif à l'interface sol-pieu qui met en évidence une réduction importante de la charge transmise au pieu. Ils étudient aussi l'influence du temps  $T_0$  s'écoulant entre la mise en place de la surcharge et l'installation du pieu. Ils concluent que plus  $T_0$  est grand moins le pieu subira les effets indésirables du frottement négatif.

**Poulos & Davis (1975)** étendent leurs travaux de 1972 pour tenter de généraliser le calcul des forces induites par le frottement négatif. Cette fois-ci la solution prend en compte directement le glissement relatif à l'interface sol-pieu. On obtient donc la force maximale dans le pieu,  $P_N$  comme suit :

$$P_N = P_{NFS} N_R N_T + Q_T \quad (2.40)$$

avec  $P_{NFS}$  : force maximale développée si les efforts de frottement latéral négatif sont mobilisés sur toute la surface du pieu;  $N_R$  et  $N_T$  : facteurs de correction pour prendre en compte respectivement une mobilisation partielle du frottement et un décalage entre le temps de mise en place de la surcharge et de l'installation du pieu;

Les facteurs de corrections peuvent être obtenus de manière paramétrique à l'aide d'abaques. Ils introduisent un autre concept qui procure des renseignements concernant le rythme de développement des efforts parasites dans le pieu, le déplacement de la tête du pieu ainsi que la cadence à laquelle cette dernière se déplace. Ils comparent ces solutions aux expérimentations de Bjerrum (1969) et de Walker & Darvall (1973) et obtiennent de bonnes concordances. Bien que ces travaux soient intéressants, les solutions sont approximatives et applicables dans quelques cas précis.

**Kuwabara & Poulos (1989)** étendent les travaux de 1975 pour appliquer la méthode d'éléments frontières à un groupe de pieux carrés. L'analyse prend en compte la variation du module élastique du sol ainsi que le déplacement relatif à l'interface sol-pieu. Comme dans les travaux de 1973, le déplacement relatif est obtenu en fixant sur chacun des éléments une valeur limite en

cisaillement et en utilisant un processus itératif. La semelle de liaison peut être considérée comme étant flexible ou rigide. La solution est ensuite comparée à des cas observés. Les résultats concordent raisonnablement avec les mesures du site d'Okabe (1973).

## 2.6.2 Méthodes Numériques

**Teh & Wong (1995)** utilisent la méthode des éléments finis pour étudier le comportement des groupes de pieux soumis au frottement négatif. Le système sol-pieu est divisé en deux sous-systèmes qui sont par la suite superposés. Le premier est composé de la semelle de liaison et des pieux subissant des contraintes de cisaillement à l'endroit des fûts. Le second est constitué du sol subissant des efforts de cisaillement à l'interface imaginaire des pieux. La Figure 2-5 illustre le concept:

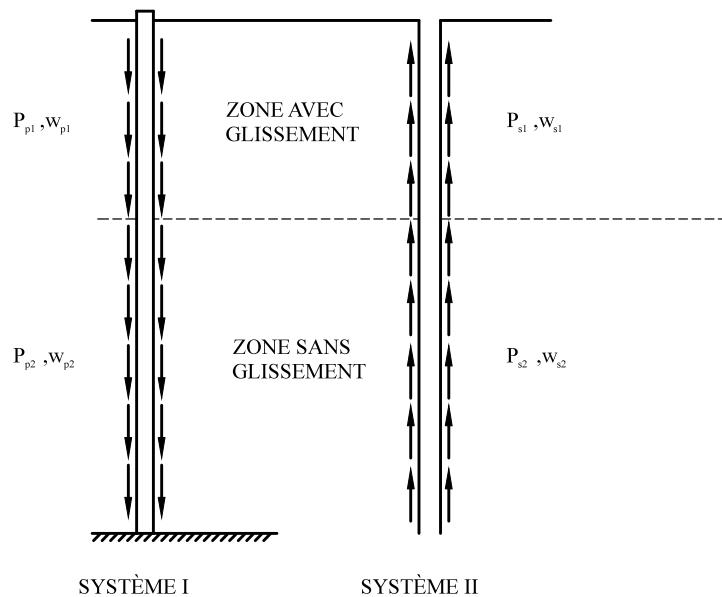


Figure 2-5 : Concept de superposition

(L'utilisation d'un seul pieu vise seulement à alléger la figure)

La méthode est présentée sous forme de matrices portionnées de manière à séparer les zones de part et d'autre du plan neutre (séparer la zone où il n'y a pas de glissement de celle où il y en a). Pour le premier système :

$$\begin{bmatrix} [K_{11}]^p & [K_{12}]^p \\ [K_{21}]^p & [K_{22}]^p \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} w_{p1} \\ w_{p2} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} P_{p1} \\ P_{p2} \end{Bmatrix} \quad (2.41)$$

$[K_{ij}]^p$  : matrice de rigidité associée aux nœuds des pieux;  $\{w_{pi}\}$  et  $\{P_{pi}\}$  : vecteurs des déplacements et forces associés aux nœuds des pieux.

En exprimant la matrice de rigidité du sol par son inverse  $[F_{11}]^s = [K_{11}]^{-1}$ , on obtient pour le second système :

$$\begin{Bmatrix} w_1 \\ w_2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} [F_{11}]^s & [F_{12}]^s \\ [F_{21}]^s & [F_{22}]^s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} P_{s1} \\ P_{s2} \end{Bmatrix} \quad (2.42)$$

Avec quelques réarrangements et l'introduction du tassement libre,  $s_0$ , on obtient l'équation qui suit en appliquant le principe de superposition :

$$\begin{bmatrix} [K_{11}]^p & [K_{12}]^p \\ [K_{21}]^p & [K_{22}]^p + [K_{22}]^s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} w_{p1} \\ w_{p2} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} P_{p1} \\ [K_{22}]^s \{\delta_2\} \end{Bmatrix} \quad (2.43)$$

avec

$$\{\delta_2\} = \{s_0\} - [F_{21}]^s \{P_{p1}\} \quad (2.44)$$

Teh & Wong comparent leurs résultats avec les solutions théoriques de Poulos & Mattes (1969) ainsi que celle de Poulos & Davis (1975). De manière générale, les résultats sont en bon accord. Ils réalisent aussi des analyses pour déterminer l'influence de divers paramètres, comme le nombre de pieux ainsi que leur espacement, le rapport des modules élastiques,  $E_p/E_s$  et la distribution du module élastique du sol. La solution est aussi comparée avec des essais importants répertoriés dans la littérature comme ceux d'Okabe (1977).

**Jeong & al. (1997)** analysent les forces induites par le frottement négatif sur les groupes de pieux possédant une semelle de liaison flexible. À l'aide de la méthode des éléments finis et du code commercial Abaqus/Standard, ils effectuent des analyses basées sur le modèle constitutif de Drucker-Prager (extended) qui permet de contrôler les changements de volume grâce à une règle d'écoulement non associée. Ils valident leur modèle en comparant leurs résultats en élasticité

avec les solutions de Poulos & Mattes (1969) et Kuwabara & Poulos (1989). Une comparaison est aussi faite avec l'expérimentation de Okabe (1977). Le modèle prédit des résultats en accord avec les travaux antérieurs.

Des simulations sont effectuées pour un total de 15 groupes et 2 pieux isolés en faisant varier les conditions en pointe, le modèle de sol et l'espacement entre les pieux. Il est mis en évidence que plus le nombre de pieux s'accroît en sein d'un groupe plus l'effort de cisaillement est réduit sur le fût des pieux. Les tassements du groupe sont aussi réduits. Cependant, pour les groupes plus grands que 5 x 5, les efforts axiaux dans les pieux ne sont pas réduits davantage. En ce qui concerne l'espacement des pieux dans le groupe, il est postulé que les pieux de périphérie et de coin subissent un effet de groupe minime et pour un groupe plus grand que 5 x 5 l'effet de groupe est presque constant.

La notion de facteurs d'interaction est introduite suite à l'analyse paramétrique. En comparant, pour des analyses avec et sans glissement à l'interface sol-pieu, la force axiale engendrée par le FN dans un pieu isolé,  $P_{neg}$ , avec celle d'un pieu appartenant à un groupe,  $P_{neg \ groupe}$ , il est possible de quantifier un rapport :

$$P_{neg \ groupe}/P_{neg} \quad (2.45)$$

Ils proposent une méthode pour les groupes carrés basée sur des propriétés de sol raisonnables pour des groupes contenant de 9 à 25 pieux. Pour les groupes possédant plus de 25 pieux, ces derniers auront presque le même effet de groupe. Pour un espacement des pieux égal à  $n$  fois le diamètre du pieu :

$n = 5$  $n = 2.5$ 

$$F_{n(coin)} = 0.9F_{n(isolé)}$$

$$F_{n(coin)} = 0.5F_{n(isolé)}$$

$$F_{n(côté)} = 0.8F_{n(isolé)}$$

$$F_{n(côté)} = 0.4F_{n(isolé)}$$

$$F_{n(centre)} = 0.5F_{n(isolé)}$$

$$F_{n(centre)} = 0.15F_{n(isolé)}$$

**Lee & al. (2002)** ont utilisé la méthode des éléments finis pour modéliser des pieux et des groupes de pieux soumis à des efforts de frottement négatif. Les auteurs mettent l'emphasis sur la prise en compte du mécanisme à l'interface sol-pieu. À l'aide du logiciel Abaqus, ils réalisent des simulations en 2D (axisymétrique) et en 3D, avec et sans possibilité de glissement à l'interface sol-pieu. Les contraintes induites durant l'installation des pieux sont négligées et c'est donc l'ajout de la surcharge qui va amorcer le développement des efforts parasites. Ils n'effectuent que des analyses drainées.

Ils analysent un pieu isolé reposant en pointe avec un modèle élastique, sans possibilité de glissement à l'interface sol-pieu. Ils comparent leurs résultats avec la solution de Poulos & Mattes (1969). Les résultats sont très similaires, mais semblent surestimer la réalité, lorsque comparés avec une analyse subséquente où un modèle d'interface est introduit pour prendre en compte le glissement relatif entre le sol et le pieu. Ils comparent aussi avec la méthode  $\beta$  (Burland (1973)) et concluent que cette dernière, en produisant de meilleures estimations que le modèle sans glissement, surestime les efforts comparativement à la solution obtenue à partir de la simulation numérique. Ils attribuent ces écarts à la prise en compte d'une mobilisation partielle des efforts de cisaillement à l'interface sol-pieu comparativement à la méthode  $\beta$  qui prend un compte une mobilisation complète sur la pleine longueur du fût. Une analyse semblable est effectuée sur un groupe de pieux reposant en pointe.

De plus, en se basant sur des études de cas, des comparaisons sont effectuées entre les charges mesurées et celles prédictes, et l'effet de groupe. Le cas de Combarieu (1985) est utilisé par les auteurs. En effet, la configuration étudiée par Combarieu (1985) est reprise pour être comparée avec d'autres méthodes. Le Tableau 2-1, tiré directement des travaux de Lee et al. (2002) est présenté ci-dessous. Les conclusions montrent que l'effet de groupe est très important pour les méthodes (1) à (8) avec des réductions comprises entre 54 et 78% pour les pieux intérieurs. Pour les méthodes (9) à (12) des réductions beaucoup plus faibles sont obtenues, de 2 à 25%.

Tableau 2-1 : Prédition de l'effet de groupe

		<b>Total pour le groupe (kN)</b>	<b>Charge induite par le FN (kN) &amp; effet de groupe</b>			<b>Pieu isolé (kN)</b>	
			<b>Coin</b>	<b>Côté</b>	<b>Intérieur</b>		
Méthode $\beta$						2640	
(1) Terzaghi & Peck (1948)	Méthode $\beta$ : 33130						
	Méthode $\alpha$ : 11832						
(2) Zeevaert (1957)		26620	2640 (0%)	2480 (6%)	590 (78%)		
(3) Broms (1966)		Cas 1 : 31680	4775 <sup>1</sup> (0%)	1730 (34%)	590 (78%)		
		Cas 2 : 33130	2640				
		Cas 3 : 22120					
(4) Broms (1976)		27580	2640 (0%)	2640 (0%)	590 (78%)		
(5) Combarieu (1985)		10448	1265 (52%)	758 (71%)	420 (84%)		
(6) Jeong (1992)		18746	2054 (20%)	1541 (40%)	642 (75%)	2568	
(7) Briaud & al. (1991)		17096	1980 (25%)	1320 (50%)	628 (76%)		
(8) Shibata & al. (1982)		17636	1663 (37%)	1426 (46%)	1214 (54%)		
(9) Teh & Wong (1995)		Configuration des pieux 3 x 3 avec $s = 3B_{\text{pieu}}$	2%		10%		
			15%	18%	22%		
			10-25%	10-25%	10-25%		
(12) Lee & al. (2002)	21768 ( $\mu = 0,5$ , $E = 5 \text{ MPa}$ )		1878 (2%)	1802 (6%)	1722 (10%)	1916	
	21198 ( $\mu = 0,5$ , $E = 10 \text{ MPa}$ )		1809 (7%)	1769 (9%)	1674 (14%)	1945	
	23478 ( $\mu = 0,4$ , $E = 5 \text{ MPa}$ )		1491 (3%)	1474 (4%)	1445 (6%)	1534	
	17618 ( $\mu = 0,4$ , $E = 10 \text{ MPa}$ )		1486 (5%)	1465 (6%)	1442 (7%)	1558	

<sup>1</sup> La charge calculée, induite par le FN sur le pieu de coin, est supérieure à celle pour le pieu isolé.

**Jeong & al. (2004)** travaillent avec des modèles numériques pour étudier le phénomène d'apparition du frottement négatif sur les fondations profondes. À l'aide du code commercial par élément fini, Abaqus, ils réalisent des analyses qui simulent le comportement des groupes de pieux et des pieux isolés. Pour le sable et l'argile, ils utilisent le modèle de Mohr-Coulomb non associé, possédant une règle d'écoulement qui permet de contrôler les changements de volume. La variation des contraintes entraînée par la mise en place des pieux est ignorée. La modélisation de l'interface sol-pieu a été effectuée à l'aide d'éléments d'épaisseur nulle suivant un comportement dicté de la théorie de Coulomb modifiée. Ils posent qu'un déplacement relatif de 5 mm mobilise complètement le frottement sur le pieu et avec des coefficients de frottement compris entre 0,2 et 0,4.

Les critères gouvernant le comportement des pieux sont principalement la géométrie du groupe, le coefficient de frottement à l'interface sol-pieu, la charge en tête du pieu et la surcharge imposée en surface. Des études paramétriques sont réalisées. Avec un coefficient de frottement passant de 0,2 à 0,4, on obtient une augmentation de la charge dans le pieu de l'ordre de 65% et cette augmentation est de 140% pour le cas où il n'y a pas de déplacement relatif entre le sol et le pieu. En ce qui concerne la surcharge en surface, cette dernière mobilise le frottement maximal sur presque toute la longueur du pieu, si celle-ci est d'au moins 25 kPa. Cependant, pour une fluctuation de la charge (10 kPa à 25 kPa), on observera une augmentation de 70% de la charge dans le pieu. Ils démontrent aussi qu'une augmentation de la charge en tête mène à une diminution de la charge axiale due au frottement négatif. Par contre, des tassements importants à l'endroit du pieu sont engendrés pour une élimination complète des efforts parasites. Des analyses quant à l'effet de groupe ont montré des réductions des efforts axiaux de l'ordre de 57-85% pour le modèle sans glissement et de 39-72% pour les analyses avec glissement. Les auteurs appliquent les résultats à des cas expérimentaux comme celui de Little (1994).

**Kuhns (2008)** affirme que les charges induites par le FN ne doivent pas être prises en compte comme des charges structurelles. Il mentionne qu'une approche basée sur le tassement est nécessaire afin d'évaluer l'impact du FN sur les fondations profondes. À l'aide de cas idéalisés, il démontre que le FN ne peut pas causer de rupture par manque de capacité portante. En effet, pour

un pieu flottant, ne possédant aucune résistance en pointe, le FN ne peut qu'amener le pieu à tasser. Il mentionne que la résistance en pointe réduit les tassemements du pieu en abaissant le plan neutre, mais que cette dernière n'est pas essentielle pour que le pieu puisse résister au FN. Il démontre son hypothèse en illustrant le cas d'une charge en tête de pieu. En ajoutant une telle charge, qui potentiellement amène le pieu à atteindre la rupture par cisaillement du sol sous la pointe, le FN est complètement éliminé puisque les tassemements du pieu sont supérieurs à ceux du sol sur l'entièreté du fût. Il propose aussi d'utiliser des applications numériques développées par le *Florida Department of Transportation* (FDOT).

De plus, il amène un aspect bénéfique au développement du FN. En effet, il mentionne que le tassemement subi par le pieu, avant la mise en place des charges structurelles (en tête de pieu), cause ce qu'il va qualifier comme étant une précompression. Cette dernière va faire en sorte que le tassemement futur du pieu, après la mise en place des charges structurelle, va demeurer faible.

**El-Mossallamy & al. (2013)** reprennent les essais de Indraratna (1992) et analysent le comportement à l'aide du code par élément fini PLAXIS. Ils utilisent un modèle axisymétrique qui considère l'interaction entre le sol et le pieu. Ils réalisent une analyse de sensibilité pour déterminer le rayon approprié à utiliser dans le modèle. Ils utilisent finalement une valeur de 90 m. Ils considèrent la réponse du pieu comme étant linéaire élastique, celle du sol suivant le modèle de double durcissement et l'interaction à l'interface sol-pieu est simulée à l'aide d'un comportement élastoplastique utilisant le modèle de Mohr-Coulomb. Obtenant des tassemements élastiques irréalistes, ils décident d'appliquer des propriétés différentes pour les matériaux à court et à long termes. Pour adapter la géométrie tridimensionnelle du remblai expérimental, ils convertissent ce dernier en un cône tronqué équivalent.

Ils obtiennent des résultats concordant bien sur les dix premiers mètres de profondeur. Ils réalisent une analyse de sensibilité pour déterminer l'influence de remplacer un pieu tubé par un pieu solide et obtiennent une augmentation d'environ 13 % de l'effort en pointe dans le cas du pieu tubé. Ils étudient aussi l'influence de la rigidité de la surcharge ainsi que celle de la répartition. Ils obtiennent les résultats s'approchant le plus des valeurs expérimentales avec une

charge flexible et une pression de contact équivalente. Une étude paramétrique plus poussée au niveau du paramètre, rayon de la surcharge, montre qu'il est possible d'atteindre un rapport  $r/L$  auquel la profondeur du plan neutre, la longueur de glissement ainsi que la charge axiale induite par le frottement négatif ne sont plus affectées.

## 2.7 Discussion

En s'appuyant sur la présente revue de littérature, il est possible d'affirmer qu'il n'existe pas de solution pratique pour localiser la profondeur du plan neutre et par le fait même, aucune technique n'est donc disponible pour calculer précisément les efforts transmis par le frottement négatif. Bien que la modélisation par éléments finis puisse traiter l'interaction sol-pieu et le comportement plastique de l'argile, les modèles tridimensionnels prenant en compte les géométries spécifiques ne sont pas disponibles en grand nombre. En effets, les travaux recensés ne présentent pas les détails ni la procédure à suivre pour l'obtention de résultats cohérents. Il est donc judicieux de développer ce sujet.

## CHAPITRE 3 MODÈLE NUMÉRIQUE

### 3.1 Introduction

La méthode des éléments finis (MEF) est appropriée pour résoudre les problèmes de grande complexité comme ceux rencontrés en géotechnique où les géométries peuvent parfois poser problème aux méthodes de calcul traditionnelles. Entre autres, la MEF est particulièrement avantageuse pour analyser les problèmes d'interaction sol-structure ainsi que ceux nécessitant des analyses couplées.

### 3.2 Le code

En ce qui concerne la présente étude, le code commercial Abaqus/Standard a été sélectionné. La bibliothèque de ce code possède un répertoire intéressant au niveau des types d'éléments (unidimensionnel, bidimensionnel en condition d'élasticité plane ou de contrainte plane, en condition axisymétrique ainsi que des analyses tridimensionnelles et couplées). De plus, il permet de réaliser des analyses séquentielles. Il est donc possible de simuler numériquement la construction d'ouvrages comme les remblais et les excavations. Les problèmes sont donc subdivisés en plusieurs étapes où les conditions finales, à une étape donnée, sont utilisées comme conditions initiales à l'étape suivante. Abaqus/Standard se classe parmi les codes de type multiphysique qui permettent de coupler les types d'analyses. Par exemple, il est possible d'ajouter des degrés de liberté pour coupler différentes analyses, par exemple, Mécanique/Hydraulique et/ou Thermique. Le module interaction permet d'inclure la mécanique des contacts aux analyses. Les analyses de type contact permettent de simuler le comportement de surfaces se déplaçant l'une par rapport à l'autre.

### 3.3 Unités et convention de signes

Il n'y a pas de système d'unités associé à Abaqus/Standard. Il faut donc s'assurer de la consistance de celui qui est employé. Le système présenté au Tableau 3-1 a été utilisé pour le présent projet. Les valeurs pour les quantités absentes peuvent être déduites à partir des quantités de base.

Tableau 3-1 : Exemple d'un système d'unités consistant

Quantité	Unité (SI)
Longueur	m
Force	kN
Masse	Mg (tonne)
Temps	s
Contrainte	kPa (kN/m <sup>2</sup> )
Énergie	kJ
Densité	Mg/m <sup>3</sup> (tonne/m <sup>3</sup> )

En ce qui concerne la convention de signes, la compression étant considérée comme négative, les valeurs de déformation due à la consolidation sont aussi négatives. La traction est donc positive.

En utilisant les méthodes numériques, il faut être vigilant, car si le choix des unités est tel que les nombres générés par le solveur, pour les différents domaines p. ex. hydraulique/mécanique, diffèrent par quelques ordres de grandeur, la précision pourrait être insuffisante et entraîner un mauvais conditionnement des matrices. La disparité entre la taille des chiffres contenus dans les équations d'équilibre de mécanique et les équations de continuité hydraulique doit être évitée. Pour les problèmes de géotechnique, les kilopascals sont donc un meilleur choix que les Pascals.

### 3.4 Le modèle numérique (Utilisation de l'interface CAE)

À l'intérieur du code, le modèle est composé de diverses *Pièces*. Ces pièces sont converties en *Instance* et par la suite combinées pour former un *Assemblage*. Dans un problème d'interaction pieu-sol, il est nécessaire de modéliser les pieux comme étant des *Pièces* distinctes du sol. Quant aux remblais, s'ils sont modélisés, ils peuvent être inclus dans les *Pièces* représentant le sol. Cette inclusion évite d'avoir à définir une interaction à l'interface sol/remblai.

Pièces > Instances > Assemblage

De manière générale, pour les pieux isolés, il est possible de simplifier le problème en utilisant la condition d'asymétrie. Cependant, cette simplification ne permet pas de prendre en compte des remblais géométriquement plus spécifiques. Autrement dit, si le frottement négatif est induit par l'ajout d'un remblai, ce dernier doit être de forme conique/cylindrique ou de grande étendue (infini) pour satisfaire les critères d'axisymétrie. Donc, pour prendre en compte des géométries pyramidales (remblai), aussi bien pour l'analyse d'un pieu isolé que pour celle d'un groupe, il faut avoir recours à un modèle tridimensionnel.

#### 3.4.1 Géométrie du problème

Abaqus/CAE « Computer Aided Engineering » est un outil essentiel lorsque des géométries complexes doivent être considérées. Il est à noter qu'il est possible de définir la géométrie, ainsi que l'ensemble du problème à l'aide de script. Les coordonnées des nœuds peuvent être injectées directement via un fichier texte.

Les problèmes doivent avoir des dimensions finies qui sont déterminées de manière à éviter les effets aux frontières. Il est possible de se baser sur les travaux antérieurs de certains auteurs, p. ex. Randolph & Wroth (1978), pour déterminer le rayon nécessaire :

$$r_m = 2L\rho(1 - \nu) \quad (3.1)$$

avec  $r_m$  : rayon d'influence à utiliser;  $L$  : longueur des pieux;  $\rho$  : coefficient pour la prise en compte de la non uniformité au niveau des couches de sol;  $\nu$  : coefficient de poisson

Il est possible d'effectuer des analyses de sensibilité dans lesquelles la fluctuation de certains paramètres est observée au droit des frontières. Des déplacements quasi nuls aux frontières pourraient signifier un rayon suffisant.

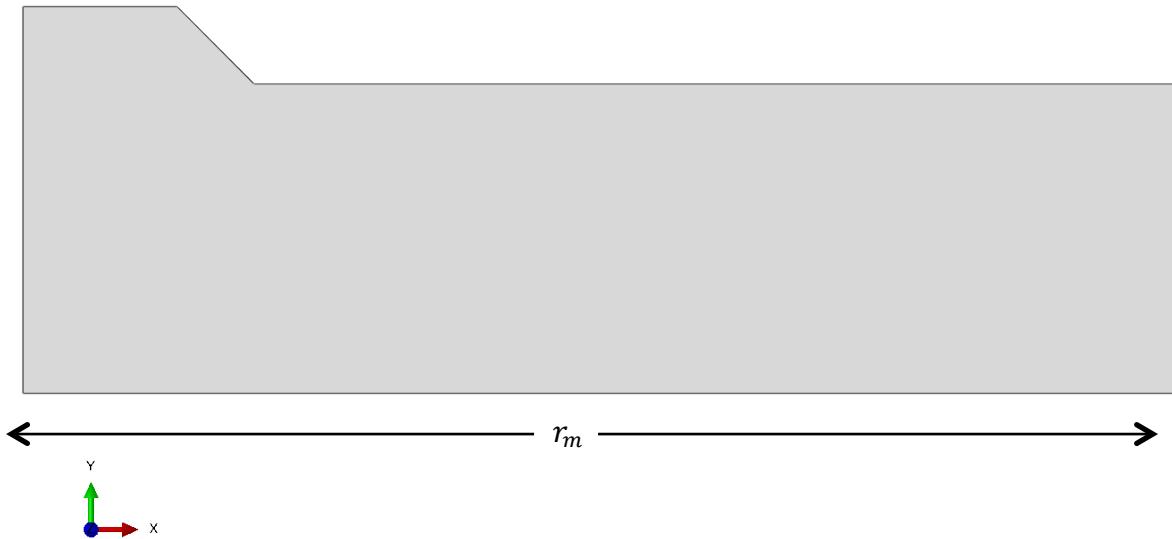


Figure 3-1 : Rayon d'influence d'après Randolph & Wroth (1978)

### 3.4.2 Définition des ensembles et l'attribution des sections

L'emploi de la MEF nécessite l'attribution de propriétés qui peuvent différer d'un élément et/ou d'un noeud à l'autre. Pour simplifier ce processus, des *Ensembles* contenant des éléments, des nœuds et/ou des surfaces peuvent être définis. Des *Sections*, auxquelles les propriétés des matériaux sont jointes, sont associées aux *Ensembles*. Dans le cadre de ce projet, les *Sections* jouent un rôle intermédiaire qui est plus ou moins nécessaire. Elles permettent de spécifier une profondeur/épaisseur lorsque des analyses en déformation plane sont réalisées.

Matériaux > Sections >Ensembles

### 3.4.3 Discréétisation du problème et maillage

L'interface CAE se prête bien à l'utilisation du mailleur automatique. En effet, il est nécessaire d'effectuer un partitionnement préliminaire des aires et des volumes contenus dans le modèle. Par

la suite, la géométrie des éléments et la structure du maillage sont définies pour ensuite lancer le mailleur automatique.

Lorsqu'il est question de la structure du maillage, il s'agit de définir la technique par laquelle le maillage doit être généré. Un maillage de type structuré permet d'éviter les problèmes de distorsion, mais nécessitera un nombre important d'éléments. Cette technique permet d'obtenir des éléments similaires entre eux et cela va réduire le temps de calcul. Cependant, puisque cette technique peut mener à un nombre important d'éléments, il faut parfois la mettre de côté au profit d'une technique non structurée. La taille des mailles affecte également le temps de calcul. Plus les mailles sont fines, plus la solution est précise. Par contre, le raffinement du maillage va engendrer un temps de calcul plus important.

Le type d'éléments à choisir dépend de ce que l'on cherche. Par exemple, dans le cadre d'un modèle 2D, les éléments quadrangulaires vont converger plus rapidement que les éléments triangulaires au niveau des contraintes. Donc, si l'obtention des contraintes est primordiale, il est avantageux d'utiliser des éléments quadrangulaires. Cependant, si l'intérêt est plutôt au niveau des déplacements, les éléments triangulaires peuvent se montrer intéressants en termes d'efficacité. Cependant, les contraintes sont constantes sur les éléments triangulaires à trois nœuds et ce type d'élément est atteint de verrouillage en cisaillement, c'est-à-dire qu'une certaine rigidité artificielle est introduite par son utilisation.

### **3.4.4 L'assemblage**

L'assemblage est une combinaison de plusieurs instances générées à partir de pièces. En effet, l'assemblage permet d'organiser les pièces les unes par rapport aux autres à l'intérieur d'un espace commun. Plusieurs instances peuvent être créées à partir de la même pièce et il est possible d'effectuer des transformations géométriques. Des translations, des rotations ainsi que des duplications à partir d'une instance maîtresse sont possibles, et cela selon des patrons circulaires ou linéaires.

### **3.4.5 Étapes de l'analyse**

Après avoir effectué l'assemblage, il peut s'avérer nécessaire de subdiviser l'analyse en plusieurs étapes. La définition des conditions initiales doit tout d'abord être effectuée. L'ajout des étapes subséquentes va dépendre du type d'analyse à réaliser et des types de matériau employés. Des

étapes supplémentaires sont requises pour apporter des modifications au modèle, p. ex. l'ajout d'un remblai ou d'une couche de remblai, la modification des conditions aux frontières et/ou des charges, etc.

### 3.4.5.1 Conditions initiales

Dans l'interface utilisateur CAE, les conditions initiales sont introduites à la pré-étape "initiale". C'est aussi dans cette pré-étape qu'il faut introduire la définition des interactions, les conditions aux frontières et d'autres propriétés spatiales p. ex., l'indice des vides, les contraintes effectives initiales, le pourcentage de saturation, etc.

### 3.4.5.2 Conditions aux frontières

Il s'agit ici de valeurs connues (déplacement (U) et/ou rotation (UR) nulle) qui seront utilisées pour trouver des valeurs inconnues comme les contraintes. Il est donc nécessaire ici d'effectuer certaines hypothèses afin de pouvoir résoudre le problème. La convention des signes au niveau des degrés de liberté est présentée à la Figure 3-2.

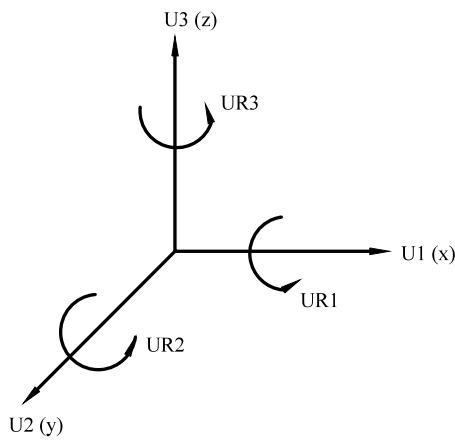


Figure 3-2 : Convention des signes associée aux degrés de liberté

Habituellement, pour les analyses mécaniques non couplées comportant un système de sol, la base de l'assemblage doit être fixée en translation.

$$U_1 = U_2 = U_3 = 0$$

Plus spécifiquement, il s'agit du dessous de la dernière couche de sol considéré. Pour ce qui est des frontières latérales symétriques, on devra fixer le déplacement latéral et les rotations sur les deux autres axes. Pour une symétrie par rapport à x :

$$U_1 = 0 \text{ et } U_{R2} = U_{R3} = 0$$

Finalement pour les frontières représentant une dimension infinie, il faut fixer les déplacements horizontaux.

$$U_1 = U_2 = 0$$

Certaines conditions aux frontières, de nature hydraulique ou thermique, liées à la perméabilité ou à la conductivité thermique peuvent aussi être requises.

### **3.4.5.3 Équilibre géostatique**

Certains modèles constitutifs requièrent une définition initiale de l'état de contrainte. C'est à dire, que les contraintes verticales ainsi que les coefficients de poussée latérale doivent être précisés. Il est donc nécessaire d'effectuer une étape durant laquelle on s'assure que l'état de contrainte imposé est en équilibre avec les charges et déplacements appliqués, ainsi qu'avec les conditions aux frontières. Il est primordial que l'application des contraintes initiales ne produise qu'un déplacement résiduel minime et faible vis-à-vis les valeurs projetées pour le reste de l'analyse.

Donc, la procédure géostatique permet d'assurer que les contraintes prescrites initialement sont en équilibre avec les charges appliquées ainsi qu'avec les conditions aux frontières. Deux (2) procédures peuvent être employées selon que les contraintes initiales sont approximativement connues ou inconnues. La procédure standard est utilisée si l'état initial est connu ou du moins s'il est connu approximativement. La procédure avancée est employée si l'état de contraintes initial est inconnu. Cette dernière va itérer, si nécessaire, pour tenter d'établir un équilibre entre les forces internes et externes; elle peut même, contrairement à la procédure standard, réduire la taille de l'incrément afin d'accélérer la convergence et d'étaler l'analyse sur plusieurs incrément. La procédure avancée vise à établir l'équilibre pour des matériaux dont la réponse est principalement élastique et légèrement plastique. Il faut donc s'assurer que les déformations plastiques ne représentent pas la majorité des déformations obtenues, ce qui pourrait être le cas

pour un sol normalement consolidé. Peu importe la procédure utilisée, il est nécessaire de s'assurer que les déformations associées à l'étape géostatique demeurent faibles par rapport à celles envisagées.

À l'intérieur de l'étape géostatique, la manière avec laquelle les charges de gravité sont prescrites va déterminer la nature de la solution quant à la pression interstitielle. En effet, si la commande *body-force*, une commande qui permet d'appliquer spécifiquement des efforts et/ou des déplacements au nœud, est utilisée pour appliquer la gravité au modèle, la solution va être en termes d'excès de pression interstitielle. C'est-à-dire qu'initialement la pression d'eau n'a pas à être définie. Par contre, si la commande *gravity*, une commande qui permet d'appliquer des efforts gravitaires au nœud, est employée, la réponse est présentée en termes de pression interstitielle totale. La commande *gravity* nécessite que la pression interstitielle initiale soit spécifiée et que la densité soit incluse dans la définition des matériaux. D'après le manuel de l'utilisateur, la différence est perceptible seulement dans les problèmes où les charges gravitaires sont importantes, par exemple, pour les problèmes où il y aura de la succion. Ce n'est donc pas le cas si une nappe en surface est considérée. Le manuel mentionne aussi qu'il peut y avoir des effets néfastes si la charge induite par la pression hydrostatique dans le liquide interstiel est importante.

#### **3.4.5.4 Commande NLGEOM**

Pour les étapes subséquentes à l'équilibre géostatique, la commande NLGEOM est activée afin de prendre en compte la non-linéarité induite par les déformations de grande envergure. Puisque l'étape géostatique n'induit quasiment pas de déformations, elle ne requiert pas cette option.

#### **3.4.5.5 Application des charges**

Les charges sont prescrites au sein des étapes. Ces dernières peuvent être introduites sous forme de pression, de charges concentrées ou linéiques, etc. L'interface CAE distribue par la suite les charges aux nœuds comme représentés à la Figure 3-3.

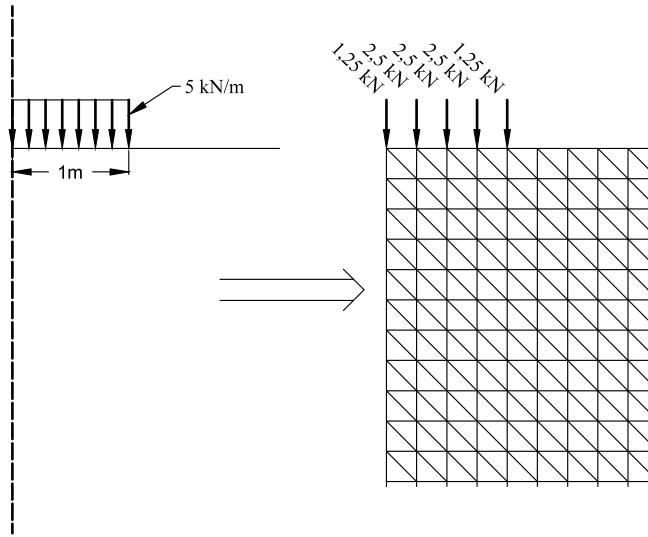


Figure 3-3 : Répartition de la charge sur les nœuds

Les charges se cumulent d'une étape à l'autre. En effet, si une charge devait être modifiée à une étape subséquente, il suffit d'additionner le gain. Par exemple, une pression de confinement de 100 kPa est appliquée sur un échantillon monté dans une cellule triaxiale et ce dernier est amené à l'équilibre à l'aide d'une procédure géostatique. Pour la modélisation, le cisaillement équivaut à un déviateur de 50 kPa, une étape de type « Soil » doit être définie et la charge de 100 kPa sera modifiée par une charge de 150 kPa.

#### 3.4.5.6 Changement en cours d'analyse

Dans le cas d'une construction séquentielle d'un remblai, l'assemblage peut être modifié durant l'analyse. Une étape distincte est donc insérée pour chacune des phases de la construction. Plus précisément, lorsque certaines parties du modèle sont modifiées, ce sont en fait les éléments qui sont activés, supprimés ou désactivés. Pour l'application à la construction séquentielle d'un remblai, il faut désactiver tous les éléments composant le remblai à l'étape géostatique pour les réactiver successivement aux étapes appropriées. Les charges gravitaires dues aux couches de remblai sont appliquées à l'aide de la commande "body-force". Il est possible de désactiver des éléments tout en gardant en mémoire les déformations déjà subies.

### 3.5 Interaction pieu-sol

Abaqus/Standard permet de résoudre des problèmes dans lesquels des contacts entre diverses composantes prennent place. Dans le cas du présent projet, l'utilisation du module contact nécessite la spécification des surfaces maîtresses et esclaves.

#### 3.5.1 Définition des surfaces

Deux (2) surfaces sont à définir pour l'emploi du module contact. Tout d'abord, la surface maîtresse doit être déterminée. Cette dernière est normalement constituée du matériau le plus rigide et son maillage doit être plus fin que celui de la surface esclave de manière à éviter que celle-ci puisse y pénétrer. Initialement les maillages des surfaces ne doivent pas être décalés les uns par rapport aux autres. Dans le cadre du présent projet, il est à noter que la définition du contact n'inclura pas le couplage hydraulique puisque les pieux sont considérés comme imperméables.

#### 3.5.2 Modèle d'interface

Normalement, lorsque des surfaces sont en contact, elles transmettent des efforts de cisaillement, ainsi que des efforts normaux. Le modèle de pénalité a été choisi pour simuler le contact à l'interface sol-pieu. Ce modèle est basé sur la loi de frottement de Coulomb, un modèle de frottement assez commun en mécanique. La contrainte de cisaillement critique limitant le glissement est donnée par :

$$\tau_{critique} = \mu p \quad (3.2)$$

avec  $\mu$  : coefficient de frottement;  $p$  : contrainte effective de contact entre les deux (2) surfaces;

Il est à noter, que pour une valeur de  $\mu$  supérieure à 0,2, la matrice de rigidité ne sera pas symétrique et que, conséquemment, la définition de l'étape doit en tenir compte. Pour des valeurs largement supérieures à 0,2, le solveur d'Abaqus/Standard considère automatiquement une matrice de rigidité non symétrique.

### **3.6 Analyse couplée avec consolidation**

Étant donné que l'intérêt de la recherche est le développement du frottement négatif et l'évolution du plan neutre, l'analyse doit être effectuée de manière incrémentale en fonction du temps. Le couplage mécanique/hydraulique est pris en compte dans la définition des matériaux, des étapes et au niveau des conditions initiales. Au niveau de la définition des matériaux, il s'agit d'y définir la perméabilité selon que cette dernière est anisotrope, orthotrope ou isotrope.

#### **3.6.1 Conditions initiales de nature hydraulique**

Comme mentionnée précédemment, l'analyse est effectuée en termes d'excès de pression interstitielle. Donc, l'indice des vides initial doit être prescrit à la pré-étape. Ce dernier peut-être considéré comme constant ou variable linéairement en fonction de la position.

#### **3.6.2 Incrémentation du problème et subdivision en étapes**

En ce qui concerne l'étape géostatique, elle s'effectue en un seul incrément lorsque la procédure standard est utilisée. Pour les étapes subséquentes, il faut définir la durée totale de l'étape, la taille du premier incrément et celle de l'incrément minimal, et maximal. Abaqus/Standard va ensuite augmenter automatique la taille de l'incrément selon le nombre d'itérations nécessaire pour l'incrément. Toutefois, pour s'assurer de la qualité de la solution, il est nécessaire d'établir un critère quant à la variation maximale de l'excès de pression interstitielle par incrément. Cette dernière doit être prise comment étant approximativement égale à 10% de la charge.

#### **3.6.3 Conditions aux frontières pour le drainage**

Les conditions aux frontières de nature hydraulique sont prescrites sous forme de hauteur de charges. Elles sont, tout comme pour les conditions aux frontières (CF) de nature, mécanique appliquée à des ensembles de noeuds.

### **3.7 Les modèles constitutifs**

Afin d'augmenter la justesse de l'approximation numérique, il est nécessaire d'utiliser des modèles constitutifs qui décrivent adéquatement le comportement des matériaux. Les modèles qui suivent ont été utilisés et/ou seront utilisés pour apprécier la réponse des matériaux soumis à des champs de contrainte.

### 3.7.1 Élasticité isotrope

Originaire de la loi de Hooke, l'élasticité isotrope (EI) constitue un modèle de comportement assez simple qui permet de décrire de manière satisfaisante le comportement des matériaux homogènes ne subissant pas de grande déformation (pas de plasticité). Les propriétés ne dépendent pas de la direction.

De manière générale, bien que cela ne soit pas toujours le cas, la relation contrainte-déformation de ces matériaux est une droite de pente  $E$ , appelé module de Young. La relation s'exprime :

$$\sigma = \varepsilon E \quad (3.3)$$

Dans un cas tridimensionnel ou la déformation  $\varepsilon_{11}$  doit être déterminée, il est nécessaire de considérer les contraintes  $\sigma_{11}$ ,  $\sigma_{22}$  et  $\sigma_{33}$ . Par exemple, si la contrainte  $\sigma_{11}$  tend à compresser l'élément et que les contraintes  $\sigma_{22}$  et  $\sigma_{33}$ , à l'opposé, tendent à l'étirer, ces deux dernières vont réduire la déformation  $\varepsilon_{11}$ , on écrit donc :

$$\varepsilon_{11} = \frac{\sigma_{11}}{E} - B\sigma_{22} - C\sigma_{33} \quad (3.4)$$

$B$  et  $C$  sont des paramètres qui doivent être obtenus à partir d'essais en laboratoire, tout comme  $E$ . Pour simplifier les choses, ces paramètres sont définis comme étant une fraction du module de Young. La forme générale pour  $\varepsilon_{11}$  :

$$\varepsilon_{11} = \frac{1}{E}(\sigma_{11} - \nu(\sigma_{22} + \sigma_{33})) \quad (3.5)$$

Il s'agissait ici des composantes normales, les composantes tangentialles doivent elles aussi être introduites pour une description complète du comportement. Les efforts tangentiels qui aussi appelés contraintes de cisaillement n'ont pas été introduits précédemment.

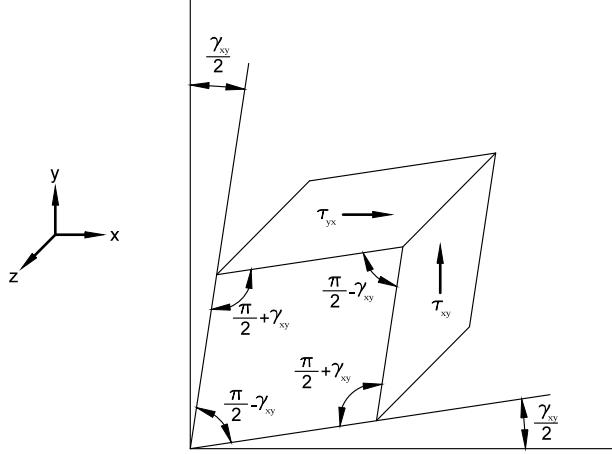


Figure 3-4 : Décomposition des contraintes et des déformations de cisaillement

À la manière utilisée pour introduire les contraintes normales, et pour un cas bidimensionnel nous considérons un élément, Figure 3-4, ne subissant que du cisaillement pur, c'est-à-dire aucune contrainte normale :

$$\sigma_{11} = \sigma_{22} = 0 \quad \sigma_{12} = \sigma_{21} = \tau_{xy} \quad (3.6) \text{ et } (3.7)$$

En parallèle avec les contraintes, on note les déformations suivantes :

$$\varepsilon_{11} = \varepsilon_{22} = 0 \quad \varepsilon_{12} = \varepsilon_{21} = \frac{\gamma_{xy}}{2} \quad (3.8) \text{ et } (3.9)$$

Il est possible d'obtenir les valeurs principales (plan dans lequel les contraintes de cisaillement sont nulles) à partir des équations de transformations ou bien du cercle de Mohr. On trouvera les valeurs principales suivantes :

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= \tau_{xy} \quad \sigma_2 = -\tau_{xy} \quad \varepsilon_1 = \frac{\gamma_{xy}}{2} \varepsilon_2 \\ &= -\frac{\gamma_{xy}}{2} \end{aligned} \quad (3.10), (3.11), (3.12) \text{ et } (3.13)$$

En utilisant par la suite l'équation trouvée pour les contraintes normales, on pose que :

$$\frac{\gamma_{xy}}{2} = \frac{1}{E}(\tau_{xy} - v(-\tau_{xy} + 0)) \quad (3.14)$$

$$G = \frac{\tau_{xy}}{\gamma_{xy}} = \frac{E}{2(1+v)} \quad (3.15)$$

En effet, lorsqu'il est nécessaire d'obtenir les déformations, il est pratique de pouvoir séparer ces dernières selon qu'elles sont de nature volumétrique ou distorsionnelle. À partir du module de cisaillement,  $G$ , il est possible de calculer les déformations de cisaillement (distorsion) uniquement. En ce qui concerne les déformations volumétriques qui sont liées aux contraintes principales, elles peuvent être calculées avec le module,  $K$ . En additionnant les équations précédentes :

$$\varepsilon_{11} + \varepsilon_{22} + \varepsilon_{33} = \frac{(1-2v)}{E}(\sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33}) \quad (3.16)$$

En définissant

$$\varepsilon_{Vol} = \varepsilon_{11} + \varepsilon_{22} + \varepsilon_{33} \quad (3.17)$$

et

$$3\sigma_{Hyd} = \sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33} \quad (3.18)$$

$$K = \frac{\sigma_{Hyd}}{\varepsilon_{Vol}} = \frac{E}{3(1-2v)} \quad (3.19)$$

### 3.7.2 Modèle élastoplastique général pour les sols

Les sols, comme plusieurs autres types de matériau, peuvent exhiber un comportement fortement non-linéaire. La relation contrainte-déformation de ce type de matériau n'est pas unique et pour un même état de contrainte, elle peut être associée à plusieurs stades de déformation. En effet, la surface d'état limite (SEL), Figure 3-4, marque la transition au-delà de laquelle le matériau se déforme de manière permanente. La description qui suit couvre uniquement les combinaisons des

déformations et contraintes applicables en sein d'un appareillage triaxial, dans lequel, les composantes verticales sont telles que :

$$\sigma_2 = \sigma_3 \quad (3.20)$$

Les définitions qui suivent sont associées à un appareillage triaxial. Le matériau présent dans la cellule triaxiale est saturé et son état peut être décrit comme suit :

- La contrainte déviatorique,  $q$

$$q = \sigma'_1 - \sigma'_3 = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (3.21)$$

- La contrainte moyenne effective,  $p'$

$$p' = \frac{\sigma'_1 + 2\sigma'_3}{2} \quad (3.22)$$

- L'indice des vides,  $e$  ou le volume spécifique,  $\nu$

$$\nu = 1 + e \quad (3.23)$$

L'état du matériau peut être présenté dans le plan des contraintes effectives  $p'-q$  ou bien dans le plan de compression  $p'-\nu$ , Figure 3.5. Un modèle élastoplastique doit évidemment inclure des paramètres d'élasticité qui régissent les déformations réversibles. Les équations d'élasticité peuvent incorporer l'anisotropie, mais cela n'est pas obligatoire. Une définition isotrope de l'élasticité est utilisée dans la description qui suit. Comme mentionné à la Section 3.7.1, il est important de séparer les déformations volumétriques de celles de nature distortionnelle.

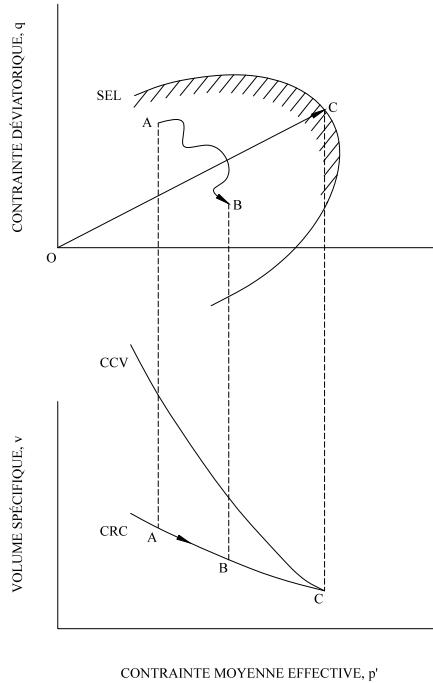


Figure 3-5 : La surface d'état limite

(Adapté de Wood (1990))

### 3.7.2.1 Déformation volumétrique élastique ( $\varepsilon_v^e$ ) et distortionnelle ( $\varepsilon_s^e$ )

L'élasticité isotrope est utilisée pour décrire le comportement du sol lorsque l'état de contrainte se trouve à l'intérieur de la SEL. Il est possible de définir les déformations volumétriques élastiques et distortionnelles à l'aide de modules. La forme matricielle est présentée ci-bas :

$$\begin{bmatrix} \delta\varepsilon_v^e \\ \delta\varepsilon_s^e \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1/K' & 0 \\ 0 & 1/3G' \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta p' \\ \delta q \end{bmatrix} \quad (3.24)$$

avec  $K'$  : module élastique isostatique;  $G'$  : module de cisaillement

Les déformations volumétriques sont causées uniquement par la variation de la contrainte moyenne effective. Les états de contrainte à l'intérieur de la surface d'état limite (SEL) peuvent être reportés dans le plan de compression. L'ensemble des points à l'intérieur de la SEL forment la courbe de recompression (CRC) qui représente aussi toutes les combinaisons élastiques possibles atteignables de  $p'$  et  $v$ . Par exemple, les points A et B, à la Figure 3-5, illustrent un

cheminement de contrainte (CC) aléatoire, de nature élastique. De plus, peu importe la direction du CC, dans le plan  $p'-q$ , il se déplace uniquement sur la CRC au niveau du plan de compression.

L'historique des compressions anisotropes, p. ex. une compression unidimensionnelle ou toute autre compression incluant un déviateur, crée des cheminements de contrainte linéaires, par exemple le cheminement OC, dans le plan  $p'-q$ , à la Figure 3-5. Ce dernier laisse une SEL correspondant à la compression maximale atteinte. Les compressions normales, elles, vont créer, dans le plan de compression, la courbe de consolidation vierge (CCV). Les équations qui suivent sont respectivement celles qui décrivent les courbes de recompression (CRC) et de consolidation vierge (CCV)

$$\nu = \nu_\lambda - \lambda \ln(p') \quad (3.25)$$

$$\nu = \nu_\kappa - \kappa \ln(p') \quad (3.26)$$

en dérivant l'équation 3.25 :

$$\delta\nu^e = -\kappa \frac{\delta p'}{p'} \quad (3.27)$$

en admettant que :

$$\delta\varepsilon_\nu = -\frac{\delta\nu}{\nu} \quad (3.28)$$

et en incorporant l'équation 3.26 dans l'équation 3.27

$$\delta\varepsilon_\nu^e = \kappa \frac{\delta p'}{vp'} \quad (3.29)$$

En comparant 3.28 et 3.23

$$K' = \frac{vp'}{\kappa} \quad (3.30)$$

Le module élastique isostatique,  $K'$ , est donc fonction de la contrainte moyenne effective,  $p'$ , ainsi que du volume spécifique,  $\nu$ . Cependant, le volume ne fluctue pas beaucoup et n'affecte donc pas significativement la valeur de  $K'$ .

À l'intérieur de la surface d'état limite, le déviateur ne crée aucun changement de volume, mais plutôt des déformations de cisaillement élastiques,  $\delta\varepsilon_s^e$ . Ces dernières peuvent être calculées à l'aide d'un module de cisaillement  $G'$ , en considérant un coefficient de Poisson,  $\nu'$ , constant. Il est possible d'utiliser une valeur constante de  $G'$  et un coefficient de Poisson fonction du module élastique isostatique, donc de  $p'$ .

$$\nu' = \frac{3K' - 2G'}{2G' + 6K'} \quad (3.31)$$

### 3.7.2.2 Déformation volumétrique plastique ( $\varepsilon_v^p$ ) et l'écrouissage plastique

Un incrément de charge qui amène l'état de contrainte à l'extérieur de la surface d'état limite va créer une nouvelle surface d'état limite. Les possibilités, au niveau des combinaisons élastiques des contraintes moyennes effectives et de volumes, sont donc augmentées. Une nouvelle courbe de recompression est aussi créée. Il est admis que le cheminement de contrainte n'influence pas la forme des surfaces d'état limite. En effet, ces dernières possèdent le même patron. Cette hypothèse n'est pas nécessaire, mais elle simplifie énormément la construction du modèle.

La Figure 3-6 illustre, entre autres, le chargement XY qui créé la SEL 2 et le CRC 2. Ce chargement va amener le sol à se contracter, à réduire son volume. Si l'argile présente dans l'appareillage triaxial était, par la suite, déchargée, vers le point Z, dans un état de compression isotrope, il serait possible d'observer, dans le plan de compression, une augmentation du volume. Les changements de volume observés dans le plan de compression contiennent, à la fois, une fraction élastique et une fraction plastique.

$$\Delta\nu = \Delta\nu^e + \Delta\nu^p \quad (3.32)$$

La fraction élastique est celle qui peut être récupérable lors d'un déchargement et la fraction plastique, à l'inverse, est irrécupérable. La variation de volume associée à la plastification, dénotée  $\Delta v^p$ , correspond à la distance qui sépare la CRC 1 et de la CRC 2, Figure 3-6.

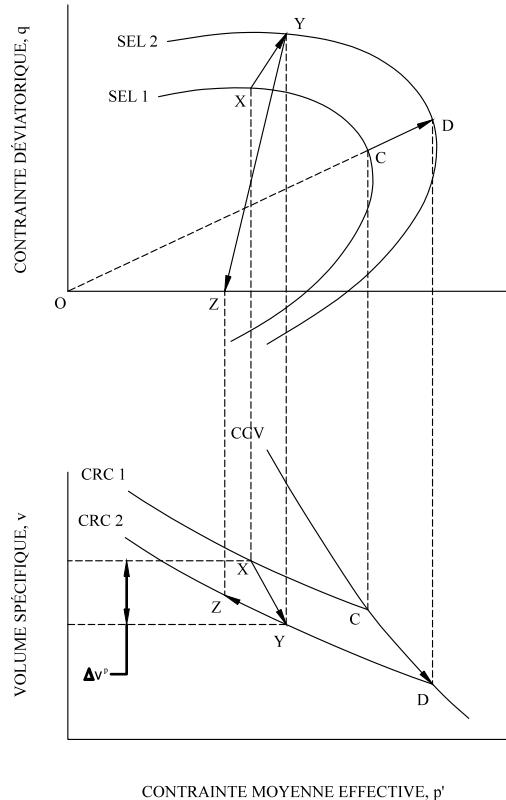


Figure 3-6 : Écrouissage et changement de volume plastique

(Adapté de Wood (1990))

Le changement de volume associé aux déformations volumétriques plastiques peut aussi être obtenu en manipulant les équations 3.24 et 3.25. En examinant la Figure 3-7, il est possible d'observer le changement de volume associé au cheminement de contrainte qui amènerait le matériau du point E au point F, dans le domaine normalement consolidé, c'est-à-dire un déplacement sur la CCV de  $p'_{c1}$  à  $p'_{c2}$ . Par la suite, il suffit de soustraire l'augmentation de volume liée au déchargement, depuis le point F, nécessaire pour atteindre la valeur de  $p'_{c1}$  sur la CRC 2.

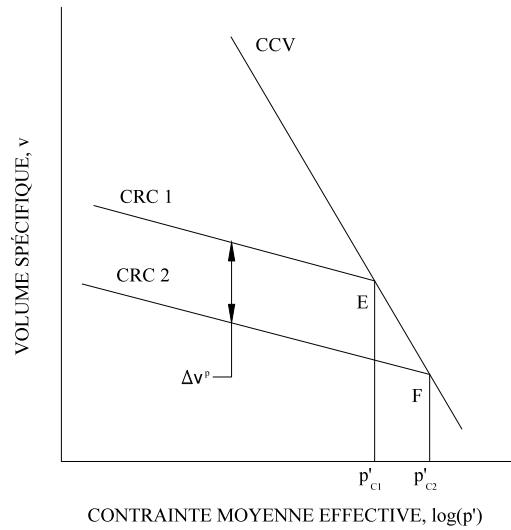


Figure 3-7 : Calcul du changement de volume plastique

(Adapté de Wood (1990))

En effectuant la soustraction, il est possible d'obtenir la relation suivante :

$$\Delta v^p = -\lambda \ln \left( \frac{p'_{c2}}{p'_{c1}} \right) + \kappa \ln \left( \frac{p'_{c2}}{p'_{c1}} \right) \quad (3.33)$$

Cette dernière permet, elle aussi, d'obtenir le changement de volume associé aux déformations volumétriques plastiques.

En dérivant 3-32:

$$\delta v^p = -(\lambda - \kappa) \frac{\delta p'_{c0}}{p'_{c0}} \quad (3.34)$$

et en termes de déformation :

$$\delta\varepsilon_v^p = (\lambda - \kappa) \frac{\delta p'_{c0}}{vp'_{c0}} \quad (3.35)$$

Les déformations volumétriques totales sont donc égales à :

$$\begin{aligned} \delta\varepsilon_v &= \delta\varepsilon_v^e + \delta\varepsilon_v^p \\ &= \kappa \frac{\delta p'}{vp'} + (\lambda - \kappa) \frac{\delta p'_{c0}}{vp'_{c0}} \end{aligned} \quad (3.36)$$

en termes de volume :

$$\begin{aligned} \delta v &= \delta v^e + \delta v^p \\ &= -\kappa \frac{\delta p'}{p'} - (\lambda - \kappa) \frac{\delta p'_{c0}}{p'_{c0}} \end{aligned} \quad (3.37)$$

Si la compression est isotrope et qu'il n'y a pas de déviateur :

$$p'_{ci} = p' \quad (3.38)$$

et :

$$\delta v = -\lambda \frac{\delta p'}{p'} \quad (3.39)$$

en intégrant, on retrouve l'équation de la courbe de consolidation vierge :

$$v = v_\lambda - \lambda \ln(p') \quad (3.40)$$

### 3.7.2.3 Déformation distortionnelle plastique ( $\varepsilon_s^p$ ) et évolution de l'écrouissage plastique

Les composantes des déformations plastiques sont dépendantes de l'état de contrainte lorsque la surface d'état limite est atteinte plutôt que du cheminement de contrainte par lequel la SEL est atteinte. Pour chaque état de contrainte, où il y a écrouissage, expansion du domaine élastique et

ajout de nouvelles SEL, il est possible d'ajouter les composantes des déformations plastiques à l'endroit où le cheminement de contrainte va créer une nouvelle SEL, Figure 3-8.

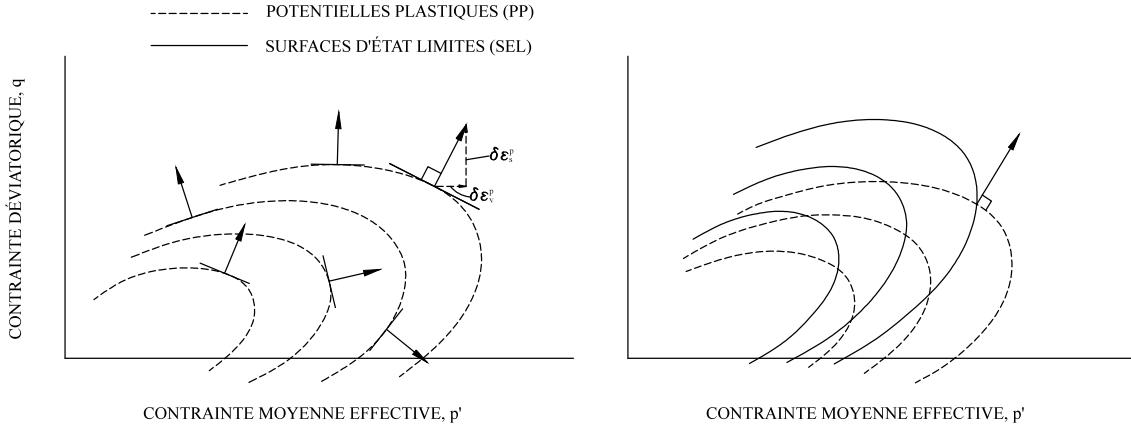


Figure 3-8 : Composition des déformations plastiques

(Adapté de Wood (1990))

En ajoutant une normale à la base de ces composantes, les vecteurs incrémentaux de déformations plastiques, il est possible d'obtenir une famille entière, composée de toutes ces normales, appelée potentielle plastique. Les différents potentiels plastiques (PP), tout comme les SEL, peuvent être représentés par une fonction mathématique. Supposons le potentiel plastique donné par :

$$g(p', q, \zeta) = 0 \quad (3.41)$$

$\zeta$  : paramètre qui contrôle la taille du potentiel plastique;

et les surfaces d'état limite par :

$$f(p', q, p'_0) = 0 \quad (3.42)$$

Afin de compléter le modèle, il est nécessaire de définir l'évolution de l'écrouissage, le mécanisme par lequel la taille des nouvelles surfaces d'état limite va varier lorsque des

déformations plastiques sont inférées. Tout d'abord les composantes du vecteur incrémental plastique sont données par :

$$\delta \varepsilon_v^p = \chi \frac{\partial g}{\partial p'} \quad (3.43)$$

$$\delta \varepsilon_s^p = \chi \frac{\partial g}{\partial q} \quad (3.44)$$

$\chi$  : paramètre qui dépend des propriétés du matériau

En admettant que l'évolution de l'écrouissage dépend des déformations plastiques, autrement dit que  $\delta p'_0$  en dépend, on peut écrire :

$$\delta p'_0 = \frac{\partial p'_0}{\partial \varepsilon_v^p} \delta \varepsilon_v^p + \frac{\partial p'_0}{\partial \varepsilon_s^p} \delta \varepsilon_s^p \quad (3.45)$$

en combinant avec la forme différentielle de la SEL :

$$\frac{\partial f}{\partial p'} \delta p' + \frac{\partial f}{\partial q} \delta q + \frac{\partial f}{\partial p'_0} \delta p'_0 = 0 \quad (3.46)$$

et en insérant 3.42 et 3.43 dans 3.44 :

$$\chi = - \frac{\left( \frac{\partial f}{\partial p'} \delta p' + \frac{\partial f}{\partial q} \delta q \right)}{\frac{\partial f}{\partial p'_0} \left( \frac{\partial p'_0}{\partial \varepsilon_v^p} \frac{\partial g}{\partial p'} + \frac{\partial p'_0}{\partial \varepsilon_s^p} \frac{\partial g}{\partial q} \right)} = 0 \quad (3.47)$$

en insérant 3.46 dans 3.42 et 3.43 on obtient la relation effort déformation générale :

$$\begin{bmatrix} \delta \varepsilon_v^p \\ \delta \varepsilon_s^p \end{bmatrix} = \frac{-1}{\frac{\partial f}{\partial p'_0} \left( \frac{\partial p'_0}{\partial \varepsilon_v^p} \frac{\partial g}{\partial p'} + \frac{\partial p'_0}{\partial \varepsilon_s^p} \frac{\partial g}{\partial q} \right)} \begin{bmatrix} \frac{\partial f}{\partial p'} \frac{\partial g}{\partial p'} & \frac{\partial f}{\partial q} \frac{\partial g}{\partial p'} \\ \frac{\partial f}{\partial p'} \frac{\partial g}{\partial q} & \frac{\partial f}{\partial q} \frac{\partial g}{\partial q} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta p' \\ \delta q \end{bmatrix} \quad (3.48)$$

Il est possible d'utiliser la même fonction pour décrire le PP et les surfaces d'état limite. En d'autres mots, on superpose les courbes d'EL au potentiel plastique. Il est à noter que deux (2) fonctions distinctes peuvent être employées. En admettant une fonction commune au PP et au CEL, il est possible p. ex. d'accélérer la vitesse avec laquelle on effectue des simulations numériques, car la matrice de rigidité devient symétrique. Juger de la précision des résultats obtenus à l'aide des simulations numériques est plus commode. Cette simplification est appelée loi de la normalité ou qualifiée d'écoulement plastique associé. Il a été démontré que cette dernière est appropriée pour simuler le comportement des argiles (Graham (1983)).

### 3.7.3 Cam-Clay Modifié

Introduit par les chercheurs Roscoe et Schofield en 1963 (Wood, 1990), le modèle original de Cam-Clay a été développé à l'université Cambridge, au Royaume-Uni. Il a ensuite été modifié par les professeurs Roscoe et Burland en 1968 (Wood, 1990) et est utilisé plus particulièrement pour les simulations numériques. Il s'agit d'un modèle élastoplastique utilisé pour décrire le comportement des argiles molles.

Afin de décrire adéquatement le comportement du sol, le Cam-Clay inclut des équations d'élasticité qui régissent les déformations réversibles. Tel que mentionné dans la section précédente, un modèle élastoplastique doit contenir une surface d'état limite. À l'endroit du Cam-Clay modifié, cette limite est représentée, dans le plan  $p'$ - $q$ , par une ellipse.

$$\frac{q^2}{p'^2} + M^2 \left( 1 - \frac{p'_c}{p'} \right) = 0 \quad (3.49)$$

$p'_c$  : contrainte de préconsolidation;  $M$  : pente de la ligne d'état critique (LEC)

Lorsque le cheminement atteint la surface de l'ellipse, des déformations plastiques vont s'additionner aux déformations élastiques. Comme mentionné ultérieurement, les déformations plastiques, contrairement à celles de nature élastique, sont définies par la combinaison des contraintes au point particulier où la surface d'état limite est atteinte.

Il est question de durcissement, Figure 3-9, si le sol possède un rapport de surconsolidation faible, le cheminement de contrainte atteint la SEL du côté humide. Dans ce cas, les composantes des déformations plastiques sont positives et le sol se contracte. Si le rapport de consolidation (OCR) est supérieur à 2, le cheminement de contrainte atteint la SEL du côté sec, Figure 3-10. En atteignant la SEF du côté sec, la composante horizontale du vecteur incrémental de déformation plastique va être négative et le sol va prendre de l'expansion.

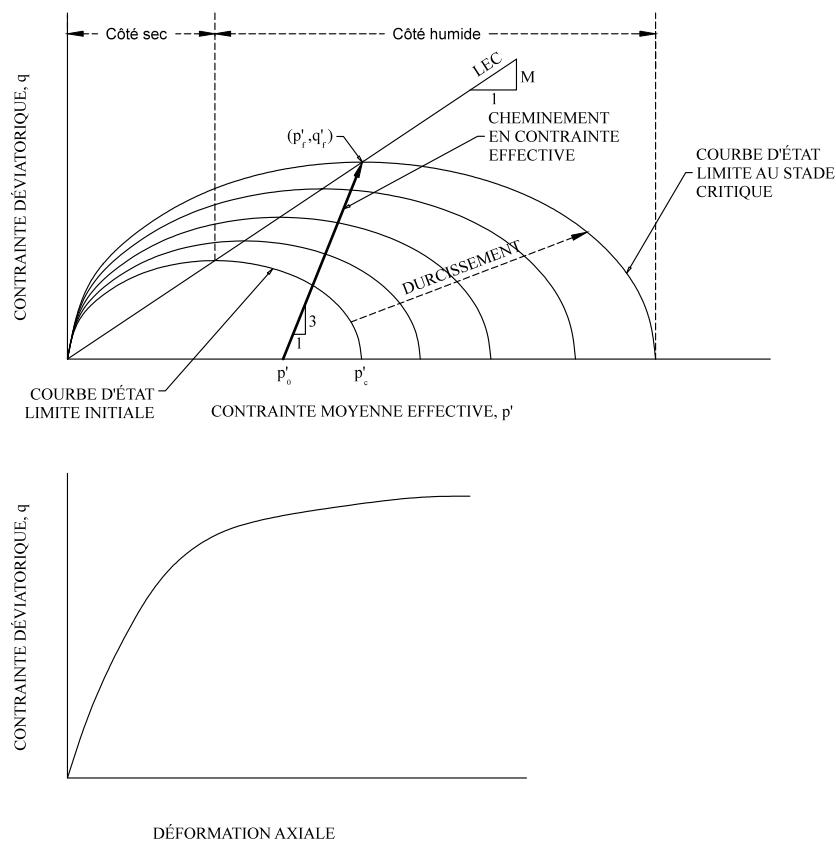


Figure 3-9 : Durcissement induit par le CCM

(Adaptée de Helwany (2007))

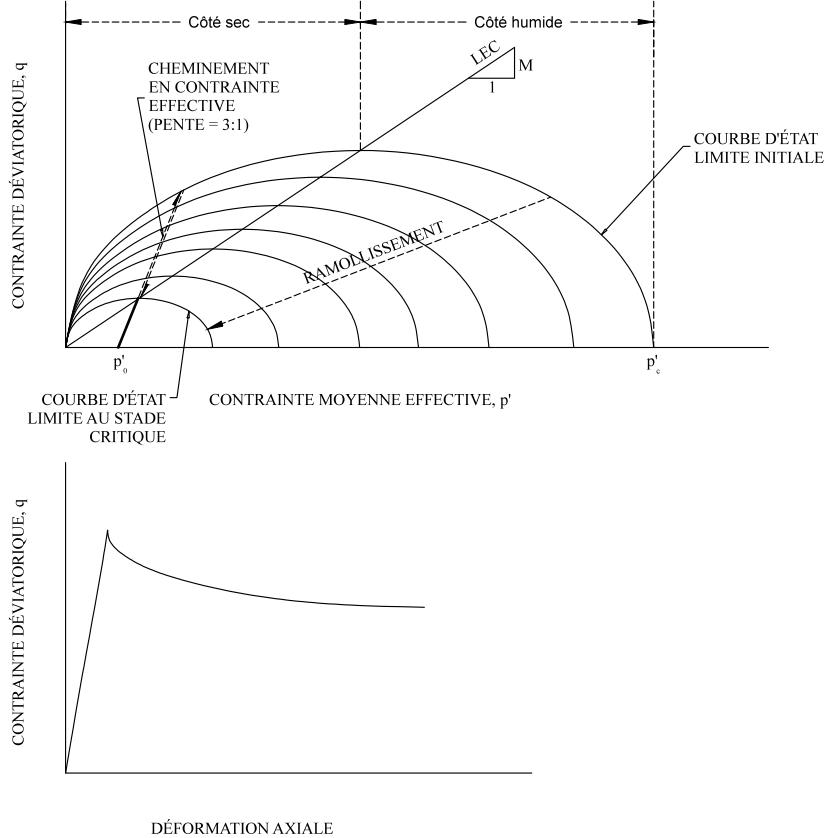


Figure 3-10 : Ramollissement induit par le CCM

(Adaptée de Helwany (2007))

Par la suite, c'est le potentiel plastique qui va déterminer l'envergure des déformations. Pour ce qui est de Cam-Clay modifié, la fonction qui décrit le potentiel plastique est prise égale à celle de la surface d'état limite. Autrement dit, le potentiel plastique et la courbe d'état limite se superposent pour former un écoulement plastique associé. Le vecteur incrémental des déformations plastiques est donc perpendiculaire à l'ellipse du CCM. Les composantes de ce vecteur sont à partir de l'équation 3.47:

$$\begin{bmatrix} \delta \varepsilon_v^p \\ \delta \varepsilon_s^p \end{bmatrix} = \frac{(\lambda - \kappa)}{\nu p'(M^2 + \eta^2)} \begin{bmatrix} M^2 - \eta^2 & 2\eta \\ 2\eta & 4\eta^2/(M^2 - \eta^2) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta p' \\ \delta q \end{bmatrix} \quad (3.50)$$

ou plutôt :

$$\delta \varepsilon_v^p = \frac{(\lambda - \kappa)}{\nu} \left( \frac{\delta p'}{p'} + \frac{2\eta\delta\eta}{M^2 + \eta^2} \right) \quad (3.51)$$

$$\delta \varepsilon_s^p = \frac{(\lambda - \kappa)}{\nu} \left( \frac{\delta p'}{p'} + \frac{2\eta\delta\eta}{M^2 + \eta^2} \right) \frac{2\eta}{M^2 - \eta^2} \quad (3.52)$$

$\eta$  : rapport  $q/p'$ ;

La forme matricielle met en évidence que la matrice de rigidité qui fait le lien entre les contraintes et les déformations est symétrique si l'on considère un écoulement plastique associé.

En prenant place, les déformations plastiques vont engendrer des changements irréversibles et cela sera traduit par l'apparition de nouvelles surfaces d'état limite, plus petites ou plus grandes suivant le rapport OCR. S'il y a durcissement, la taille de l'ellipse va augmenter et, dans le cas inverse, s'il y a ramollissement, la taille de l'ellipse va être réduite, car l'un des vecteurs de plasticité a une composante négative.

Lors de l'incrémentation des contraintes, le rapport  $q/p'$  va tendre vers la valeur de  $M$  qui représente la pente de la droite liant l'origine (0,0) au sommet de l'ellipse, c'est-à-dire la ligne d'état critique (LEC). En atteignant cette valeur, on obtient un vecteur des déformations dont les composantes sont :

$$\delta \varepsilon_v^p = 0 \quad (3.53)$$

$$\delta \varepsilon_s^p = \infty \quad (3.54)$$

À ce stade, des déformations de cisaillement plastique illimitées sont observées pour une combinaison constante des contraintes.

## CHAPITRE 4 VÉRIFICATION DU MODÈLE

### 4.1 Généralités

Le chapitre précédent fournit les outils nécessaires afin d'évaluer les efforts transmis par le frottement négatif aux fondations profondes. En effet, la méthode des éléments finis y est décrite. Bien qu'exhaustive, la présentation de la méthode numérique décrite précédemment doit être validée.

En raison de la complexité du phénomène étudié, il a été décidé de scinder le problème en deux sous-problèmes distincts. Dans un premier temps, l'analyse des déformations engendrées par la construction séquentielle d'un remblai sur un sol mou est réalisée. L'emphase est mise sur la capacité du modèle élastoplastique de Cambridge (CCM) à prévoir les déformations sous un remblai possédant une géométrie spécifique. L'étude réalisée par Magnan (1983), au droit du Remblai B, construit sur le site expérimental du Cubzac-les-Ponts, semble être un choix évident. En effet, l'uniformité et l'homogénéité du dépôt argileux en place montrent que l'étude se prête bien au processus de validation qui doit être effectué.

Constituant le fondement même de la présente recherche, le sous-problème amené par le transfert des charges vers les fondations profondes est traité. À l'aide du remblai expérimental de Little (1994), des vérifications sont effectuées concernant les aptitudes de l'algorithme de contact à décrire l'interaction entre le sol, modélisé à l'aide CCM, et les fondations profondes

## 4.2 Site expérimental de Cubzac-les-Ponts en France

Le site de Cubzac-les-Ponts a été utilisé à des fins de recherche et plusieurs remblais y ont été construits dans les années 70. Magnan (1983) a publié des conclusions concernant le remblai B. Le document contient les résultats d'une étude géotechnique, de l'information concernant l'instrumentation du remblai et du sol, et de la construction, des calculs ainsi que des comparaisons entre ces derniers et les mesures expérimentales.

La Figure 4-1 présente les données tirées directement du rapport de Magnan (1983). Ces données sont nécessaires pour établir les conditions initiales. Les approximations utilisées pour la modélisation par éléments finis y ont été juxtaposées et sont présentées à la Figure 4-2.

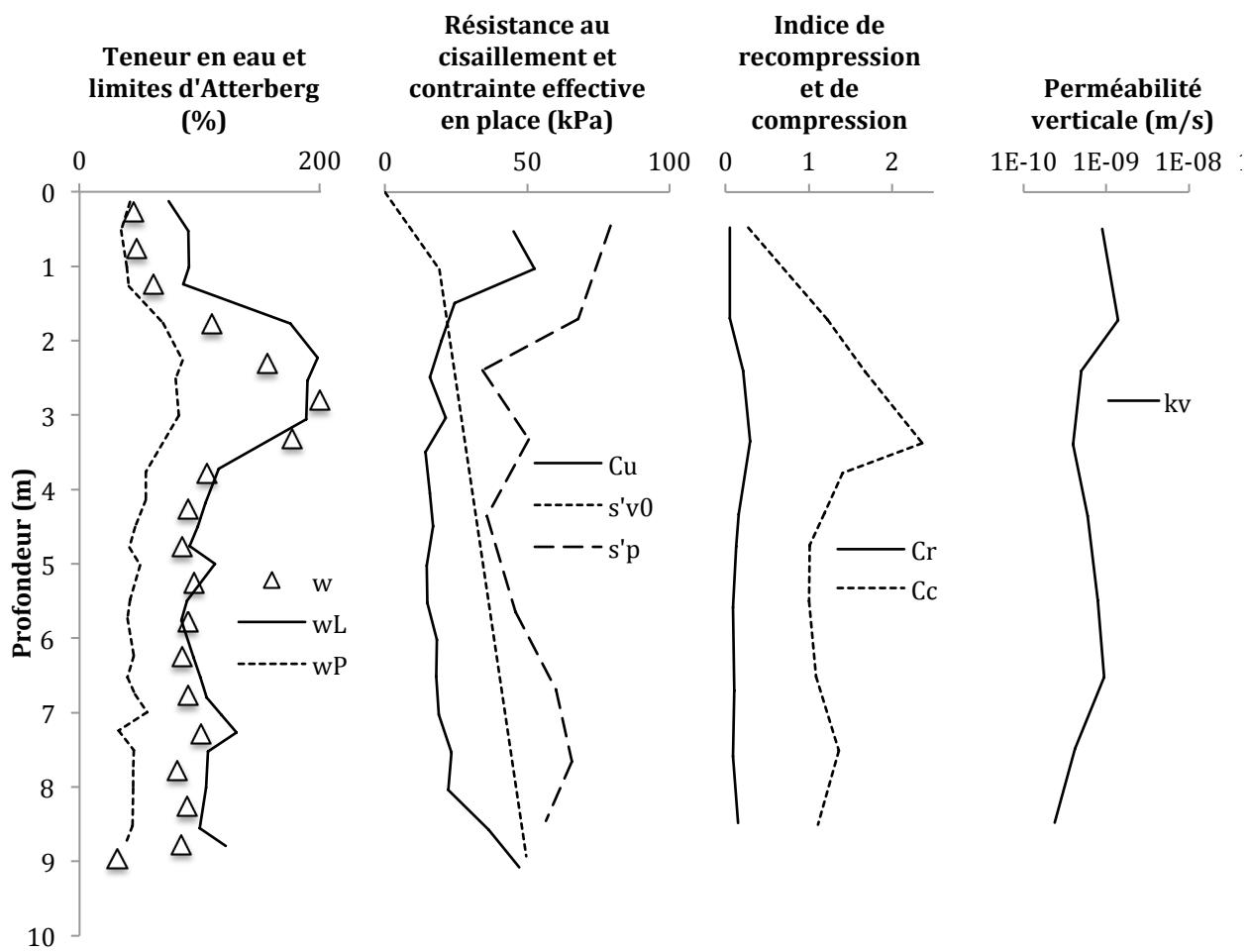


Figure 4-1 : Synthèse des caractéristiques géotechniques pour le site de Cubzac-les-Ponts

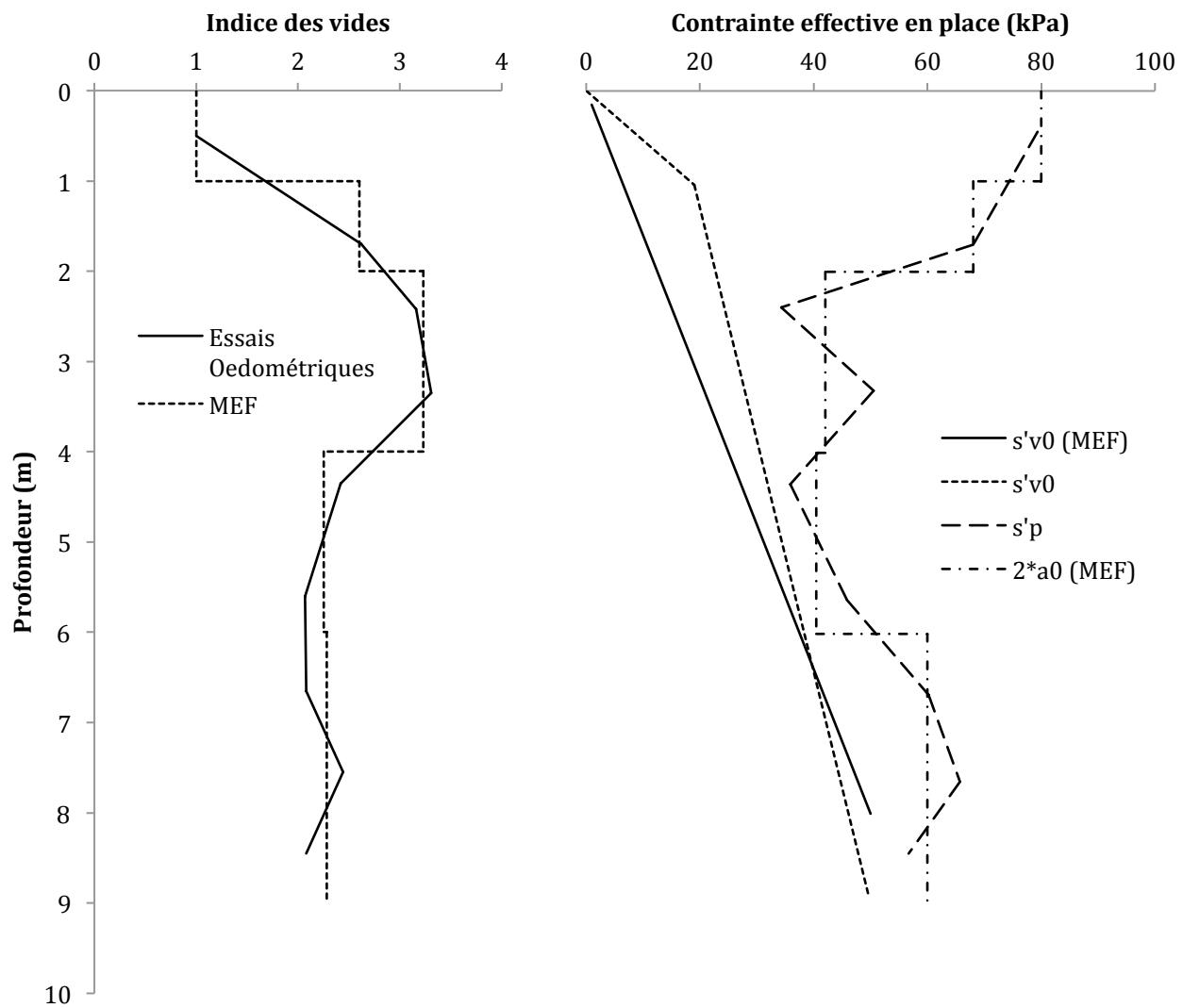


Figure 4-2 : Caractéristiques géotechniques in situ versus modèle numérique pour le site de Cubzac-les-Ponts

Le modèle élastoplastique Cam-Clay modifié a été utilisé pour le calcul du comportement du remblai B. Comme mentionné au chapitre précédent, Abaqus/Standard propose deux techniques pour la définition des courbes d'état limite (CEL). Il permet une définition indirecte à partir des valeurs initiales de l'indice des vides et de la valeur de  $e_1$ .

L'utilisation de cette technique ne nécessite pas une subdivision complète du dépôt naturel en un système de sous-couches. Les ellipses associées au CEL sont données par :

$$a_0 = \frac{1}{2} e^{\left(\frac{e_1 - e_0 - \kappa \ln p_0}{\lambda - \kappa}\right)} \quad (4.1)$$

$e_1$  : intersection de la courbe de consolidation vierge (CCV) pour une pression de 1 kPa;  $\lambda$  : pente de la courbe de consolidation vierge (CCV);  $\kappa$  : pente de la courbe de surconsolidation;  $p_0$  : contrainte moyenne effective initiale (pression de confinement initiale)

Les valeurs de  $e_0$  étant intimement liées à distribution du paramètre  $a_0$ , il faut être vigilant avec la distribution de  $e_0$  utilisée puisque si cette dernière n'est pas linéaire, la distribution de  $a_0$  pourrait être erronée. En effet, une lacune majeure liée à l'emploi de cette technique est qu'il est nécessaire d'avoir une distribution linéaire de l'indice des vides. Ce qui n'est pas toujours désirable. De plus, il n'est pas possible de faire varier les paramètres  $M$ ,  $\kappa$  et  $\lambda$  avec la profondeur. La deuxième technique requiert, cette fois, une subdivision du dépôt en plusieurs sous-couches et une définition explicite des valeurs de  $a_0$  pour chaque sous-couche. Dans la présente analyse, les valeurs de  $a_0$  ont été directement définies afin d'avoir recours à une distribution plus représentative de l'indice des vides. Il est à noter que la distribution initiale de l'indice des vides, à la Figure 4-2, représente une moyenne des résultats obtenus suite aux essais œdométriques.

Les autres propriétés des matériaux ont aussi été tirées du rapport de Magnan (1983) et sont présentées au Tableau 4-1. La perméabilité de l'argile est considérée comme étant anisotrope puisque les résultats de laboratoire montrent une différence significative entre les valeurs à l'horizontale et à la verticale. Le faible module d'élasticité du remblai permet d'éviter les concentrations de contrainte en périphérie du remblai.

Tableau 4-1 : Propriétés des matériaux

Matériel	Modèle	E (kPa)	v	$\gamma_{in situ}$ (kN/m <sup>3</sup> )	M	$\kappa$	$\lambda$	$k_v$ (m/s)	$k_h$ (m/s)
Argile Couche 1	CCM		0,30	16	1	0,018	0,12	1 <sup>e</sup> -9	3 <sup>e</sup> -9
Argile Couche 2	CCM		0,30	16	1	0,022	0,53	1 <sup>e</sup> -9	3 <sup>e</sup> -9
Argile Couche 3	CCM		0,30	16	1,2	0,085	0,68	1 <sup>e</sup> -9	3 <sup>e</sup> -9
Argile Couche 4	CCM		0,30	16	1,2	0,048	0,53	1 <sup>e</sup> -9	3 <sup>e</sup> -9
Argile Couche 5	CCM		0,30	16	1,2	0,044	0,52	1 <sup>e</sup> -9	3 <sup>e</sup> -9
Remblai	EI	500	0,30	21					

Les valeurs de M,  $\kappa$  et  $\lambda$  sont obtenues à partir des relations suivantes :

$$M = \frac{6\sin(\phi')}{3 - \sin(\phi')} \quad (4.2)$$

$$\kappa = \frac{C_r}{2,3} \quad (4.3)$$

$$\lambda = \frac{C_c}{2,3} \quad (4.4)$$

En utilisant la symétrie du problème, il est possible de ne modéliser qu'un quart du problème, Figure 4-3. L'élément C3D8P est choisi pour sa simplicité ainsi que pour sa capacité à coupler les analyses mécaniques à celles de diffusion de pression interstitielle. Cet élément tridimensionnel et quadrangulaire de premier ordre approxime de façon trilinéaire les déplacements et la pression interstitielle. Les éléments du remblai sont de type C3D8 et utilisent l'intégration complète, contrairement à la procédure générale qui utiliserait des éléments à intégration réduite. Il est à noter que des éléments quadrangulaires ont été employés afin d'améliorer le degré d'approximation des résultats.

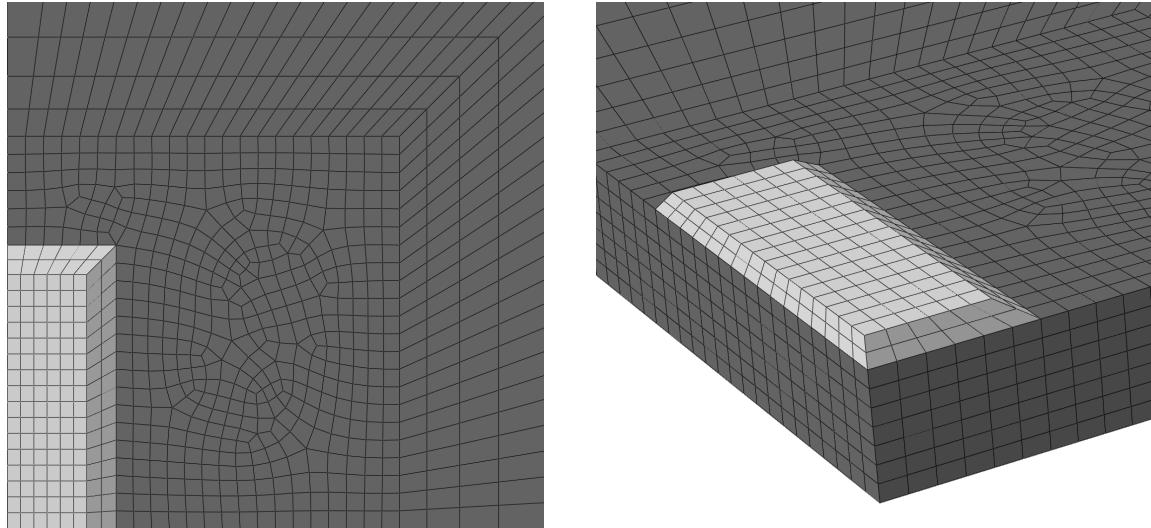


Figure 4-3 : Maillage utilisé pour le Remblai B

En ce qui concerne les conditions aux frontières, ces dernières sont appliquées au même moment que les conditions initiales et demeurent inchangées pour la durée totale de l'analyse. La frontière inférieure du maillage est fixée en déplacement ( $u_1=u_2=u_3=0$ ), les limites semi-infinies sont fixées partiellement ( $u_1=u_2=0$ ), les axes de symétrie sont fixés respectivement avec leurs orientations et les pressions interstitielles sont fixées à zéro au bas et au-dessus du maillage pour représenter des conditions de double drainage. L'utilisation d'un système de coordonnées locales, dont les axes coïncident exactement avec le système de coordonnées globales, a été nécessaire pour la définition de la perméabilité.

Pour résumer les étapes de l'analyse, un équilibre géostatique est tout d'abord établi à l'aide de l'option *Body Force* qui va balancer les forces internes et les conditions aux frontières. Comme mentionnée précédemment, cette option produit des résultats en termes d'excès de pression interstitielle plutôt qu'en termes de pression interstitielle totale. Ensuite, un poids de  $6 \text{ kN/m}^3$  est appliqué à tous les nœuds du maillage à l'exception de ceux composant le remblai. Ces noeuds ont été désactivés temporairement à l'aide de la commande *Model Change*. Par la suite, Abaqus/Standard itère, si nécessaire, pour établir l'équilibre. Une fois l'équilibre obtenu, les éléments du remblai sont réactivés, dans une étape de type *Soil* et un poids de  $21 \text{ kN/m}^3$  est

appliqué aux nœuds du remblai. Pendant cette étape, on limite la variation de la pression interstitielle à 5kPa par incrément. Cette étape est utilisée pour simuler la construction du remblai et c'est la raison pour laquelle le poids doit être appliqué à l'aide d'une amplitude prédéfinie qui va approcher la séquence de construction expérimentale présentée à la Figure 4-4.

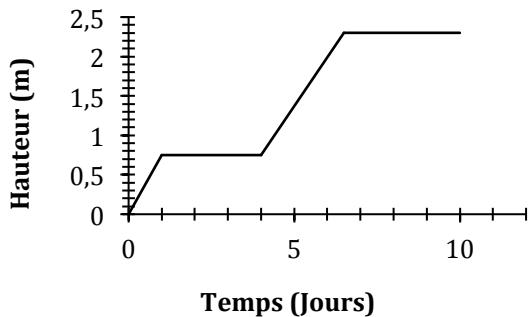


Figure 4-4 : Séquence de construction du Remblai B

La dernière étape, de type *Soil*, consiste à la dissipation de l'excès de pression interstitielle. Un temps de 2000 jours y est donc prescrit. Pendant cette étape, la variation maximale de la pression interstitielle, par incrément, est aussi limitée à 5 kPa.

La Figure 4-5 présente une comparaison entre les tassements transversaux, côté court, directement sous le remblai, à l'endroit du site expérimental et ceux obtenus à l'aide de la MEF. La modélisation, à l'aide d'Abaqus/Standard, semble produire des résultats assez similaires à ceux rencontrés en construction grandeur réelle. Les courbes obtenues pour 45 et 500 jours se superposent bien aux courbes expérimentales. En effet, avec une déviation maximale d'environ 80 mm au droit de la courbe exhibant les résultats à 45 jours. En ce qui concerne la prévision long terme, environ 2000 jours après la fin de la construction, cette dernière montre un écart, au niveau des tassements verticaux, d'environ 130 mm ce qui représente près de 17% des 779 mm de tassements expérimentaux enregistrés. Il est à noter que la corrélation entre la MEF et les mesures in-situ, sur la portion latérale du remblai est excellente. De manière générale, ce sont les tassements à long terme qui ne sont pas exacts.

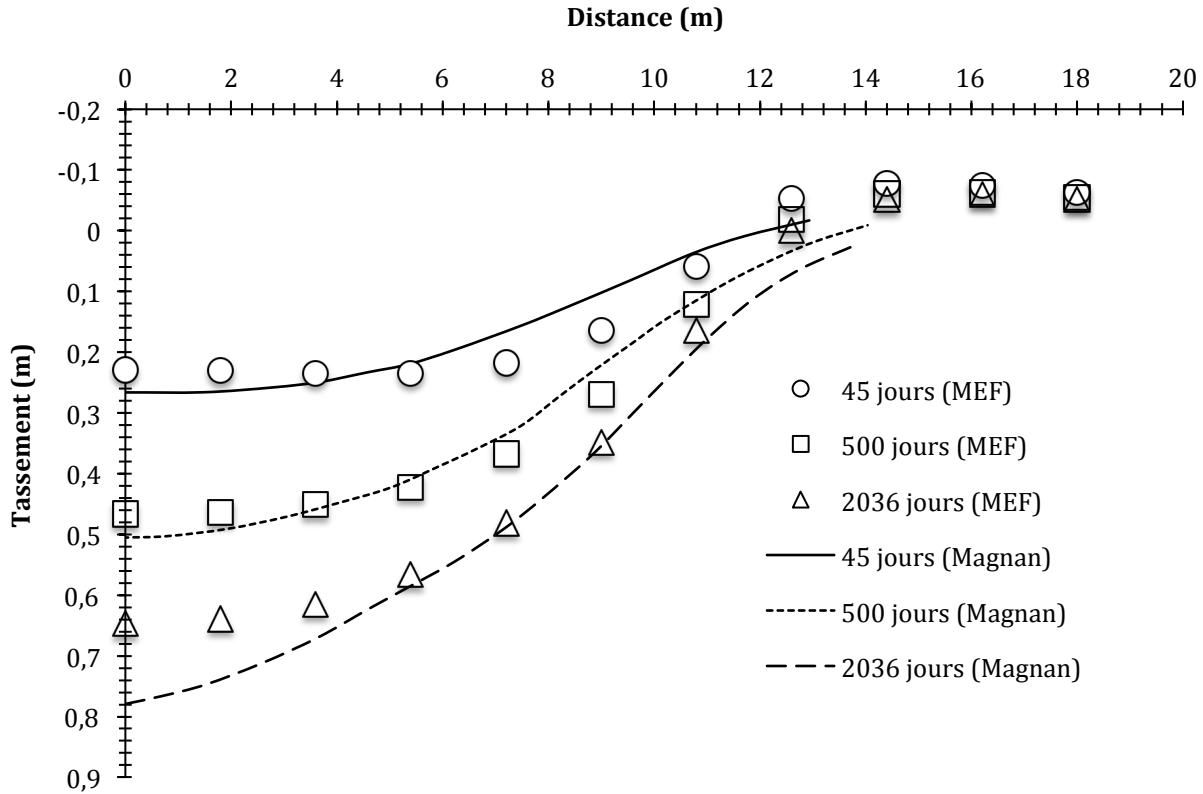


Figure 4-5 : Tassement transversal directement sous le remblai

La Figure 4-6, qui suit, montre les résultats en ce qui concerne les excès de pression générés par la construction du remblai. Ces derniers sont pris directement sous le centre du remblai. La pression formant la distribution initiale, à la fin de la construction, est en accord avec les mesures expérimentales, en termes de l'ordre de grandeur, avec des écarts entre 5 et 10 kPa.

Par contre, il est possible, en inspectant la Figure 4-6, de voir que la solution générée à long terme diverge au niveau de la forme des courbes. En effet, durant l'expérimentation en grandeur réelle, l'excès de pression interstitielle semble se dissiper plus rapidement à certaines profondeurs. Les explications possibles à cette dissipation non uniforme sont nombreuses. Par exemple, la perméabilité pourrait être plus faible à certains endroits du dépôt. En effet, les résultats d'essais en laboratoire fournis dans le rapport de Magnan présentent une certaine variabilité.

Pour obtenir des résultats plus justes, une perméabilité plus faible aurait pu être assignée au droit des couches 3, 4 et 5, mais cela aurait probablement réduit les tassements verticaux. Une autre cause possible serait que le dépôt se draine beaucoup plus rapidement vers le haut que le bas. En analysant les résultats in-situ, on note que l'excès de pression intersticielle, dans la partie inférieure du dépôt, se maintient autour de 30 kPa environ 2000 jours après la fin de la construction. À la profondeur de 5 m, la dissipation de l'excès de pression intersticielle n'atteint pas plus de 20%. La présence de fines couches de matériaux drainants au sein du dépôt d'argile pourrait avoir un rôle à jouer. Il est possible de ne pas distinguer de telles couches lors d'analyse en laboratoire et ces dernières peuvent certainement mener à une dissipation accélérée de l'excès de pression intersticielle.

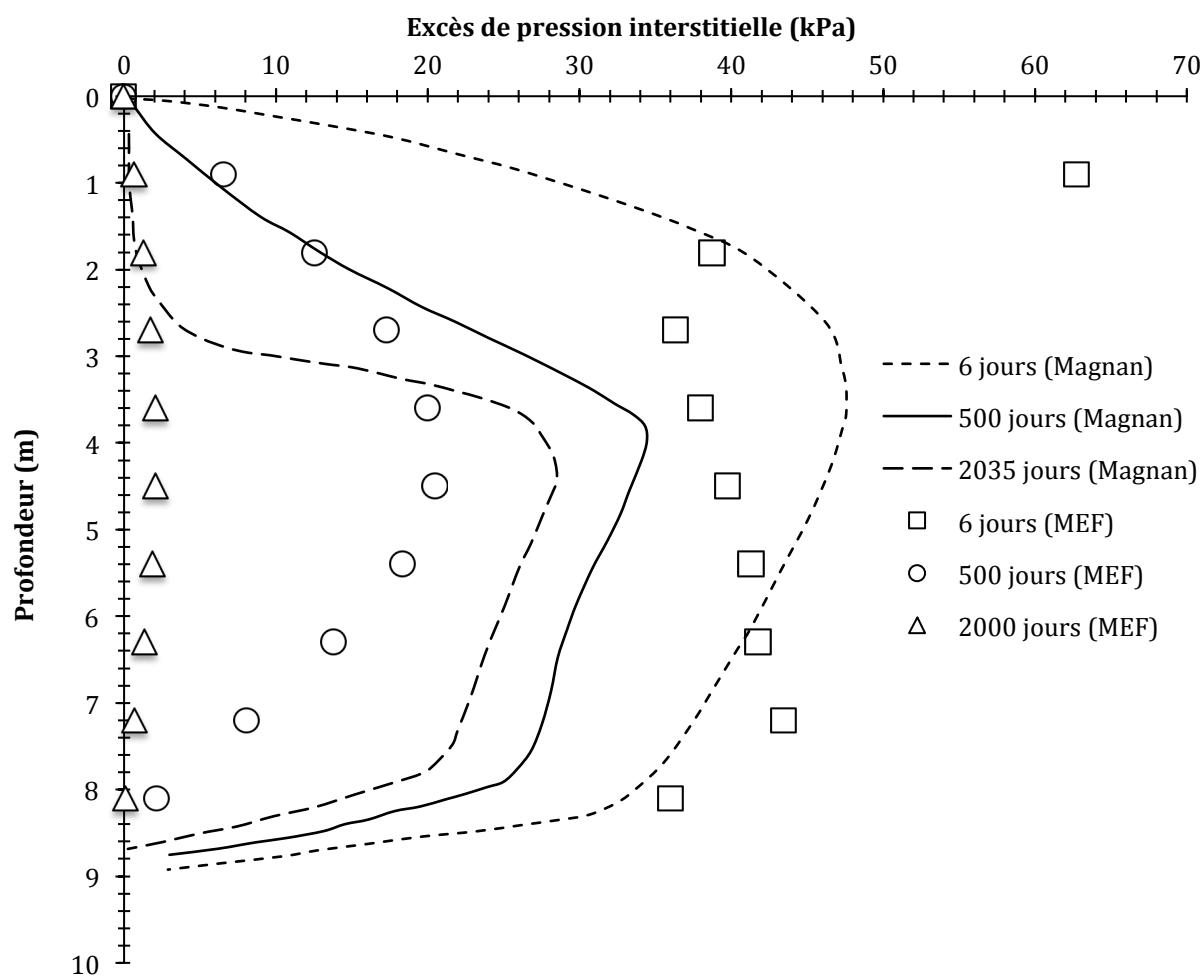


Figure 4-6 : Pressions interstitielles générées par la mise en place du remblai

### 4.3 Site expérimental du SERC à Bothkennar en Écosse

En 1987, le *Science and Engineering Research Council* (SERC) acquiert le site de Bothkennar situé au Royaume-Uni. L’achat a pour but de supporter la recherche en géotechnique. Plusieurs études sont réalisées afin de fournir les caractéristiques mécaniques du dépôt. En effets, les travaux de Nash, Powell, Lloyd (1992), Nash, Sills & Davidson (1992) et Hight, Bond & Legge (1992) procurent les propriétés *in situ* et constituent donc des outils de calibration intéressants pour le modèle numérique. Le dépôt naturel est constitué d’une couche d’argile molle faisant environ 21 m d’épaisseur. Ce dernier repose sur une couche de gravier. La nappe phréatique fluctue près de la surface à environ 1 m sous la surface originale du dépôt d’argile. L’argile se trouve dans un état surconsolidé avec un rapport OCR qui tourne autour de 1,5. La Figure 4-7 présente une synthèse des paramètres géotechniques pour le site de Bothkennar. Comme mentionné au Chapitre 1, Little (1994) entreprend une étude sur le frottement négatif induit par la consolidation de l’argile molle de Bothkennar. Ces travaux visent à évaluer les efforts transmis à des groupes de pieux par la consolidation du sol environnant. La consolidation est due à la mise en place d’un remblai d’une hauteur de 2,5 m. Les résultats obtenus mettent en évidence le développement d’un plan neutre et la réduction des efforts sur les pieux localisés à l’intérieur du groupe.

La Figure 4-8 présente les contraintes de préconsolidation obtenues suite à des essais en laboratoire réalisés par une équipe de l’Université Laval, ainsi que la distribution de l’indice des vides (Nash, Powell, Lloyd (1992)). L’estimation de la contrainte effective en place, pour des conditions où le coefficient de poussée des terres au repos vaut  $0,65 (K_0)$  (Nash, Powell, Lloyd (1992)) et avec une nappe phréatique en surface, y est montrée. En ce qui concerne le modèle numérique, les contraintes de préconsolidation ( $2*a_0$ ) sont spécifiées directement et sont aussi présentées à la Figure 4-8. En effet, les contraintes de préconsolidation sont prescrites explicitement et demeurent constantes à l’intérieur même des sous-couches. Au total, neuf (9) sous-couches ont été utilisées pour représenter le dépôt naturel. Les limites ont été fixées de manière à approximer le plus fidèlement possible l’état de surconsolidation du dépôt. Quant à elle, la distribution de l’indice des vides varie linéairement à l’intérieur des sous-couches, contrairement à l’analyse de Cubzac-les-Ponts.

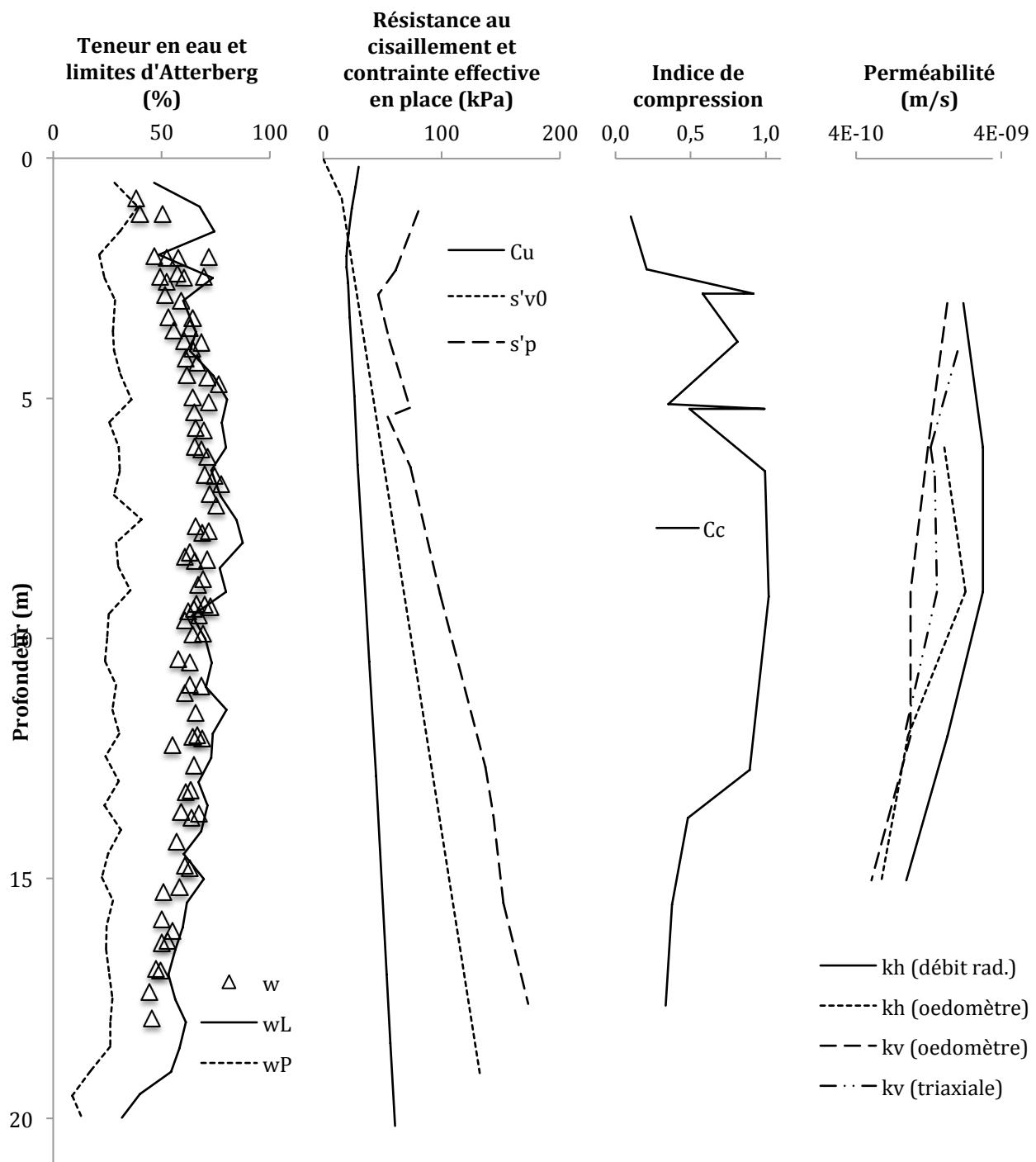


Figure 4-7 : Synthèse des caractéristiques géotechniques pour le site de Bothkennar

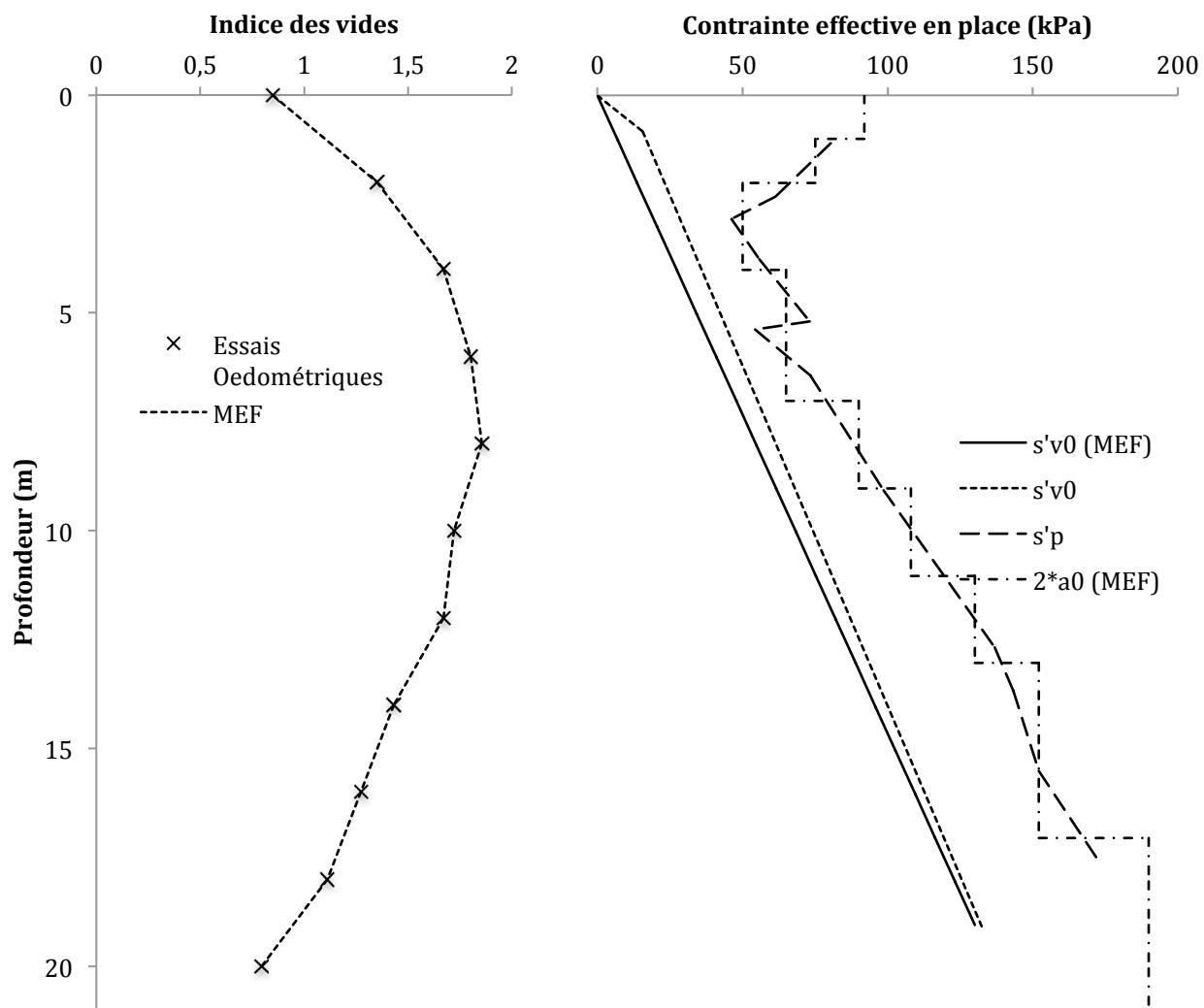


Figure 4-8 : Caractéristiques géotechniques in situ versus modèle numérique pour le site de Bothkennar

Il a été décidé que le modèle élastoplastique Cam-Clay modifié, tout comme pour l'analyse du remblai B (Cubzac-les-Ponts), serait employé. En effet, les résultats obtenus pour le site expérimental de Cubzac-les-Ponts se sont montrés satisfaisants et semblent indiquer que le CCM est en mesure de décrire adéquatement le comportement des argiles molles. Le Tableau 4-2 présente les propriétés des différents matériaux utilisés.

Tableau 4-2 : Propriétés des matériaux

<b>Matériel</b>	<b>Modèle</b>	<b>E</b> (MPa)	<b>v</b>	<b><math>\gamma_{in situ}</math></b> (kN/m <sup>3</sup> )	<b>M</b>	<b><math>\kappa</math></b>	<b><math>\lambda</math></b>	<b><math>k_v</math></b> (m/s)	<b><math>k_h</math></b> (m/s)
Argile Couche 1	CCM	-	0,30	16	1,4	0,002	0,04	1 <sup>e</sup> -9	2 <sup>e</sup> -9
Argile Couche 2	CCM	-	0,30	16	1,4	0,002	0,04	1 <sup>e</sup> -9	2 <sup>e</sup> -9
Argile Couche 3	CCM	-	0,30	16	1,4	0,014	0,28	1 <sup>e</sup> -9	2 <sup>e</sup> -9
Argile Couche 4	CCM	-	0,30	16	1,4	0,020	0,39	1 <sup>e</sup> -9	2 <sup>e</sup> -9
Argile Couche 5	CCM	-	0,30	16	1,4	0,021	0,42	1 <sup>e</sup> -9	2 <sup>e</sup> -9
Argile Couche 6	CCM	-	0,30	16	1,4	0,022	0,44	1 <sup>e</sup> -9	2 <sup>e</sup> -9
Argile Couche 7	CCM	-	0,30	16	1,4	0,019	0,39	1 <sup>e</sup> -9	2 <sup>e</sup> -9
Argile Couche 8	CCM	-	0,30	16	1,4	0,009	0,18	1 <sup>e</sup> -9	2 <sup>e</sup> -9
Argile Couche 9	CCM	-	0,30	16	1,4	0,007	0,14	1 <sup>e</sup> -9	2 <sup>e</sup> -9
Remblai	EI	0,5	0,30	21					
Pieu	EI	20000	0,30	-					

Afin d'avoir un aperçu des efforts transmis au dépôt par la mise en place de remblai, la Figure 4-9 présente la distribution théorique des contraintes effectives finales, après dissipation complète de l'excès de pression interstitielle. Cette distribution, basée sur la théorie de l'élasticité, est obtenue pour un remblai trapézoïdal infini imposant une pression de 52,5 kPa. À cette même figure a été ajoutée la distribution des contraintes verticales, après dissipation de l'excès de pression d'eau, obtenue par la MEF pour un remblai identique à celui construit à Bothkennar, mais sans pieux. Il est possible de constater que la distribution théorique est similaire à celle obtenue vis-à-vis le modèle numérique. Toutefois, en comparant la Figure 4-9 à la Figure 4-8, il semblerait que la construction du remblai n'amène pas la totalité du dépôt naturel dans le domaine normalement consolidé.

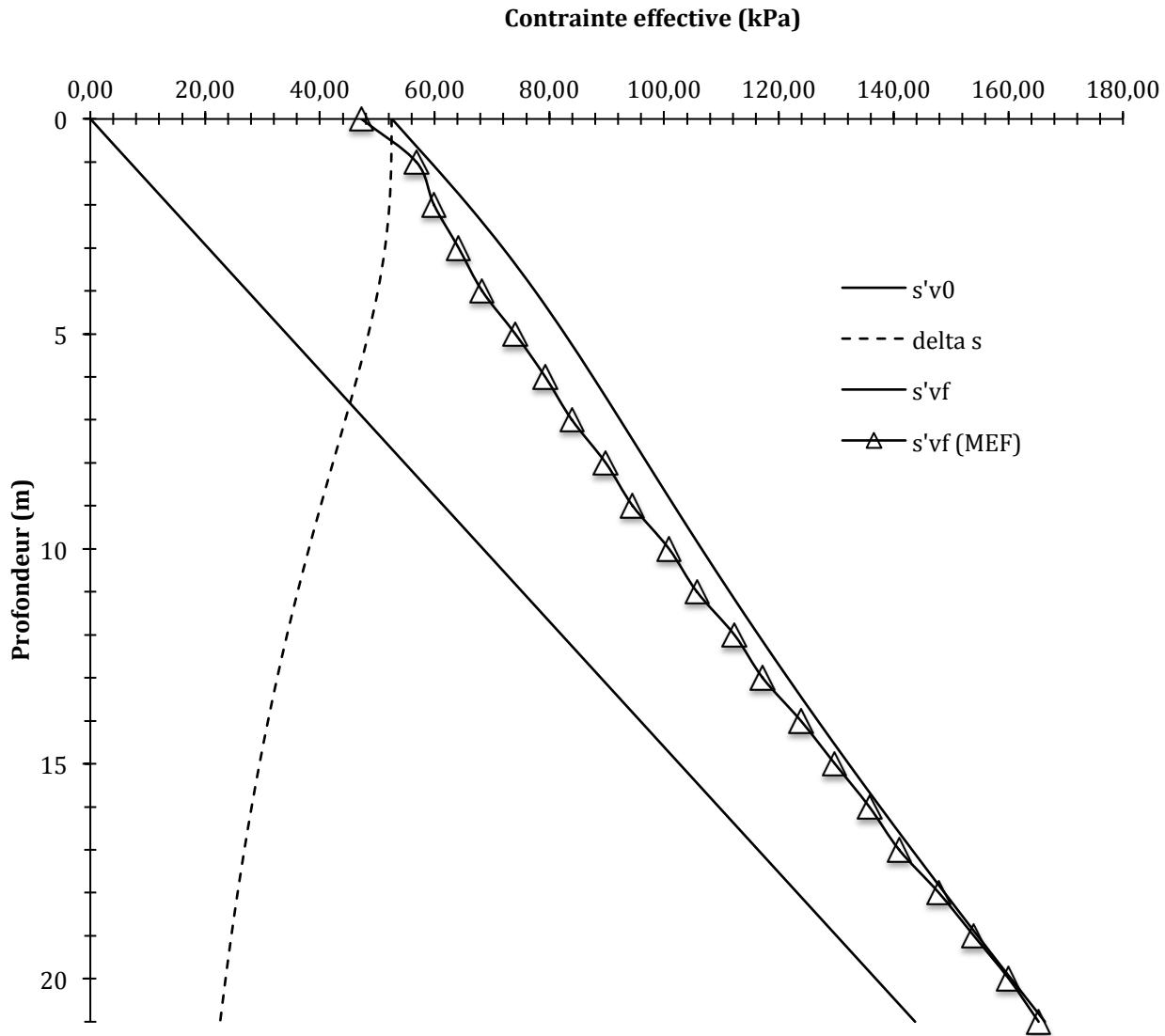


Figure 4-9 : Augmentation théorique des contraintes verticales sous l'axe du remblai

Il a été décidé que ce serait le groupe composé de pieux flottants qui constituerait le sujet principal de l'étude. Le développement du plan neutre, au droit de ce type de fondation profonde, est plus intéressant puisqu'il s'effectue quelque part sous la demi-longueur des pieux. Pour les groupes chargés en pointe, la charge axiale s'accumule en pointe rendant la localisation du plan neutre relativement simple. De plus, les résultats obtenus par Little (1994), au droit du groupe de pieux chargés en pointe, semblent questionnables. En effet, le matériau d'enca斯特rement se serait

vraisemblablement déformé sous la pointe des pieux, rendant les mesures inutilisables à des fins de comparaison/calibration.

L'étude présente du frottement négatif fait appel à la mécanique des contacts pour décrire le comportement à l'interface sol-pieu. La technique utilisée est décrite précédemment à la section 3.5. Le coefficient de frottement choisi est constant avec la profondeur et égal à 0,2. Cette valeur utilisée est tirée des travaux cités au Chapitre 2. Le remblai, lui-même, n'induit pas directement de charge dans les pieux. En effet, lors de la construction en grandeur réelle, des protections ont été installées pour qu'il n'y ait pas de contact entre le remblai et les pieux.

Tout comme pour l'analyse du remblai B et en utilisant la symétrie, il est possible de ne modéliser qu'un quart du problème. Les éléments ainsi que le maillage sont construits similairement au remblai B. Les éléments composant les pieux sont de type C3D8 et n'ont pas de degrés de liberté associés à la pression d'eau. Un total de 66 325 éléments de type C3D8P ont été utilisés pour modéliser le dépôt argileux. La dimension moyenne des éléments est de 0,5 m. Il est possible de voir les détails concernant le maillage aux Annexes A et B. Il est à noter que des éléments quadrangulaires ont été employés afin d'améliorer le degré d'approximation des résultats.

En ce qui concerne les conditions aux frontières (mécaniques), ces dernières sont identiques à celles du remblai B. Pour les conditions aux frontières de nature hydraulique, les pressions interstitielles sont fixées à zéro sur le dessus du maillage pour représenter des conditions où la nappe phréatique se trouve en surface. La définition de la perméabilité est orthotrope avec :

$$k_{11} = k_{22} \neq k_{33} \quad (5.1)$$

Les étapes de construction s'apparentent à celles du remblai B. C'est-à-dire qu'un équilibre géostatique est atteint pour ensuite être modifié par la construction du remblai qui s'effectue linéairement sur une période de cinq (5) jours. Une étape de type « SOIL » permettant de considérer le couplage lié aux effets transitoires de la consolidation est employée pour simuler la construction du remblai. Il est de même pour la période de 800 jours où la dissipation de l'excès de pression interstitielle va majoritairement être achevée. Dans les étapes précédentes, la

variation maximale permise par incrément, au niveau de l'excès de pression interstitielle, est limitée à 5 kPa.

La Figure 4-10 présente la distribution de l'excès de pression interstitielle près du pieu central. La corrélation avec les mesures expérimentales concorde. Lors de la simulation, vers 800 jours, l'excès semble toutefois se dissiper plus rapidement pour atteindre une valeur inférieure à celle mesurée. Les valeurs maximales étant similaires, il est possible de confirmer que le poids volumétrique utilisé au droit du remblai est adéquat.

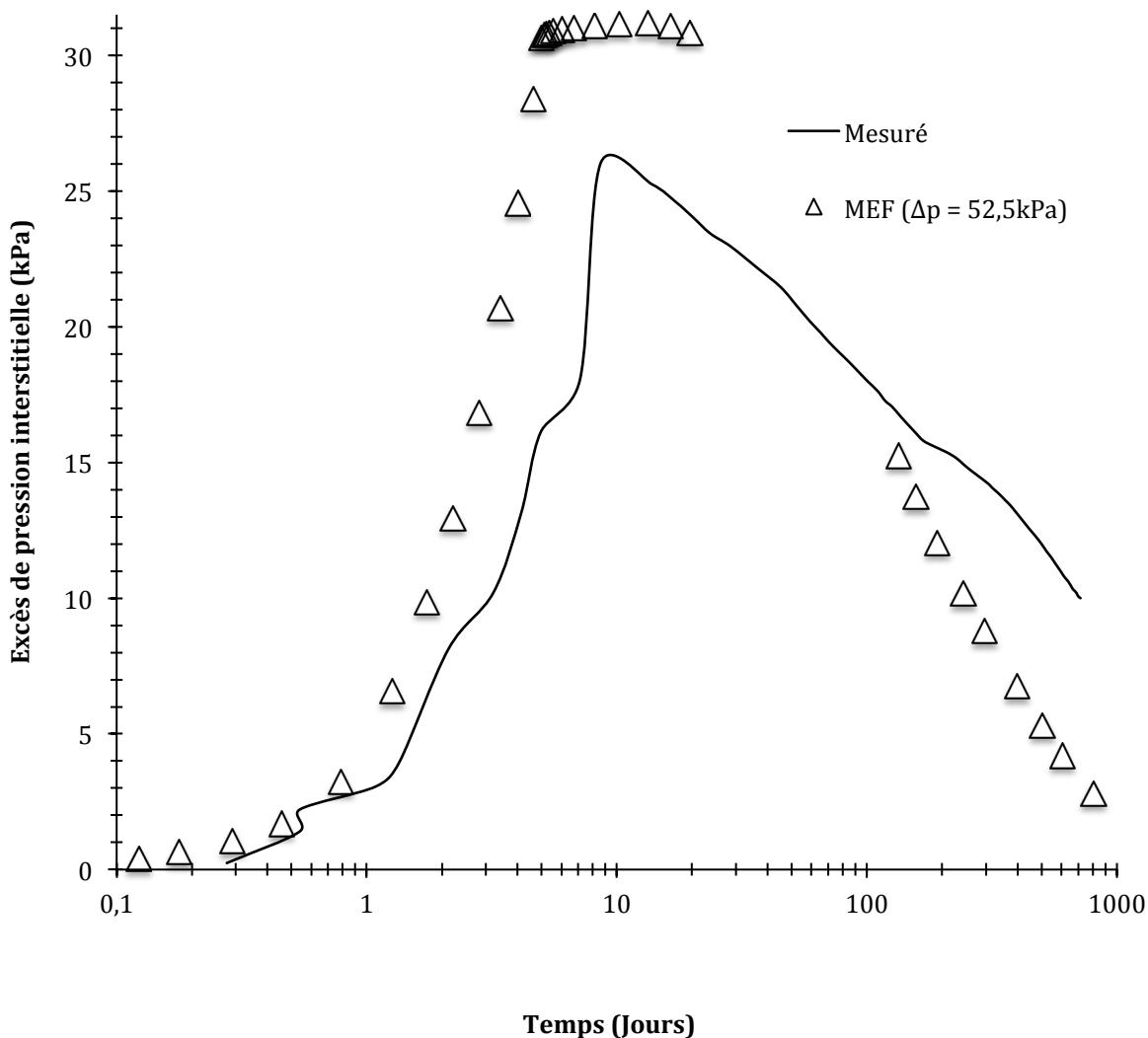


Figure 4-10 : Évolution de l'excès de pression interstitielle près du pieu central

La Figure 4-11 montre une comparaison des tassements enregistrés et calculés, à la surface du dépôt naturel, près du pieu central. Cependant, les tassements simulés par la MEF sont bien plus faibles que ceux mesurés expérimentalement. Au niveau de la simulation, les tassements sont grandement atténués après la fin de la construction et sont d'au moins 50% plus faibles que les mesures in situ. En effet, en observant la Figure 4-12, présentant la charge axiale accumulée à différents moments au droit du pieu central, il semblerait que les efforts cessent d'augmenter après la période de construction qui s'était étendue sur cinq (5) jours. Néanmoins, dans la partie supérieure du pieu central, la distribution des efforts axiaux obtenue immédiatement après la construction se superpose adéquatement aux mesures expérimentales. Étant donné que les tassements sont eux aussi similaires, il est possible d'affirmer que le coefficient de frottement est convenable.

De plus, les déplacements verticaux subis par le dépôt naturel, suite à la construction du remblai, permettent de mettre en évidence l'effet de groupe. Une représentation, à l'aide d'isobares, est disponible à l'Annexe C. Cette dernière montre l'envergure des déplacements, 800 jours après la fin des travaux. Les déplacements au sein du groupe sont nettement inférieurs à ceux pouvant être observés ailleurs sous l'empreinte du remblai. Il est possible de constater que les valeurs maximales obtenues, 800 jours après la fin de la construction, se situent autour de 110 mm. À titre indicatif, les tassements ont été comparés à ceux prévus par la théorie de la consolidation unidimensionnelle, pour un remblai infini et sans pieux. Donc, pour une dissipation complète de l'excès de pression interstitielle, la théorie de Terzaghi prévoit des tassements de l'ordre de 344 mm. Soit une valeur de 3 fois supérieure à celle obtenue à l'aide de la MEF. Cependant, il est important de rappeler que le système de fondations profondes contribue énormément à réduire le tassement.

La Figure 4-12 indique la localisation d'un plan neutre, situé à environ 13 mètres sous la surface du dépôt naturel, soit environ au 2/3 de la longueur du pieu. En se basant sur l'état des connaissances et la théorie, la profondeur atteinte par le plan neutre semble être vérifiée.

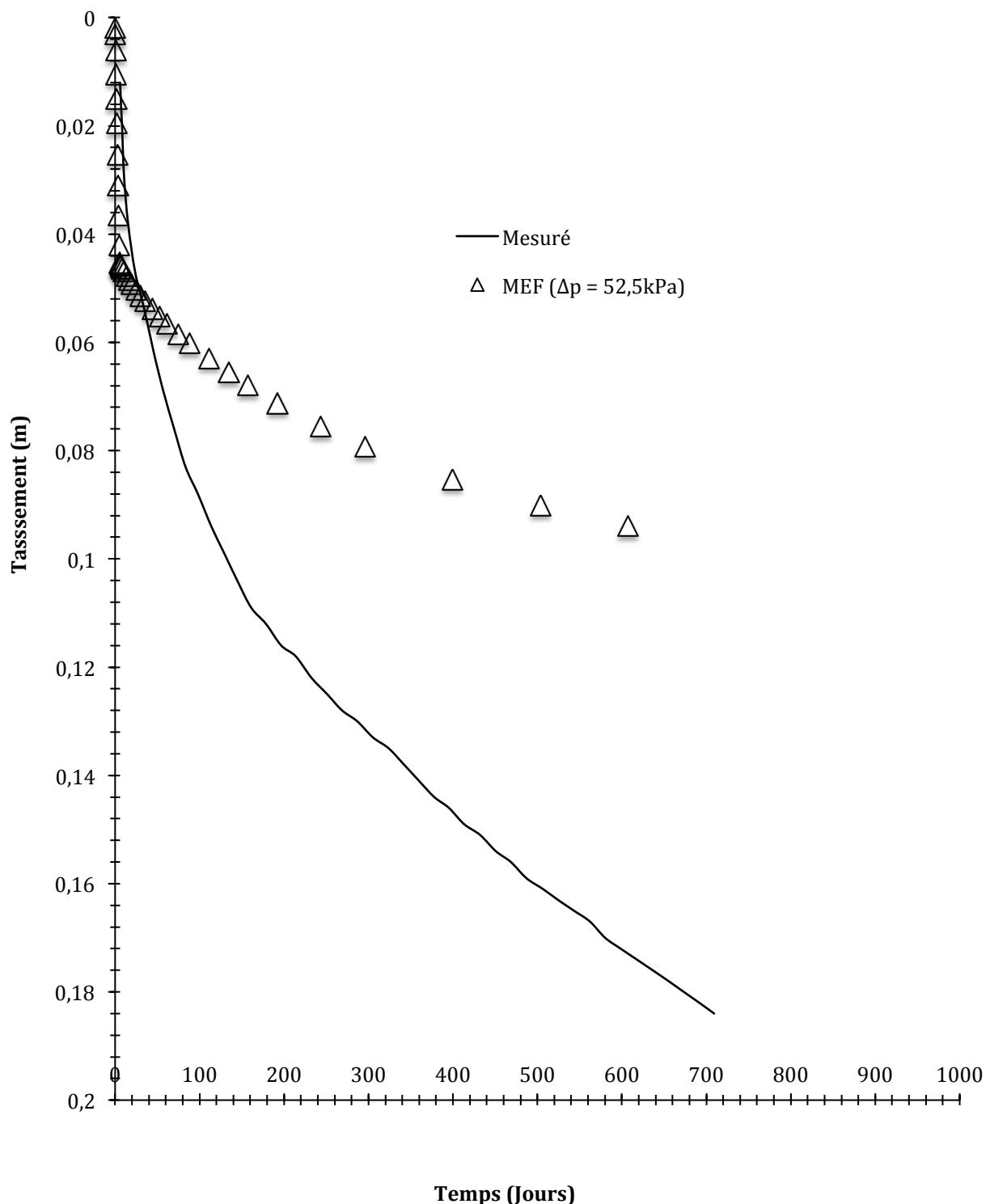


Figure 4-11 : Tassement de surface enregistré près du pieu central

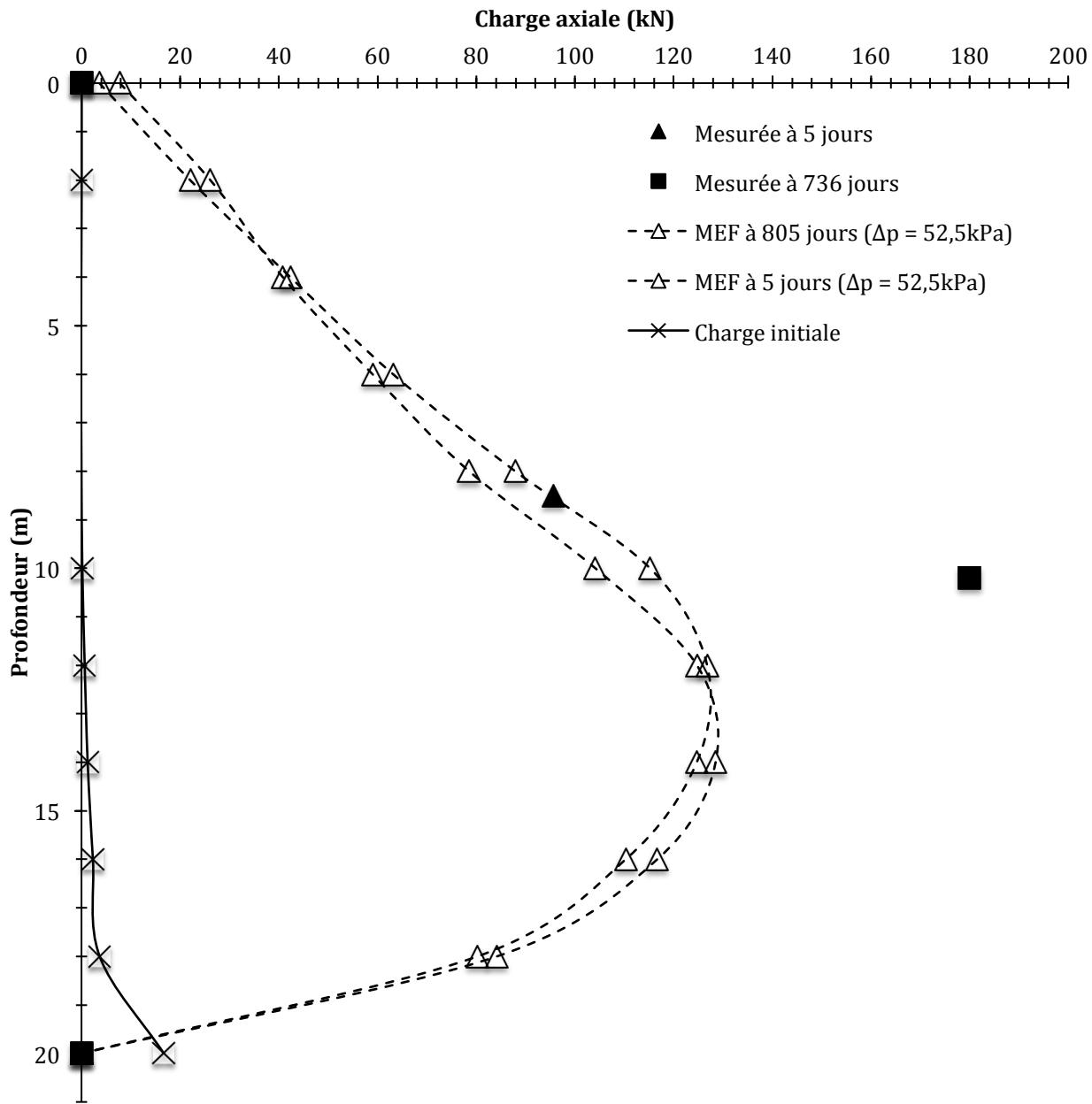


Figure 4-12 : Charge axiale au droit du pieu central

La méthode utilisée étant la même que celle employée pour le remblai B, il est juste de postuler que les propriétés du modèle constitutif, tirées des travaux effectués par les auteurs nommés ci-haut, sont probablement la cause de l'inexactitude des résultats. En effet, les paramètres utilisés conjointement avec la MEF n'arrivent pas à décrire correctement le comportement du dépôt argileux de Bothkennar.

### 4.3.1 Modèle simplifié

Afin de pallier aux difficultés rencontrées à prédire les tassements subis par le dépôt naturel, il est proposé de modifier certains paramètres, au niveau du modèle numérique, afin de contrôler l'ampleur des tassements. Il serait tout de même intéressant de connaître le potentiel du sol à inférer des efforts aux pieux.

Tout d'abord, de légères simplifications sont effectuées quant à la définition du modèle. Pour éviter d'avoir à effectuer des modifications au droit de chacune des couches, le modèle simplifié n'en comporte qu'une seule et possède des propriétés homogènes à l'exception du paramètre  $a_0$  qui est indirectement spécifié à l'aide de  $e_1$ . Le remblai n'est pas modélisé et est assimilé à une pression uniformément répartie sur l'empreinte originelle du remblai. Afin de faciliter la discrétisation du modèle, les pieux sont considérés rectangulaires, mais avec une surface de contact sol-pieu identique aux pieux expérimentaux. Le maillage, étant plus grossier que l'original, est composé d'éléments dont la taille se situe autour de 2 m, dans la région où les efforts sont concentrés. Le dépôt naturel est modélisé à l'aide de 6 192 éléments quadratiques à intégration réduite et de type C3D20RP. Les propriétés des matériaux sont présentées au tableau qui suit. Il est à noter que les valeurs de  $\kappa$  et  $\lambda$  représentent des moyennes obtenues depuis le système multicouche utilisé dans le modèle originel. La perméabilité est considérée isotrope à l'aide d'une valeur moyenne.

Tableau 4-3 : Propriétés des matériaux pour le modèle simplifié

Matériel	Modèle	E (MPa)	v	$\gamma_{in situ}$ (kN/m <sup>3</sup> )	M	$\kappa$	$\lambda$	k (m/s)
Argile	CCM	-	0,30	16	1,4	0,01	0,26	1,5 <sup>e</sup> -9
Pieu	Élastique	20000	0,30	-				

Étant donné la complexité du modèle, une légère variation des paramètres du CCM nécessite un réajustement au niveau de l'incrémentation du problème. En effet, la taille du premier incrément doit être redéfinie de manière itérative. Ce sera donc la pression appliquée par le remblai qui agira comme paramètre amplificateur. Il est à noter que d'autres variables auraient pu être

modifiées pour forcer le tassement, mais que c'est la variation du poids du remblai qui constitue la manière la plus simple d'amplifier/contrôler le tassement. La Figure 4-13 montre les résultats où des tassements quelque peu supérieurs et inférieurs sont obtenus pour des pressions de 65 et 75 kPa. Les résultats obtenus bornent les mesures expérimentales et permettent d'apprécier l'envergure des efforts axiaux pouvant être mobilisés au droit des pieux.

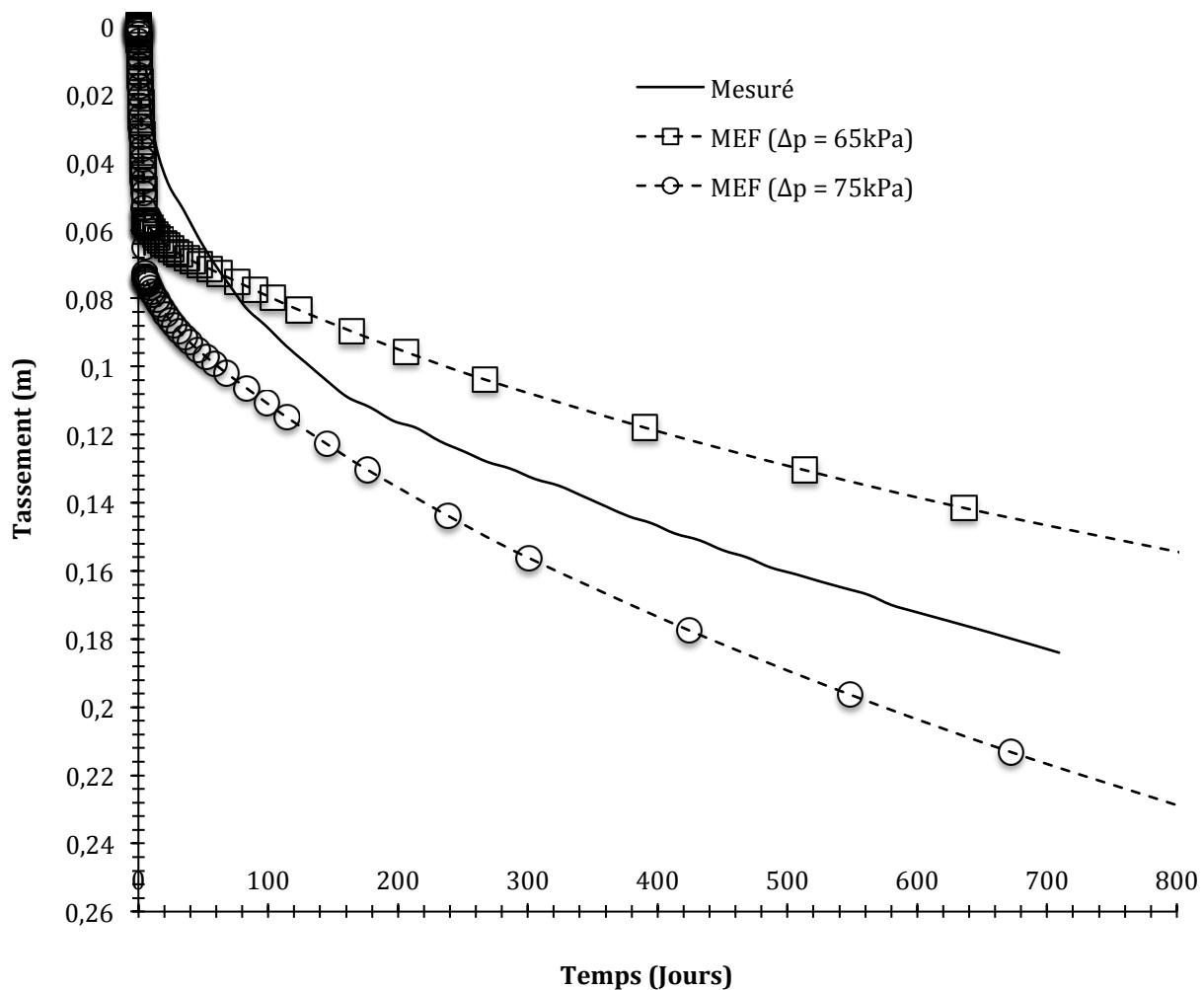


Figure 4-13:Tassement près du pieu central pour le modèle simplifié

Les tassements obtenus permettent effectivement d'observer une augmentation de la charge axiale dans les pieux. La Figure 4-14 présente les résultats obtenus. La figure met en évidence que le sol situé sous la pointe du pieu central reprend une partie des efforts, mais que la majorité des charges sont reprises en cisaillement par le sol situé au pourtour du pieu. Il semblerait

toutefois que pendant la dissipation de l'excès de pression interstitielle, le plan neutre se déplace quelque peu vers le haut contrairement à ce qui est obtenu dans les études antérieures p. ex. Bozozuk (1972). Un rehaussement du plan neutre pourrait se traduire par un déchargement ce qui ne concorde pas avec le modèle.

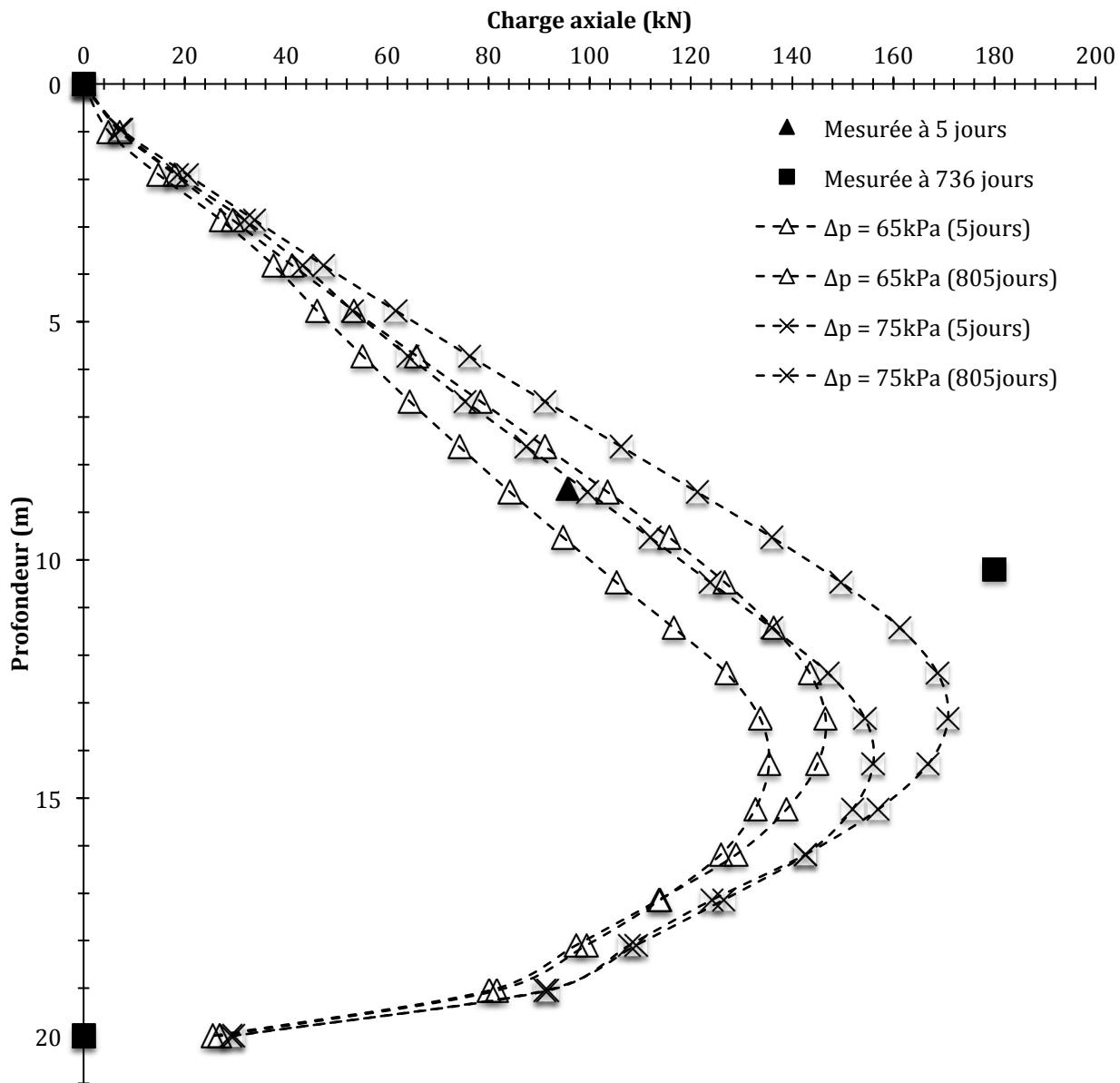


Figure 4-14 : Charges axiales dans le pieu central pour le modèle simplifié

#### 4.3.1.1 Effet de groupe

En ce qui concerne l'effet de groupe, des comparaisons ont été effectuées avec les expérimentations de Shibata (1982) et Little (1994), avec l'application numérique de Combarieu (1985) et les travaux de Jeong & al. (1997). Les détails sont présentés au Tableau 4-4.

Le groupe de pieux étudié par Little (1994) est composé de pieux espacés à 1,62 m dont le diamètre est égal à 0,406 m. Le rapport  $n$ , l'espacement des pieux vs leur diamètre, est approximativement égal à 4,4 dans le cas de l'expérimentation de Little (1994). Puisque les travaux de Jeong & al. (1997) ne donnent que des relations pour  $n = 5$  et  $n = 2,5$ , des interpolations linéaires ont dû être utilisées afin de comparer les différents travaux entre eux.

Les valeurs obtenues à l'aide de simulations numériques se situent dans le même ordre de grandeur indépendamment de la valeur de  $n$ . La réduction des efforts entre un pieu localisé en périphérie et un pieu intérieur tourne entre 6 et 25% et celle obtenue entre un pieu de coin et un pieu intérieur se situe entre 4 et 17%. En comparant les travaux de Lee & al. (2002) à ceux réalisés dans le cadre de la présente étude basée sur Little (1994), il n'existe qu'un écart de 2% au niveau des réductions causées par l'effet de groupe. Le Tableau 4-4 montre aussi que les différents travaux théoriques, c'est-à-dire Combarieu (1985), Zeevaert (1957), Broms (1976) et Jeong & al. (1997), montrent d'énormes réductions comparativement aux travaux expérimentaux et aux simulations numériques.

Tableau 4-4 : Comparaison de l'effet de groupe pour différentes valeurs de  $n$ 

	Type**	$n = 2,5$		$n = 3,6$		$n = 4$		$n = 5$	
		$P_{n.c.}/P_{n.i.}$	$P_{n.p.}/P_{n.i.}$	$P_{n.c.}/P_{n.i.}$	$P_{n.p.}/P_{n.i.}$	$P_{n.c.}/P_{n.i.}$	$P_{n.p.}/P_{n.i.}$	$P_{n.c.}/P_{n.i.}$	$P_{n.p.}/P_{n.i.}$
Expérimentation de Shibata (1982) - Lee (1993)	M	1,22	1,17						
	S	1,25	1,13						
Application numérique de Combarieu (1985) - Zeevaert (1957) - Broms (1976) - Lee & al. (2002) - Comodromos (2005)	T			3,01	1,80				
	T			4,47	4,47				
	T			4,47	2,93				
	S			1,06	1,04				
	S			1,20	1,05				
Travaux de Jeong & al. (1997)	T	3,33	2,66	2,66	2,19	2,41	2,02	1,8	1,6
Expérimentation de Little (1994) - Étude présente	M					1,19	0,92*		
	S					<b>1,08</b>	<b>1,06</b>		

\*Valeurs incohérentes

\*\*S : Simulation numérique; M : Mesuré; T : Théorique.

\*\*\* $P_{n.p.}$  : Charge induite par le frottement négatif sur les pieux localisés en périphérie d'un groupe de pieux;  $P_{n.c.}$  : Charge induite par le frottement négatif sur les pieux localisés aux coins d'un groupe de pieux;  $P_{n.i.}$  : Charge induite par le frottement négatif sur les pieux localisés à l'intérieur d'un groupe de pieux.

## CHAPITRE 5 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

### 5.1 Conclusion

Les modèles numériques réalisés dans le cadre de la présente étude ont pu montrer que, pour les groupes de pieu flottant, le développement d'un plan neutre est observé. Effectivement, vers une profondeur correspondante approximativement à  $0,66D_{pieu}$  les efforts axiaux atteignent leurs maximums. L'étude confirme également que les charges transférées aux pieux localisés à l'intérieur du périmètre du groupe sont considérablement réduites puisque les tassements y sont nettement inférieurs. Toutefois, il s'avère que les prédictions associées aux forces axiales transmises par le sol, en processus de consolidation, sont difficiles à établir. En effet, l'obtention des paramètres mécaniques pourrait être un facteur contraignant pour la présente étude. De manière générale, il serait juste de dire que la MEF doit être utilisée avec grande prudence. Son utilisation, dans le cadre de la conception de projet réel, nécessite des vérifications afin de s'assurer de l'exactitude des résultats obtenus. L'expérience et la calibration à l'aide de données expérimentales sont des outils clés qui doivent être utilisés.

En ce qui concerne les modélisations, aucune étude de convergence n'a été réalisée à l'endroit du maillage. La variabilité des paramètres n'a pas été exhaustivement prise en compte. Effectivement le temps passé à la construction des modèles numériques s'est révélé très coûteux.

### 5.2 Recommandations pour des recherches futures

Voici les recommandations qui sont émises pour des recherches futures pouvant être entreprises pour un sujet similaire.

1. Réaliser une étude de convergence. Une étude de ce type permettrait probablement d'obtenir un meilleur équilibre entre la densité du maillage régissant l'efficacité du solveur à résoudre les équations, et la précision des résultats.

2. Effectuer l'étape géostatique avec des éléments partitionnés de manière à ce que les pieux ne soient pas présents durant l'étape d'équilibre et qu'ils puissent, par la suite, être substitués aux éléments composant la partition. Cependant, les déformations induites par l'atteinte de l'état géostatique, bien que minime, pourraient créer une interpénétration entre les éléments composants le sol et ceux composant les pieux.
3. La modélisation de l'enfoncement des pieux, suite à l'établissement d'un équilibre géostatique semble être intéressante. En effet, bien que complexe, une simulation qui pourrait prendre en compte la rupture du sol sous la pointe des pieux mènerait assurément à de bons résultats.

## BIBLIOGRAPHIE

- Acar, Y. B., Avent, R. R., & Taha, M. R. (1994). *Down drag on friction piles: A case history*. Paper presented at the Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments, College Station, Texas.
- Bell, F. G., & Donnelly, L. J. (2006). *Mining and its impact on the environment*: CRC Press.
- Bhandari, R. K., Sharma, D., & Soneja, M. R. (1984). *Down drag on an instrumented bored pile in soft clay*. Paper presented at the Proceedings International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, St-Louis, Missouri.
- Bhattacharya, P., & Kumar, J. (2013). Horizontal pullout capacity of a group of two vertical plate anchors in clay. *Geomechanics and Engineering*, 5(4), 1279-1287.
- Bjerrum, L., Johannessen, I. J., & Eide, O. (1969). *Reduction of negative skin friction on steel piles to rock*. Paper presented at the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, Mexico.
- Bowles, J. E. (1988). Negative skin friction *Foundation Analysis and Design* (4 ed., pp. 843-848): McGraw-Hill.
- Bozozuk, M. (1972). Downdrag measurements on a 160-ft floating pipe test pile in marine clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 9(2), 127-136.
- Briaud, J.-L., & Tucker, L. (1997). Design and construction guidelines for downdrag on uncoated and bitumen-coated piles *NCHRP Report* (Vol. 393). Northwestern University, Illinois.
- Briaud, J. L., Jeong, S., & Bush, R. (1991). *Group effect in the case of downdrag*. Paper presented at the Geotechnical Engineering Congress, Boulder, Colorado.
- Broms, B. (1979). *Negative skin friction*. Paper presented at the 6th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Singapore.
- Burland, J. B. (1973). Shaft friction of piles in clay – a simple fundamental approach. *Ground Engineering*, 6(3), 30-42.
- Bush, R. K., & L., B. J. (1994). *Measured downdrag on seven coated and uncoated piles in new orleans*. Paper presented at the Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments, College Station, Texas.

- Cao, W., Chen, Y., & Wolfe, W. E. (2014). New load transfer hyperbolic model for pile-soil interface and negative skin friction on single piles embedded in soft soils. *International Journal of Geomechanics*, 14(1), 92-100. doi: 10.1061/(asce)gm.1943-5622.0000289
- Castro, J., Karstunen, M., & Sivasithamparam, N. (2014). *Numerical modeling of stone columns with installation effects*. Paper presented at the 8th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Delft, Netherlands.
- Chen, R. P., Zhou, W. H., & Chen, Y. M. (2009). Influences of soil consolidation and pile load on the development of negative skin friction of a pile. *Computers and Geotechnics*, 36(8), 1265-1271.
- Combarieu, O. (1974). Effet d'accrochage et méthode d'évaluation du frottement négatif. *Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées*(71), 93-107.
- Combarieu, O. (1985). Frottement négatif sur les pieux. Paris, France.
- Comodromos, E. M., & Bareka, S. V. (2005). Evaluation of negative skin friction effects in pile foundations using 3D nonlinear analysis. *Computers and Geotechnics*, 32(3), 210-221.
- Dassault. (2013). Abaqus 6.14 User's Manual. Providence, Rhode Island: Dassault Systèmes Simulia Corp.
- El-Mossallamy, Y. M., Hefny, A. M., Demerdash, M. A., & Morsy, M. S. (2013). Numerical analysis of negative skin friction on piles in soft clay. *HBRC Journal*, 9(1), 68-76.
- Elmasry, M. (1963). *The negative skin friction of bearing piles*. (Doctor of Technical Science), Swiss Federal Institute of Technology, Zurich. (3262)
- Endo, M., Kawasaki, T., & Shibata, T. (1969). *Negative skin friction acting on steel piles in clay*. Paper presented at the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, Mexico.
- Fellenius, B. H. (1972). Down-drag on piles in clay due to negative skin friction. *Canadian Geotechnical Journal*, 9(4), 323-337.
- Fellenius, B. H. (1984). *Negative skin friction and settlement of piles*. Paper presented at the Second International Seminar, Pile Foundations, Nanyang Technological Institute, Singapore.
- Fellenius, B. H. (1988). Unified design of piles and pile groups *Transportation Research Record*. Washington, District of Columbia.
- Fellenius, B. H., & Broms, B. B. (1969). *Negative skin friction for long piles driven in clay*. Paper presented at the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, Mexico.

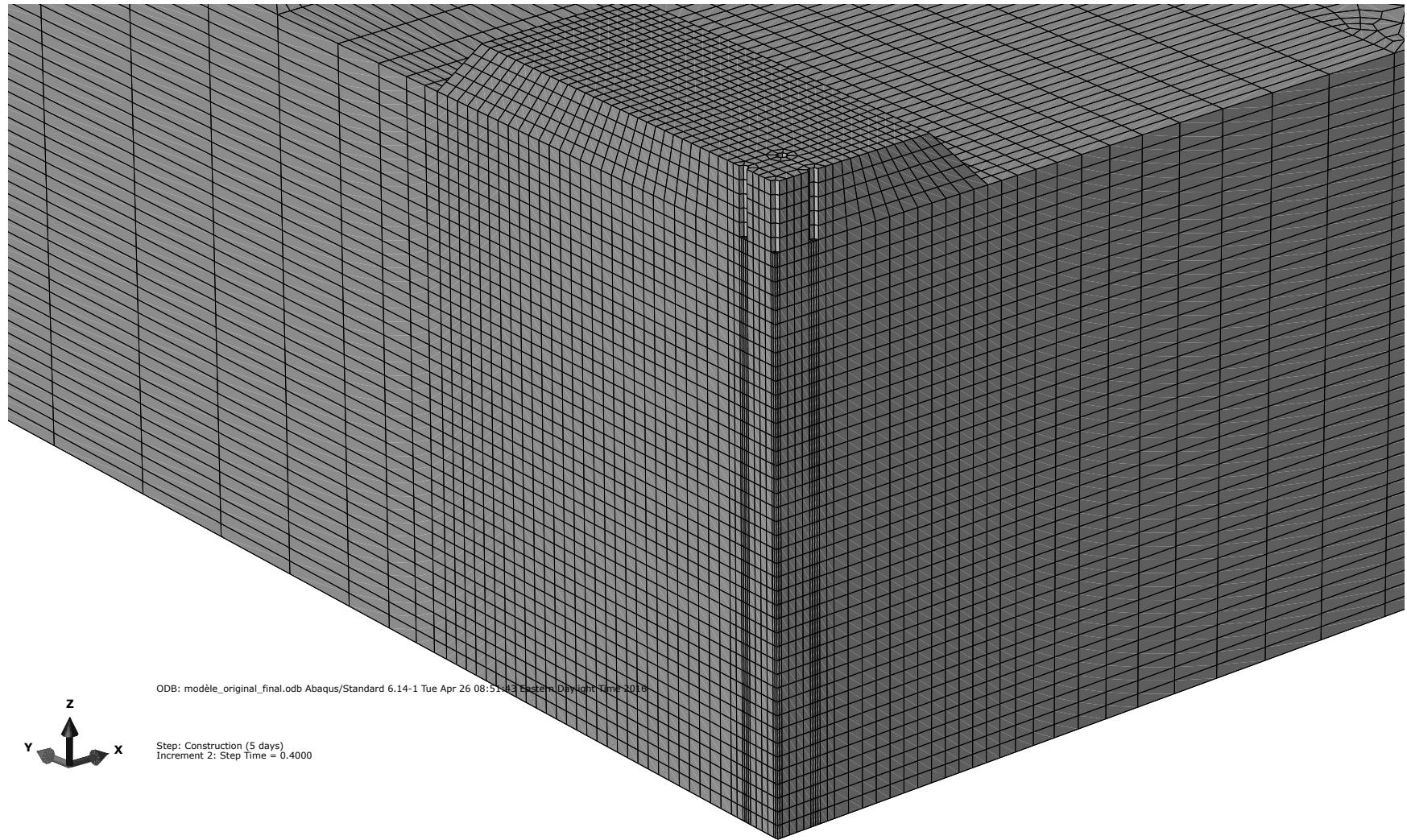
- Florentin, J., & I'Heriteau, O. (1948). *About an observed case of negative friction on piles*. Paper presented at the 2nd International Conference on Soil-Mechanics and Foundation Engineering, Rottemdam, Netherland.
- Gant, E. V., Stephens, J. E., & Moulton, L. K. (1958). Measurement of forces produced in piles by settlement of adjacent soil *Highway Research Board Bulletin*(173), 20-37.
- Hawkins, A. B., Larnach, W. J., Lloyd, I. M., & Nash, D. F. T. (1989). Selecting the location, and the initial investigation of the SERC soft clay test bed site. *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, 22(4), 281-316.
- Helwany, S. (2007). *Applied soil mechanics with ABAQUS applications*: John Wiley & Sons.
- Hight, D. W., Bond, A. J., & Legge, J. D. (1992). Characterization of the Bothkennar clay: an overview. *Geotechnique*, 42(2), 303-347.
- Indraratna, B., Balasubramaniam, A. S., Phamvan, P., & Wong, Y. K. (1992). Development of negative skin friction on driven piles in soft Bangkok clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 29(3), 393-404.
- Ito, T., & Matsui, T. (1976). *Negative skin friction acting on piles*. Paper presented at the 5th Budapest Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Budapest, Hungary.
- Jeong, S., Kim, S., & Briaud, J. (1997). Analysis of downdrag on pile groups by the finite element method *Computers and Geotechnics*, 21(2), 143-161.
- Jeong, S., Ko, J., Lee, C., & Kim, J. (2014). Response of single piles in marine deposits to negative skin friction from long-term field monitoring. *Marine Georesources & Geotechnology*, 32(3), 239-263.
- Jeong, S., & L, B. J. (1994). *Nonlinear three dimensional analysis of downdrag on pile group*. Paper presented at the Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments, College Station, Texas.
- Jeong, S., Lee, J., & Lee, C. J. (2004). Slip effect at the pile-soil interface on dragload. *Computers and Geotechnics*, 31(2), 115-126. doi: 10.1016/j.compgeo.2004.01.009
- Johannessen, I. J., & Bjerrum, L. (1965). *Measurement of the compression of a steel pile to rock due to settlement of the surrounding clay*. Paper presented at the 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Montréal, Canada.
- Koerner, R. M., & Mukhopadhyay, C. (1972). Behaviour of negative skin friction on model piles in medium-plasticity silt: *Highway Research Record*.

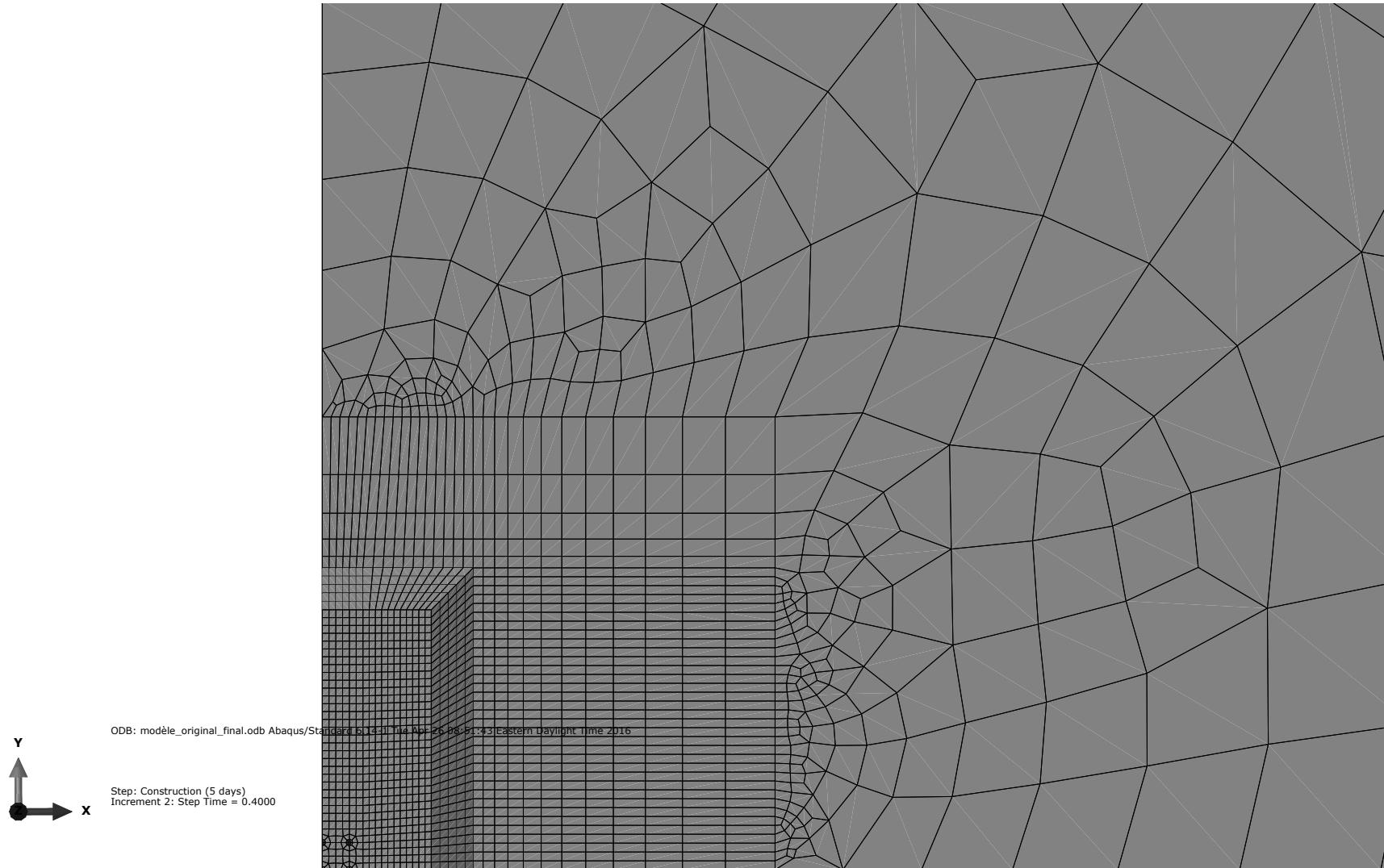
- Kong, G., Liu, H., Yang, Q., Liang, R. Y., & Zhou, H. (2013). Mathematical model and analysis of negative skin friction of pile group in consolidating soil. *Mathematical Problems in Engineering*, 2013, 1-11.
- Kuhns, G. L. (2008). *Downdrag in pile design: The positive aspects of negative skin friction*. Paper presented at the Symposium Honoring Dr. John H. Schmertmann for His Contributions to Civil Engineering at Research to Practice in Geotechnical Engineering Congress 2008, New Orleans, Louisiana.
- Kuwabara, F., & Poulos, H. (1989). Downdrag forces in group of piles. *Journal of geotechnical engineering*, 115(106), 806-818.
- Lee, C. J., Bolton, M. D., & Al-Tabbaa, A. (2002). Numerical modelling of group effects on the distribution of dragloads in pile foundations. *Geotechnique*, 52(5), 325-335.
- Lee, C. Y. H., O. (1993). Pile groups under negative skin friction. *Journal of geotechnical engineering*, 119(10), 1587-1600.
- Lee, S. L., Karunaratne, G. P., & Sithichaikasem, S. (1984). *Non-Negative Skin Friction Piles in Layered Soil*. Paper presented at the International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, Rolla, Missouri.
- Leifer, S. A. (1994). *The Effect of Live Load on Downdrag Forces*. Paper presented at the Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments, College Station, Texas.
- Leroueil, S., Leart, P., Hight, D. W., & Powell, J. J. M. (1992). Hydraulic conductivity of a recent estuarine silty clay at Bothkennar. *Geotechnique*, 42(2), 275-288.
- Leung, C. F. (2009). *Negative skin friction on piles*. Paper presented at the Indian Geotechnical Conference, Guntur, india.
- Little, J. A. (1994). *Downdrag on piles: Review and recent experimentation*. Paper presented at the Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankment, College Station, Texas.
- Lu, D., & Lin, H. (2012). Numerical simulation for the distribution of pile drag load in consolidating soil foundation. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 17, 1495-1504.
- Magnan, J.-P., Mieussens, C., & Queyroi, D. (1983). Étude d'un remblai sur sols compressibles : le remblai B du site expérimental de Cubzac-les-Ponts *Rapport de recherche LPC*. Paris, France.
- Magnan, J.-P., & Minh Truong, D. (1977). Application des modèles élastoplastiques de l'Université de Cambridge au calcul du comportement d'un remblai expérimental sur sols mous *Rapport de recherche LPC*. Paris, France.

- Matyas, E. L., & Santamarina, J. C. (1994). Negative skin friction and the neutral plane. *Canadian Geotechnical Journal*, 31(4), 591-597.
- McGinty, B. Continuum mechanics with emphasis on metals & viscoelastic materials.
- Ménard, L. (1965). *Règles pour le calcul de la force portante et du tassement des fondations en fonction des résultats pressiométriques*. Paper presented at the 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Montréal, Canada.
- Miller, R. (1938). Soil reactions in relation to foundation on piles. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 103(1), 1193-1236.
- Mindlin, R. D. (1936). Force at a point in the interior of a semi-infinite solid. *Journal of Applied Physics*, 7(5), 195-202.
- Moore, W. W. (1949). *Experiences with predetermining pile lengths*. Paper presented at the Transactions of the American Society of Civil Engineers.
- Nash, D. F. T., Powell, J. J. M., & Lloyd, I. M. (1992). Initial investigations of the soft clay test site at Bothkennar. *Geotechnique*, 42(2), 163-181.
- Nash, D. F. T., Sills, G. C., & Davison, L. R. (1992). One-dimensional consolidation testing of soft clay from Bothkennar. *Geotechnique*, 42(2), 241-256.
- Okabe, T. (1977). *Large negative friction and friction-free pile methods*. Paper presented at the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, Japan.
- Poulos, H. G., & Davis, E. H. (1972). The development of negative friction with time In end-bearing piles. *Australian Geomechanics Journal*, 2(1), 11-20.
- Poulos, H. G., & Davis, E. H. (1975). Prediction of downdrag forces In end-bearing piles. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 101(GT2), 189-204.
- Poulos, H. G., & Mattes, N. S. (1969). *The analysis of downdrag in end-bearing piles*. Paper presented at the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, Mexico.
- Randolph, M. F., & Wroth, C. P. (1978). Analysis of deformation of vertically loaded piles. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 104(12), 1465-1488.
- Samuel, A. L. (1994). *The effect of live load on downdrag forces*. Paper presented at the Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments, College Station, Texas.
- Shibata, T., Sekiguchi, H., & Yukitomo, H. (1982). Model test and analysis of negative friction acting on piles. *Soils and Foundations*, 22(2), 29-39.

- Silva, A. J. (1966). *Downdrag on piles*. (Ph.D. Thesis), University of Connecticut, Storrs, Connecticut.
- Smith, P. R., Jardine, R. J., & Hight, D. W. (1992). The yielding of Bothkennar clay. *Geotechnique*, 42(2), 257-274.
- Takashi, K., Sawaguchi, M., Zen, K., Shinohara, K., & Hashimoto, K. (1974). Experiment and study on negative skin friction on piles. *Report of The Port and Harbour Research Institute*, 13(1), 65-86.
- Teh, C. I., & Wong, K. S. (1995). Analysis of downdrag in pile groups. *Geotechnique*, 45(2), 191–207.
- Teramoto, S., Kimura, M., & Boonyatee, T. (2014). Parametric FEM analysis on mechanical behavior of incompletely end-supported pile *Computer Methods and Recent Advances in Geomechanics* (pp. 979-984).
- Terzaghi, K., & Peck, R. (1948). Pile fondations *Soil Mechanics in Engineering Practice* (pp. 456-484): John Wiley & Sons.
- Tomlinson, M. J. (1975). *Foundation design and construction* (3 ed.). University of Michigan: Wiley.
- Walker, L. K., & Darvall, P. L. (1973). *Dragdown on coated and uncoated piles*. Paper presented at the 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, Russia.
- Wood, D. M. (1991). *Soil behaviour and critical state soil mechanics*. Cambridge, Angleterre: Cambridge University Press.
- Yan, W. M., Sun, T. K., & Tham, L. G. (2012). Coupled-consolidation modeling of a pile in consolidating ground. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 138(7), 789-798.
- Zeevaert, L. (1957). *Discussion on negative friction and reduction of point bearing capacity*. Paper presented at the 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London, Angleterre.
- Zeevaert, L. (1959). *Reduction of point bearing capacity because of negative friction*. Paper presented at the 1st Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, Mexico.
- Zeevaert, L. (1983). *Foundation engineering for difficult subsoil conditions* (2nd ed.): Van Nostrand Reinhold Company Inc.

**ANNEXE A – VUE ISOMÉTRIQUE DU MAILLAGE POUR LE SITE EXPÉRIMENTAL DE  
BOTHKENNAR**



**ANNEXE B – VUE EN PLAN DU MAILLAGE POUR LE SITE EXPÉIMENTAL DE BOTHKENNAR**

**ANNEXE C-DÉFORMATIONS VERTICALES 800 JOURS APRÈS LA FIN DE LA CONSTRUCTION**