



Schweizerische Eidgenossenschaft  
Confédération suisse  
Confederazione Svizzera  
Confederaziun svizra

Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK  
Département fédéral de l'environnement, des transports, de l'énergie et de la  
communication DETEC  
Dipartimento federale dell'ambiente, dei trasporti, dell'energia e delle  
comunicazioni DATEC

**Bundesamt für Strassen**  
**Office fédéral des routes**  
**Ufficio federale delle Strade**

# **Drains verticaux préfabriqués thermiques pour la consolidation in-situ des sols**

**Vorfabrizierte, vertikale, thermische Entwässerungsleitungen  
für die in-situ Konsolidierung von Böden**

**Prefabricated Thermal Vertical Drains for in-situ consolidation  
of soils**

**EPFL (Laboratoire de Mécanique des Sols)  
Simon Salager  
Nina Mattsson  
Lyesse Laloui**

**Mandat de recherche VSS 2006/502 sur demande de  
l'Association Suisse des Professionnels de la route et des  
transports (VSS)**

## SOMMAIRE

<b>RESUME .....</b>	<b>2</b>
<b>ZUSAMMENFASSUNG .....</b>	<b>3</b>
<b>SUMMARY .....</b>	<b>4</b>
<b>1. INTRODUCTION .....</b>	<b>5</b>
<b>2. ETAT DE L'ART .....</b>	<b>6</b>
2.1. Méthodes de pré-chargement .....	6
2.2. Drains Verticaux Préfabriqués.....	9
2.3. Drains Verticaux Thermiques .....	15
<b>3. ETUDE EXPERIMENTALE.....</b>	<b>28</b>
3.1. Dispositif expérimental, matériau et méthodes .....	28
3.2. Résultats .....	35
3.3. Interprétations.....	40
3.4. Conclusion.....	42
<b>4. SIMULATIONS NUMERIQUES .....</b>	<b>43</b>
4.1. Modèle et outils numériques .....	43
4.2. Résultats et discussion .....	46
Conclusion .....	54
<b>5. CONCLUSIONS GENERALES ET PERSPECTIVES.....</b>	<b>55</b>
<b>6. REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES .....</b>	<b>56</b>

## Résumé

Le pré-chargement des sols de soutènements par la mise en place d'un remblai temporaire est une méthode très souvent utilisée en construction. Elle permet d'obtenir une capacité portante adéquate et un tassement acceptable après la construction. Cependant, pour les sols fins, le temps nécessaire à la dissipation des excès de pression interstitielle est souvent très long en raison de leur faible perméabilité. Dans ce cas, la technique utilisée consiste à combiner le pré-chargement et l'installation de drains verticaux. Néanmoins, dans des cas spécifiques, les durées du processus de tassement des sols de soutènement peuvent encore être considérées comme trop longues et donc trop coûteuses.

Nous avons donc envisagé d'utiliser notre expertise dans le domaine du comportement thermo-mécanique des sols fins au service de la problématique leur consolidation in-situ. En effet, des travaux dans ce domaine ont montré qu'une augmentation de la température induit d'une part une augmentation de la perméabilité et d'autre part, dans le cas normalement consolidé, une contraction irréversible. Ces résultats indiquent qu'une augmentation de la température peut se traduire par une augmentation de la vitesse du processus de consolidation et par une augmentation de la valeur finale de celle-ci. In-situ le chargement thermique nécessaire pourrait être réalisé par des drains verticaux thermiques.

L'objectif de la présente étude est d'évaluer la faisabilité et l'efficacité de la technique de consolidation par des drains verticaux thermiques. Cette étude peut être divisée en trois volets: une synthèse bibliographique, une étude expérimentale et une étude numérique.

La synthèse bibliographique résume l'état de l'art des techniques de consolidation in situ utilisant des drains verticaux : les techniques générales de pré-chargement, les différents types de drains verticaux préfabriqués, quelques aspects théoriques associés à la technique des drains verticaux et enfin les premières études menées par des laboratoires de recherche concernant les drains verticaux préfabriqués thermiques.

Afin de simuler en laboratoire le processus de consolidation et l'effet de l'élévation de température sur ce processus, un oedomètre de grand diamètre équipé d'un drain central a été développé. Des essais à différentes températures ont été réalisés. Ils ont permis de mettre en évidence le rôle de cette variable sur la consolidation du sol. Une élévation d'environ 25°C a conduit à réduire de moitié le temps de consolidation prouvant ainsi l'efficacité de la méthode testée.

L'étude numérique a conduit à la validation d'outils prédictifs permettant de simuler le cas spécifique de massif de sols équipés de drains verticaux thermiques. Ces simulations ont permis d'accéder à l'évolution des différentes variables d'état du système (température, pression d'eau, déformations et contraintes) en chaque point. Une analyse plus fine du processus de consolidation et de l'effet de la température a pu ainsi être menée. On a pu par exemple calculer que la vitesse de tassement au début du processus augmentait de plus de 30% pour une augmentation de température de 25°C.

En conclusion, après la confirmation de son efficacité, la technique des drains verticaux thermiques devrait être maintenant envisagée sur un site d'expérimentation pilote de construction routière.

## Zusammenfassung

Die Vor- oder Überbeanspruchung des Bodens ist eine geläufige Methode in der Geotechnik, um am Ende eines Bauprojektes eine angemessene Tragfähigkeit und Setzungen innerhalb der tolerierbaren Grenzen zu erhalten. Im Falle feinkörniger Böden ist die benötigte Zeit für die Dissipation des Wasserüberdruckes jedoch zu lange, da die Permeabilität solcher Bodentypen sehr gering ist. Deswegen ist es mittlerweile üblich, die Vorbeanspruchung des Bodens mit vertikalen Entwässerungseinrichtungen zu kombinieren. In gewissen Fällen jedoch dauert der Setzungsprozess immer noch zu lange und schlägt sich folglich negativ in den Baukosten nieder. Wir haben unsere Kenntnisse auf dem Gebiet des thermisch-mechanischen Verhaltens feinkörniger Böden eingesetzt, um eine Methode zu entwickeln, welche die Setzungszeit verringert.

Diverse Studien im Fachbereich haben gezeigt, dass eine Erhöhung der Temperatur erstens eine Erhöhung der Permeabilität und zweitens, für normal konsolidierte Zustände eine irreversible Kontraktion und Modifizierung der Plastizitätsgrenze verursacht. Diese Resultate machen darauf aufmerksam, dass eine Temperaturerhöhung die Setzungsrate und schliesslich den totalen Setzungswert erhöhen könnte. Bezogen auf die Anwendung in-situ, könnte die thermische Beanspruchung mittels vertikaler, thermischer Entwässerungsleitungen realisiert werden. Die vorliegende Studie befasst sich mit der Machbarkeit und Effizienz einer solchen Konsolidierungsmethode. Die Studie ist in drei Teile unterteilt. Der erste Teil gibt einen Überblick über die aktuellen Kenntnisse und Entwicklungen auf dem Gebiet, der zweite und dritte Teil befasst sich mit der experimentellen, bzw. numerischen Analyse.

Im ersten Teil werden die Resultate aus der Literatur zu den in-situ Konsolidierungsmethoden mit vertikalen Entwässerungsleitungen zusammengefasst: Vorbeanspruchungsmethoden, Typen vorfabrizierter, vertikaler Entwässerungsleitungen, einige theoretische Aspekte in Bezug auf die Technologie vertikaler Entwässerungsleitungen und schliesslich die ersten Laborversuche mit vorfabrizierten, thermischen Entwässerungsleitungen.

Um die Konsolidierung mit Berücksichtigung auf den Einfluss einer Temperaturerhöhung im Labor zu simulieren, wurde ein Oedometer mit grossem Durchmesser und einer zentralen, vertikaler Entwässerungsleitung entwickelt. Es wurden Versuche mit unterschiedlichen Temperaturen durchgeführt, die es ermöglicht haben, den Einfluss dieser Variable auf den Konsolidierungsprozess im Boden zu ermitteln. Eine Temperaturerhöhung um 25°C führte zu einer Halbierung der benötigten Zeit zur Konsolidierung, was somit die Wirksamkeit der angewandten Methode unterstrich.

Die numerische Analyse ermöglichte es, ein Vorhersagemodel zu prüfen und es konkret auf die Simulation eines mit vertikalen thermischen Entwässerungsleitungen ausgerüsteten Dammes anzuwenden. Mit Hilfe der Simulationen konnten in jedem Punkt die Veränderungen der verschiedenen Zustandsvariablen des Systems, wie Temperatur, Porenwasserdruck, Spannungen und Deformationen bestimmt werden. Eine genaue Analyse des Setzungsprozesses wurde ausgeführt. So wurde beispielsweise herausgefunden, dass die Setzungsrate zu Beginn des Konsolidierungsprozesses für eine Temperaturerhöhung um 25°C um 30% zunimmt.

## Summary

Preloading or surcharge loading is a common technique used in construction to obtain adequate bearing capacity and acceptable post-construction settlement. For fine-grained soils however, the time required to allow the dissipation of the excess pore-water pressure is often unacceptably long due to the very low permeability of these types of soils. For these cases, it is now common to combine preloading with the installation of vertical drains. Nevertheless, in some specific cases, the time needed for soil settlement is still considered too long and consequently too expensive. In order to develop a method to reduce this time, we used our expertise in the field of thermo-mechanical behavior of fine soils.

Several works in the field show that a temperature increase induces firstly an increase of the permeability and secondly, for normally consolidated states, an irreversible contraction and a modification of the yield limit. These results point to the fact that a temperature increase could lead to an increase of the settlement rate and an increase of the final value of settlement. In-situ the required thermal loading could be carried out by means of thermal vertical drains. This study aims to evaluate the feasibility and effectiveness of the consolidation technique using thermal vertical drains. This study can be divided in three parts: a state of the art, an experimental analysis and a numerical one.

The state of the art synthesizes the results from the literature on in-situ consolidation techniques using vertical drains: preloading general techniques, types of prefabricated vertical drains, some theoretical aspects linked to the vertical drains techniques and finally the first studies performed in research laboratories concerning the prefabricated thermal vertical drains.

In order to simulate in our laboratory the process of consolidation and the effect of a temperature increase on it, an oedometer with a large diameter equipped with a central vertical drain, has been developed. Tests at different temperatures have been performed. These tests highlight the impact of temperature on the soil consolidation process. An increase of 25°C leads to the reduction by half of the consolidation time, demonstrating the effectiveness of the tested method.

The numerical study was used to validate a predictive tool, and lead to the simulation of the specific case of an embankment filled with thermal vertical drains. These simulations showed for the different state variables the evolution of the system (temperature, water pressure, strain and stress) at each point. An acute analysis of the settlement process has been carried out. As an example, the rate of settlement at the beginning of the process increases by more than 30% for an increase in 25°C in temperature.

## 1. Introduction

Le pré-chargement des sols de soutènements par la mise en place d'un remblai temporaire est une méthode très souvent utilisée en construction. Elle permet d'obtenir une capacité portante adéquate et un tassement acceptable après la construction. Cependant, pour les sols fins, le temps nécessaire à la dissipation des excès de pression interstitielle est souvent très long en raison de leur faible perméabilité. Dans ce cas, la technique utilisée consiste à combiner le pré-chargement et l'installation de drains verticaux. L'objectif principal des drains verticaux est d'accélérer le temps de consolidation en accourcissant le chemin de drainage. Le pré-chargement induit une augmentation de la charge hydraulique. Cet excès de pression interstitielle se réduit durant la consolidation avec les transferts de l'eau se trouvant dans les pores. Les drains verticaux permettent à cette eau de s'écouler horizontalement vers les drains et finalement de s'écouler librement le long de ces derniers. La longueur du chemin de drainage passe ainsi de plusieurs mètres à quelques centimètres.

Néanmoins, dans des cas spécifiques, les durées du processus de tassement des sols de soutènement peuvent encore être considérées comme trop longues et donc trop coûteuses. Nous avons donc envisagé d'utiliser notre expertise dans le domaine du comportement thermo-mécanique des sols fins au service de la problématique leur consolidation in-situ. En effet, des travaux dans ce domaine ont montré qu'une augmentation de la température induit d'une part une augmentation de la perméabilité et d'autre part, dans le cas normalement consolidé, une contraction irréversible du milieu. Ces résultats indiquent qu'une augmentation de la température peut se traduire par une augmentation de la vitesse du processus de consolidation et par une augmentation de la valeur finale de celle-ci. In-situ le chargement thermique nécessaire pourrait être réalisé par des drains thermiques.

Sur ce constat, le LMS-EPFL a réalisé une étude visant à évaluer la faisabilité et l'efficacité de la technique de consolidation par des drains verticaux thermiques. Cette étude peut être divisée en trois volets qui correspondent aux trois grandes parties de ce rapport : une synthèse bibliographique, une étude expérimentale et une étude numérique.

La synthèse bibliographique résume l'état de l'art des techniques de consolidation in situ utilisant des drains verticaux: les techniques générales de pré-chargement, les différents types de drains verticaux préfabriqués, quelques aspects théoriques associés à la technique des drains verticaux et enfin les premières études menées par des laboratoires de recherche concernant les Drains Verticaux Préfabriqués Thermiques.

Afin de simuler en laboratoire le processus de consolidation et l'effet de l'élévation de température sur ce processus, un oedomètre de grand diamètre équipé d'un drain central a été développé. Ce dispositif permet de contrôler la température ainsi que la contrainte verticale et de mesurer l'évolution des pressions interstitielles ainsi que le tassement. Un essai à température ambiante et un essai à température élevée ont été réalisés afin de comparer la consolidation d'un limon à différentes températures.

L'étude numérique a permis de valider un outil prédictif permettant de simuler le cas spécifique de massifs de sols équipés de drains verticaux thermiques. Le modèle ACMEG-T développé par le LMS-EPFL a été utilisé. Il permet de rendre compte de l'ensemble des couplages thermo-hydro-mécaniques mis en jeu dans de tel cas de charge. Ce modèle est implémenté dans un logiciel de calculs par éléments finis (LAGAMINE). Ces simulations ont permis d'accéder à l'évolution des différentes variables d'état du système (température, pression d'eau, déformations et contraintes) en chaque point. Une analyse plus fine du processus de consolidation et de l'effet de la température a pu ainsi être menée.

## 2. Etat de l'art

Ce chapitre présente un résumé de l'état de l'art des techniques de consolidation in-situ utilisant des drains verticaux. La section 2.1 décrit les techniques générales de pré-chargement, la section 2.2 traite des drains verticaux préfabriqués, la section 2.3 présente quelques aspects théoriques associés à la technique des drains verticaux et enfin la section 2.4 résume les premières études menées par des laboratoires de recherche concernant les Drains Verticaux Préfabriqués Thermiques (DVP-T).

### 2.1. Méthodes de pré-chargement

#### 2.1.1. Pré-chargement et surcharge

Lorsqu'un grand tassement post-construction est anticipé et/ou qu'il est préférable d'obtenir une consolidation dans un délai court, il est possible d'appliquer un pré-chargement. Pendant le pré-chargement, comme le décrivent Bergado et al. (1993), on impose au sol une contrainte verticale avant l'installation du chargement final. Si la charge temporaire dépasse la charge finale, cet excès est appelé surcharge. Dans le cas où un pré-chargement n'est pas suffisant pour obtenir une vitesse de tassement acceptable, ce qui est souvent le cas pour les constructions sur des sols argileux, il est possible d'accélérer encore la consolidation en utilisant des drains verticaux. Les drains verticaux permettent également de diminuer le risque élevé d'instabilité dû au chargement additionnel causé par la surcharge, notamment aux frontières du remblai. La figure 1 montre une coupe transversale typique d'une route avec pré-chargement et drains verticaux.

Au vu du nombre croissant de projets mettant en œuvre l'installation de drains verticaux, un rapport consacré au sujet a été rédigé (rapport du CIRIA, Holtz et al. 1991). Celui-ci synthétise l'état de l'art et l'utilisation de la technique des drains verticaux préfabriqués. Les *US Engineering guidelines* pour les drains verticaux (Rixner 1986) fournissent aussi des recommandations concernant ce sujet.

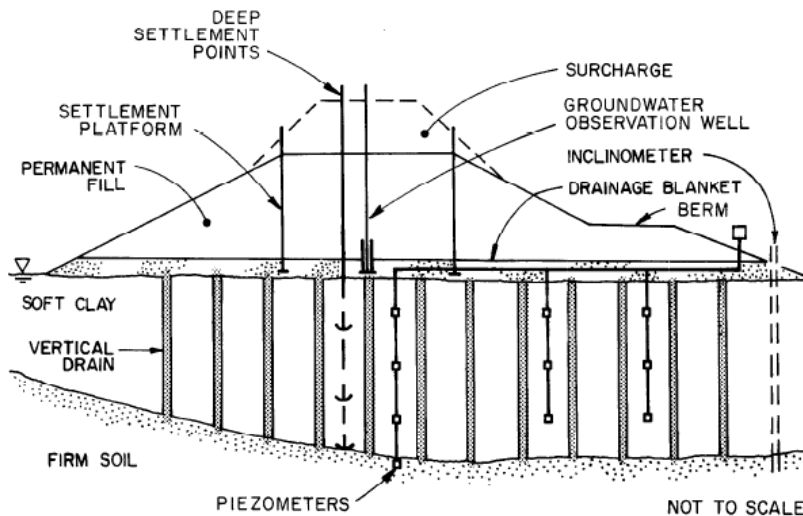


Figure 1 : Schéma d'une installation d'une précharge associée à des drains verticaux pour une autoroute (Rixner et al. 1986)

Généralement, lorsqu'un sol argileux saturé subit une charge de compression constante (essai de fluage), le tassement résultant peut être divisé en trois types de consolidation : immédiate, primaire et secondaire (Figure 2).

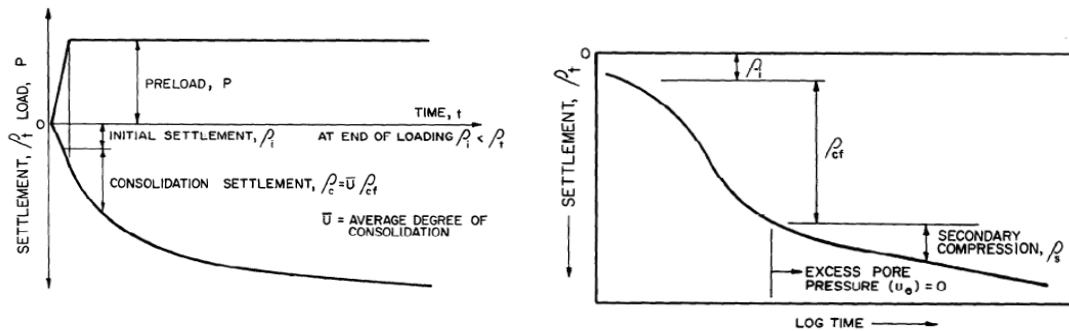


Figure 2 : Consolidation par fluage pour un sol argileux (Rixner et al. 1986)

Lors de travaux de génie civil, les procédures de calcul demandent la plupart du temps de déterminer la surcharge adéquate en décidant du tassement nécessaire et du temps disponible pour que celui-ci soit atteint. La Figure 3 illustre la diminution du temps de tassement avec une surcharge. Barnes (2000) décrit la procédure de calcul permettant de déterminer la surcharge nécessaire en fonction du tassement visé. La théorie de la consolidation dans le cas à une dimension suppose que le chargement est disposé instantanément au temps  $t = 0$ , alors qu'en réalité, il est appliqué durant une période étendue dans le temps. Terzaghi a proposé une méthode empirique simple pour corriger la courbe de tassement en supposant que le chargement est appliqué progressivement pendant la période de construction (Barnes 2000).

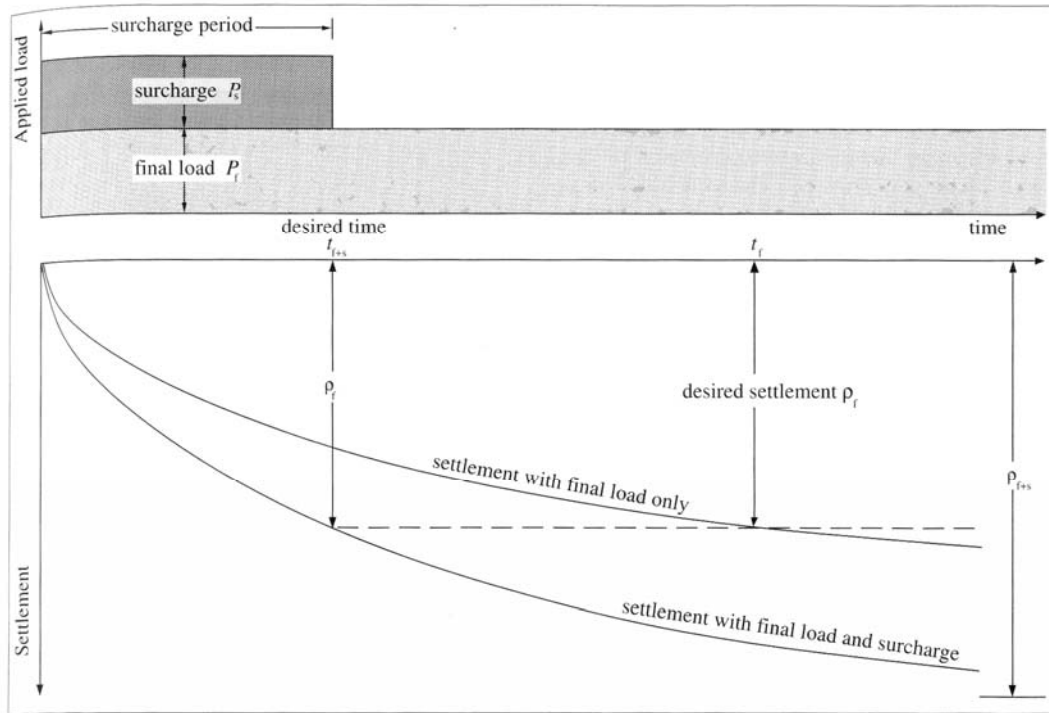


Figure 3 : Description des courbes de tassement avec et sans surcharge (Barnes, 2000)

### 2.1.2. Pré-chargement par dépression

Kjellman (1952) est le premier à avoir traité de la consolidation par dépression. Cette méthode a connu quelques difficultés techniques avant d'évoluer en une méthode largement utilisée (e.g Woo et al. 1989 ; Tang et Shang 2000 ; Masse et al. 2001).

Pour la construction de routes, de voies ferrées, de pistes d'atterrissage et autres structures d'ingénierie civile, il est souvent nécessaire de construire un remblai sur un sol amélioré et, dans ce cas, le pré-chargement conventionnel est une technique adaptée. Cependant, lorsque ce n'est pas le cas, l'installation d'un chargement supplémentaire et temporaire est coûteuse en argent et en temps. Il se peut aussi que la tenue du sol soit si faible que l'installation d'un remblai cause des problèmes de stabilité. Le pré-chargement par dépression peut alors devenir une option plus réalisable. Cette méthode fonctionne sur le principe suivant : un système de drains verticaux recouverts d'une couche drainante est installé et isolé de l'atmosphère par une bâche imperméable (Figure 4), la dépression appliquée sur la partie supérieure du sol génère une pression interstitielle négative, ce qui augmente la contrainte effective dans le sol et donc accroît la vitesse de consolidation. Les avantages du pré-chargement par dépression sont qu'aucun matériau supplémentaire n'est nécessaire, que le temps de construction est généralement réduit et que cette méthode ne demande pas de machinerie lourde (Chai, 2006). De plus, la consolidation est isotropique ce qui élimine les risques dus à un chargement supplémentaire. Il n'y a pas de risque d'instabilité aux frontières du remblai et le tassement peut être contrôlé (Masse et al. 2001). Cette méthode est particulièrement efficace sur des sols homogènes, non mélangés à des matériaux plus perméables (Hansbo, 1979).

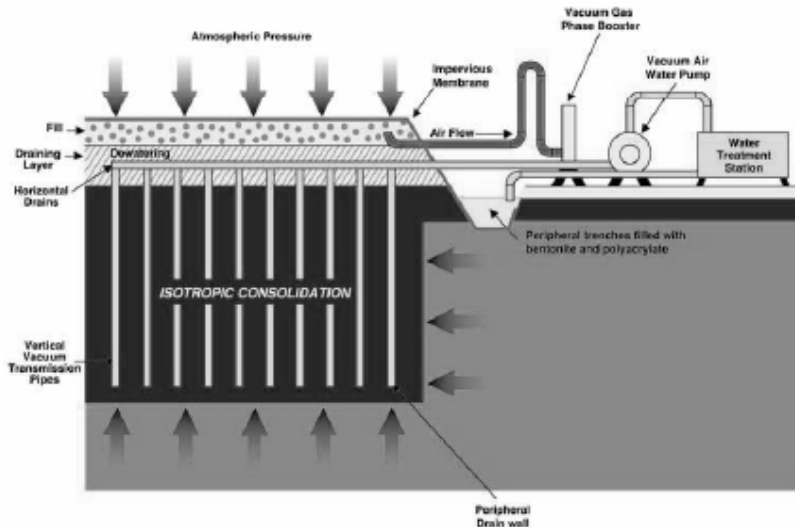


Figure 4 : Système de consolidation par dépression (Masse, 2004)

## 2.2. Drains Verticaux Préfabriqués

Les drains verticaux peuvent être classés en trois catégories générales : drains de sable, drains de sable enveloppés de textile appelés sandwicks et drains préfabriqués en bandes. Le tableau 1 donne la liste des types de drains les plus utilisés. Les drains verticaux ont un vaste champ d'application. Ils sont largement utilisés dans des projets de routes, de chemins de fer, de ports, d'aéroports et dans le développement d'autres infrastructures fondées sur des sols à faible perméabilité.

Catégories de drain	Sous catégories	Diamètre du drain (m)	Espacement typique (m)	Longueur maximale (m)
Drains de sable	Drains à déplacement	0.15-0.6	1-5	≤ 30
	Drains à faible déplacement	0.3-0.5	2-5	≤ 35
	Drains sans déplacement	0.2-0.3	2-5	≤ 30
Sandwicks		0.06-0.15	1.2-4	≤ 30
Drains préfabriqués		0.05-0.1*	1.2-3.5	≤ 60

\* Diamètre équivalent

Tableau 1. Catégories de drains verticaux et caractéristiques géométriques typiques (d'après Holtz et al. 1991 et Rixner et al. 1986)

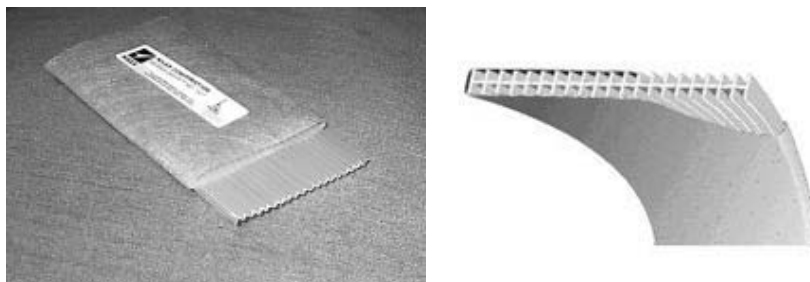
L'utilisation de drains de sable comme méthode de stabilisation des sols profonds a été proposée en premier lieu par l'ingénieur américain Moran, qui a obtenu un brevet pour ce concept en 1925 (Holtz et al. 1991). La construction du premier drain de sable vertical a eu lieu en Californie quelques années plus tard (Porter 1936). Egalement dans les années trente, le suédois Kjellman a développé et breveté le prototype du premier drain vertical préfabriqué (Kjellman 1948). Le drain de Kjellman était fait d'un carton imprégné, doté de nombreux canaux longitudinaux internes. Il est devenu le prototype pour tous les drains en bandes modernes. Cependant, cette première version était sujette à une rapide détérioration. Pour cette raison, la plupart des drains verticaux installés dans le monde jusqu'au début des années soixante-dix sont des drains de sable. A partir de cette époque a commencé un large

développement des drains préfabriqués en bandes qui utilisent un noyau en plastique et des filtres géotextiles à la place du carton. Les procédures de mise en place se sont également améliorées et permettent maintenant des installations simples jusqu'à des profondeurs de 60m à des vitesses de 1m/s. Grâce à ces méthodes d'installation efficaces, un pré-chargement combiné à des drains verticaux est devenu une alternative économique aux autres méthodes d'amélioration du sol.

La plupart des argiles ont des propriétés hydrauliques plus ou moins anisotropes. Elles ont typiquement une plus grande perméabilité dans la direction horizontale  $k_h$  que dans la direction verticale  $k_v$ . Cette caractéristique s'ajoute aux avantages de la méthode des drains verticaux puisque dans le cas de l'utilisation des drains les transferts d'eau sont principalement horizontaux. Le processus de consolidation peut alors être considérablement écourté. Les drains verticaux sont, pour les mêmes raisons particulièrement efficaces quand un sol argileux contient de nombreuses cellules horizontales fines de sable ou de limon.

### **2.2.1. Drains Verticaux Préfabriqués**

De nombreux drains préfabriqués (aussi appelés « wick drains ») ont été développés sur la base du drain en carton de Kjellman. Ils sont constitués d'un cœur plat en plastique, large de 60-100 mm et épais de 2-5 mm, enveloppé de géotextile (Figure 5). Le cœur de plastique est plissé ou constitué de multiples cellules pour former un circuit de drainage alors que le géotextile agit comme un filtre. La propriété la plus importante du géotextile est sa résistance à l'encrassement par accumulation de fines particules au cours du temps.

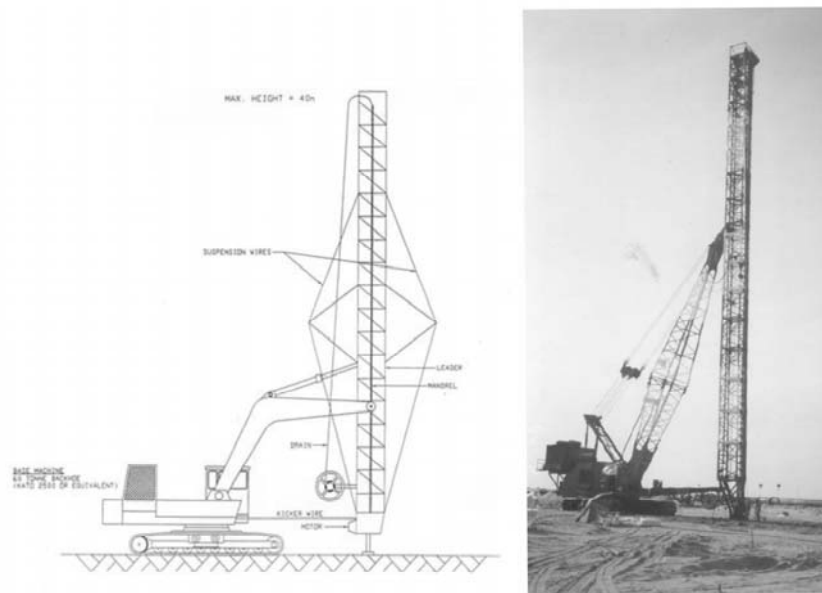


**Figure 5 : Exemples de drains préfabriqués**

### **2.2.2. Installation de drains verticaux préfabriqués**

La technique d'installation la plus courante est l'utilisation de mandrin bouché. L'acier recouvrant le mandrin protège le drain pendant l'installation. Il doit être à la fois assez rigide pour pénétrer la formation de sol verticalement et aussi petit que possible pour limiter les perturbations dans le sol. Quatre types de mandrins, caractérisés par la forme de leur section, sont principalement utilisés pour les installations de drains verticaux : rhombique, rectangulaire, carré et circulaire. Les mandrins rhombiques et rectangulaires sont les plus

utilisés alors que les mandrins circulaires sont les moins courants (Arulrajah 2005). Le drain est, la plupart du temps, simplement enfoncé dans le sol grâce à un équipement prévu à cet effet (Figure 6), des vibrations étant occasionnellement utilisées. Une ancre détachable est placée à l'extrémité du mandrin. Elle assure que le drain reste à la bonne profondeur lors du retrait du mandrin. Elle prévient aussi l'entrée de sol dans le mandrin. Aucun résultat ne semble disponible concernant le degré de perturbation du sol pour les différents types d'ancre mais Holtz et al. (1991) donnent un aperçu des ancres typiques et des mandrins disponibles pour ce type de drains.



**Figure 6 : Derrick utilisé pour l'installation de drains verticaux (Arulrajah 2005)**

Il semble que la méthode d'installation (pénétration statique ou vibrations) n'ait pas d'influence sur le taux de consolidation mais qu'elle ait un effet significatif sur la pression interstitielle (Hansbo et al. 1981), Arulrajah (2005) donne les recommandations suivantes concernant la procédure d'installation:

#### Choix du derrick

- Derrick statique - Sol en conditions normales
- Derrick statique avec système d'équilibrage d'eau - Sols très peu rigides
- Derrick à vibrations - Sols fermes

#### Facteurs à prendre en compte lors du choix de la méthode d'installation

- Capacité de charge de la plateforme
- Profondeur de l'installation
- Type de sol
- Capacité de production du derrick

Les perturbations causées par l'installation de drains préfabriqués sont considérablement plus faibles que lors de la mise en place des drains de sables conventionnels à cause de leurs volumes réduits. Cependant, le principal avantage des drains préfabriqués réside dans leur simplicité et dans leur rapidité d'installation, qui se traduit par un coût d'installation relativement faible.

### 2.2.3. Effet de la zone de bavure autour des drains

L'installation de drains verticaux impose d'énormes changements de contraintes dans les sols avoisinants. Le sol immédiatement adjacent au drain subit de sévères perturbations et déformations qui conduisent à l'apparition d'une zone de bavure autour de chaque drain. A l'intérieur de cette zone, toute anisotropie en rapport aux coefficients de perméabilité ( $k_h > k_v$ ) est presque entièrement éliminée. Ainsi, cette déformation retarde le processus de consolidation et doit donc être prise en compte dans la plupart des modèles théoriques modélisant les drains verticaux. Barron (1948) et Hansbo (1981) ont tous les deux remarqué l'existence de cette zone de bavure aux voisinages des drains verticaux dont la taille s'exprime en fonction du rapport de bavure  $s = d_s/d_w$  ( $d_s$  est le diamètre de la zone de bavure et  $d_w$  le diamètre du drain) et du degré de perturbation par l'intermédiaire du rapport  $k_h/k'_h$ , (où  $k'_h$  est le coefficient de perméabilité horizontale dans la zone de bavure) (Figure 7).

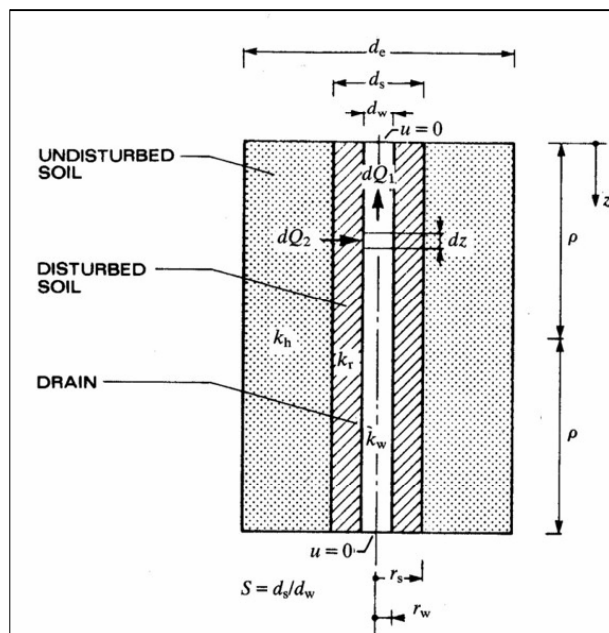


Figure 7 : Schéma de la zone de bavure (Holtz et al. 1991)

Bien qu'il soit nécessaire, lors de la phase de conception, de prévoir l'étendue de la zone de bavure, elle est difficile à évaluer à cause du manque de résultats scientifiques tant sur le plan théorique et qu'expérimental.

Pour les drains de sables sans déplacement, les deux rapports  $d_s/d_w$  et  $k_h/k'_h$  sont normalement pris proches de 1 (Holtz et al. 1991). Hansbo (1981) a proposé une méthode de calcul de la consolidation avec drains verticaux en tenant compte de l'effet de la zone de bavure. Il s'est placé dans le cas d'un drain préfabriqué et a estimé la valeur du rapport de bavure à  $s = 1.5$ . Holtz et al. (1991) ont proposé de prendre, par précaution, une valeur de  $s$  comprise entre 2.5 et 3 tant que plus de résultats ne sont pas disponibles.

Depuis lors, plusieurs études ont été effectuées afin d'évaluer plus précisément le rapport de bavure. En s'appuyant sur des études en laboratoire et in-situ sur de l'argile de Bangkok, Bergado et al. (1991) ont proposé  $s = 2$ . Indraratna et Redana (1998) ont estimé que  $s = 4-5$  au vu d'études réalisées avec une expérience de consolidation in situ sur une argile très plastique. Indraratna et Rujikiatkamjorn (2006) ont réalisé une expérience similaire et ont estimé  $s = 2.5$ .

Barron (1948) a supposé, dans son analyse, que le rapport  $k_h/k'_h$  était de 10 et a montré que si l'épaisseur de la zone de bavure correspondait à 1/6 du rayon du drain (i.e  $s = 0.17$ ), le temps nécessaire pour atteindre un degré donné de consolidation serait augmenté de 20%. Si l'épaisseur de la zone de bavure était le double de celle du drain ( $s = 2$ ) alors le temps de consolidation serait approximativement doublé.

Walker et Indranatna (2007) ont suggéré d'utiliser une distribution linéaire pour la perméabilité et ont examiné la façon dont le chevauchement des différentes zones de bavure donne un écartement minimal des drains sous lequel le phénomène de consolidation n'est plus accéléré. L'importance de la perturbation du sol due à l'installation des drains est déterminée par la forme et la taille de celui-ci, dans le cas des drains préfabriqués il faut ajouter le type de mandrin et d'ancre détachable utilisé. Atkinson et Eldred (1982) ont écrit un article relativement complet à propos de la zone de bavure.

### **Well resistance**

Si, lors de la période de consolidation, la capacité maximale d'évacuation du drain est atteinte, l'ensemble du processus de drainage en est retardé. Dans de tels cas, les drains présentent une résistance à leur traversée par le flux hydraulique, qui est connue sous le nom de « well resistance ». Ce phénomène est causé par la détérioration du drain, par exemple à cause de fines particules traversant le filtre et encrassant le drain. Tant que la capacité d'évacuation d'un drain vertical préfabriqué dépasse les 100-150 m<sup>3</sup>/an, l'effet de la well resistance est négligeable.

Des méthodes permettant de déterminer en laboratoire la capacité d'évacuation de drains ont été étudiées par Holtz et al. (1989) et Berdago et al. (1996).

### **2.2.4. Éléments théoriques sur la consolidation avec drains verticaux**

La consolidation d'une couche d'argile est un problème d'écoulement transitoire dans un milieu poreux. Biot (1941) a développé la première théorie du comportement poroélastique à trois dimensions décrivant la dynamique des milieux poreux. Cette théorie de consolidation complète a l'avantage, par rapport à la théorie unidimensionnelle classique de consolidation de Terzaghi, d'inclure les couplages entre les contraintes et les flux hydrauliques. Cependant, la théorie de Terzaghi est toujours utilisée pour résoudre les problèmes de consolidation avec ou sans drains verticaux car la plupart des incertitudes sont plus le résultat d'une stratigraphie de propriétés de sol ou des conditions de chargement mal définies que de problèmes d'analyse (Olson et Ladd 1979). La consolidation selon Terzaghi se modélise de la façon suivante :

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$$

où  $u$  est la pression interstitielle,  $t$  le temps,  $c_v$  le coefficient de consolidation et  $z$  la coordonnée spatiale. Pour un drainage purement radial, ce qui est le cas dans la théorie de la consolidation par drains verticaux, l'équation différentielle s'écrit en coordonnées cylindrique :

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

où  $c_h$  est le coefficient de consolidation pour un flux horizontal et  $r$  la coordonnée radiale.

Barron (1948) propose la première solution à ce problème en se donnant deux jeux de conditions limites, qui représentent deux situations idéales (Holtz et al. 1991), la situation réelle étant un compromis entre les deux :

- Déformations verticales libres : on suppose ici que la pression totale sur la surface supérieure est constante durant le processus de consolidation et donc que les déplacements de cette surface sont non-uniformes.
- Déformations verticales uniformes. On suppose ici que les déplacements sur la surface supérieure sont constants au delà de la zone de drainage et donc que la pression totale sur cette surface est non-uniforme.

Une comparaison entre les solutions de Barron dans ces deux cas indique qu'elles conduisent toutes les deux au même degré de consolidation pour des valeurs du rapport d'espacement des drains,  $n=D_e/d_w$ , supérieurs à 5 (ce qui est courant), où  $D_e$  fait référence à la zone d'influence en terme de rayon du cylindre de sol équivalent et  $d_w$  est le diamètre du drain (Voir figure 8). Cette remarque justifie l'utilisation de la solution de correspondant à l'hypothèse des déformations verticales uniformes qui est la plus simple (Holtz et al. 1991) et qui est donnée par :

$$u = \frac{u_0}{r_e^2 \cdot F(n)} \left[ r_e^2 \log_e \left( \frac{r}{r_w} \right) - \frac{(r^2 - r_w^2)}{2} \right] \exp(\lambda)$$

où  $u_0$  est la pression interstitielle excédentaire initiale,  $r_e$  le rayon du cylindre de sol équivalent,  $r_w$  le rayon du drain,  $\lambda = -8T_h/F(n)$ ,  $T_h = (c_{ht})/d_e^2$  et  $F(n) = \frac{n^2}{(n^2 - 1)} \cdot \log_e(n) - \frac{(3n^2 - 1)}{4n^2}$ .

Dans ce cas, le degré de consolidation vertical moyen devient :

$$\bar{U}_h = 1 - \exp \left[ \frac{-8T_h}{F(n)} \right]$$

La théorie conventionnelle de consolidation avec drains verticaux suppose que les drains ont des sections circulaires. Puisque la plupart des drains préfabriqués sont à section rectangulaire, il faut les convertir en équivalent de forme cylindrique. Cela implique que le diamètre équivalent ait la même capacité théorique de drainage radial que le drain original. Hansbo (1979) a suggéré que l'utilisation de drains rectangulaires et circulaires conduit, dans la pratique, au même degré de consolidation si leurs circonférences sont égales. Ainsi, le diamètre équivalent  $d_w$  à un drain rectangulaire de largeur  $a$  et d'épaisseur  $b$  peut être exprimée comme suit :

$$d_w = \frac{2(a + b)}{\pi}$$

Les conditions limites pour l'analyse d'un drain vertical sont données pour un drain cylindrique et pour une zone de sol cylindrique ayant une surface extérieure imperméable. La zone d'influence dépend de la disposition des drains (Figure 8). Le maillage triangulaire est en théorie le plus économique mais le motif carré possède des avantages pratiques.

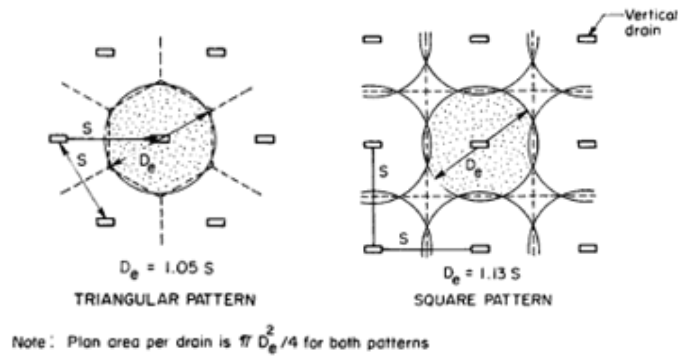


Figure 8 : Relation entre l'espacement entre les drains et la zone de drainage (Rixner et al. 1986)

## 2.3. Drains Verticaux Thermiques

La technique d'accélération de la consolidation in situ par l'augmentation de la température du sol est un concept relativement nouveau et il existe un nombre limité de recherches sur ce sujet. Les sections suivantes décrivent les résultats les plus pertinents fournis par les premières études réalisées dans cette thématique.

### 2.3.1. Evaluation de la technique des DVP-T sur l'argile de Bangkok

Abuel-Naga *et al.* (2006a) et Abuel-Naga *et al.* (2006b) ont réalisé une caractérisation du comportement de l'argile de Bangkok sous des températures élevées. Pour cela, ils ont effectué des essais oedométriques, triaxiaux (ces résultats ne seront pas présentés ici), de perméabilité et des essais avec un oedomètre de grande taille conçu sur mesure.

Liquid limit (%)	103
Plasticity index	60
Water content (%)	90-95
Liquid index	0.62
Grain size distribution	
Clay (%)	69
Silt (%)	28
Sand (%)	3
Total unit weight (KN/m <sup>3</sup> )	14.3
Dry unit weight (KN/m <sup>3</sup> )	7.73
Specific gravity	2.68
Specific surface area (m <sup>2</sup> /g)	237

Table 2 : Caractéristiques de l'argile de Bangkok (Abuel-Naga *et al.* (2006b))

#### *Essais oedométriques standards avec variations de température*

Abuel-Naga *et al.* (2006b) ont réalisé une étude expérimentale de grande ampleur sur les propriétés de l'argile de Bangkok, initialement à température ambiante (25°C) puis chauffée

jusqu'à 90°C. Ils ont utilisé une cellule oedométrique modifiée, constituée d'une cellule conventionnelle dotée d'une bague chauffante attachée à la bague extérieure afin d'augmenter la température du sol en chauffant l'eau se trouvant dans l'espace annulaire entre la bague extérieure et l'échantillon. Le changement  $\Delta e^T$  d'indice des vides induit par l'augmentation de température a été précisément mesuré. Il est apparu que cette variation est négligeable. Afin de minimiser l'excès de pression interstitielle causé par la température, la température a été augmentée de façon incrémentale, en permettant la stabilisation du volume entre chaque incrément. Lors de ces essais, les différents échantillons ont été consolidés sous différentes charges (100, 200, 300 kPa), plus importantes que la pression de pré-consolidation in situ. Suivant l'objectif de chaque essai, la charge de l'échantillon a ensuite été réduite jusqu'à atteindre un certain OCR (2, 4 or 8) puis soumis à un cycle incrémental de chauffage/refroidissement (22-90-22°C) ou bien, sans déchargement, directement soumis à différents cycles incrémentaux de chauffage/refroidissement (25-50-25°C, 25-70-25°C ou 25-90-25°C).

Les résultats ont montré que, en termes de déformations volumiques, l'argile normalement consolidée se contracte de façon irréversible sous l'effet du chauffage, tandis que l'argile hautement sur-consolidée présente un gonflement plus ou moins réversible. Les résultats ont également montré qu'avec l'augmentation de l'OCR, l'amplitude de la contraction diminue et que le matériau commence à se dilater. De plus le changement d'indice des vides induit par la température est clairement indépendant de la valeur de la charge appliquée. En conclusion, ces résultats indiquent que soumettre un échantillon normalement consolidé à un cycle de chauffage/refroidissement cause une sur-consolidation apparente, qui est indépendante de la valeur de la charge verticale appliquée.

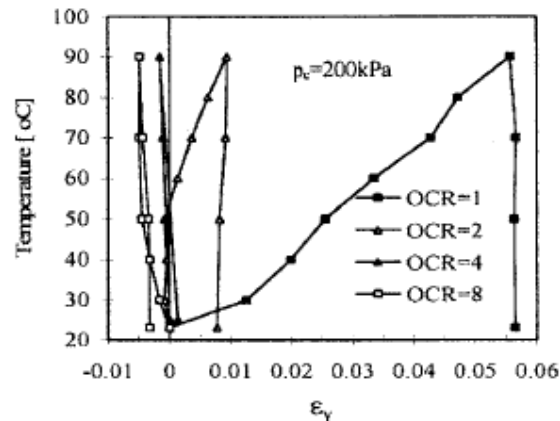


Figure 9 - Déformations volumiques lors d'un cycle de chauffage/refroidissement pour l'argile de Bangkok (Abuel-Naga et al. 2006b).

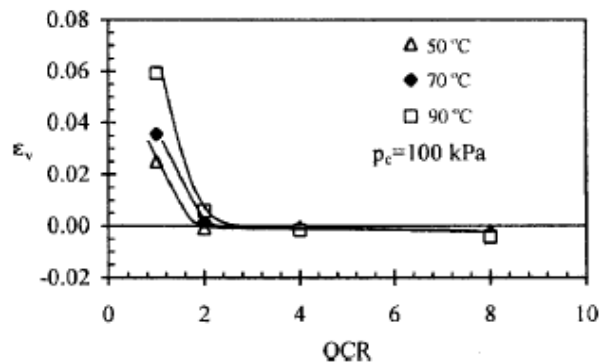


Figure 10 - Effet de l'OCR et de la température sur les déformations volumiques de l'argile de Bangkok (Abuel-Naga et al. 2006b).

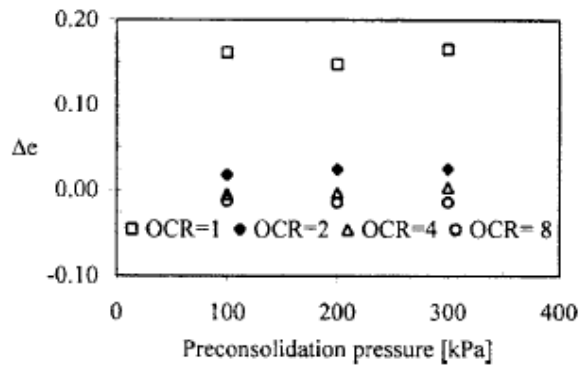


Figure 1 : Variations de l'indice des vides induites par la température pour différents OCR et contraintes de pré-consolidation ( $\Delta T = 68^\circ\text{C}$ ,  $T_0 = 22^\circ\text{C}$ ) (Abuel-Naga *et al.* 2006b).

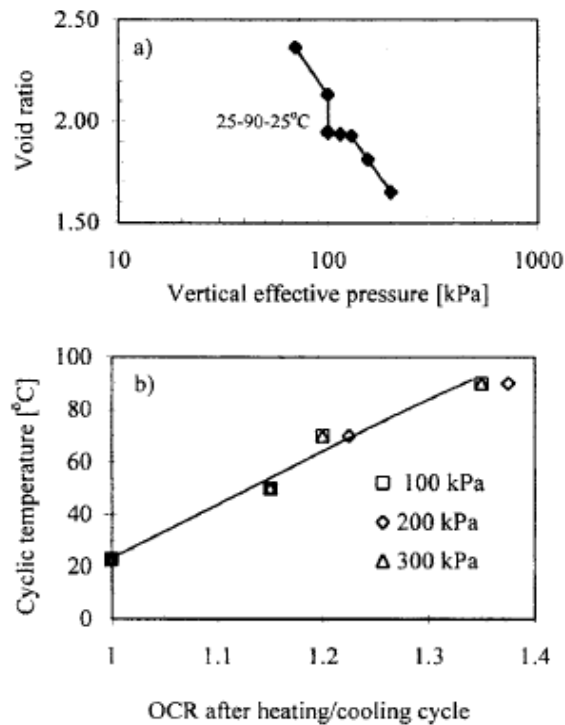
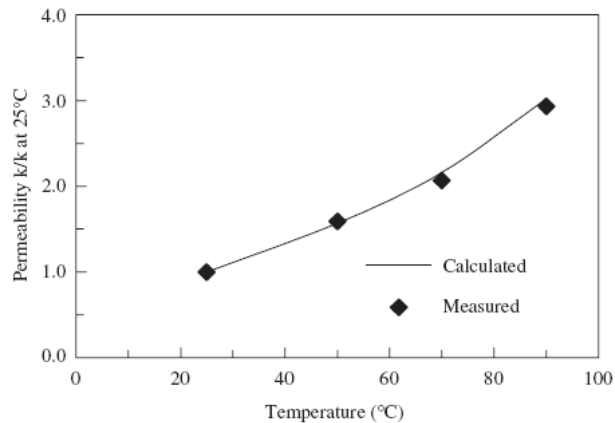


Figure 2 : (a) Plasticité induite par l'élévation de température sur l'argile de Bangkok normalement consolidée; (b) Effet de chargements cycliques thermiques sur l'OCR pour différent niveaux de contrainte de pré-consolidation (Abuel-Naga *et al.* 2006b).

### Essais de perméabilité

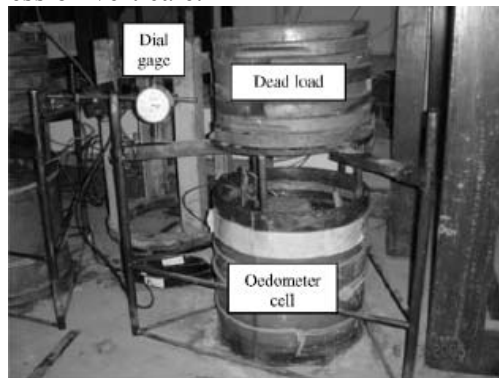
Un perméamètre à charge constante a été utilisé pour étudier l'effet de la température sur la conductivité hydraulique de l'argile de Bangkok. Le programme expérimental comprenait des mesures de la conductivité hydraulique de 12 échantillons normalement consolidés et non remaniés, à différentes températures et différentes pressions. La figure 13 montre les résultats obtenus, accompagnés de valeurs théoriques calculées en considérant les changements de viscosité de l'eau avec la température (d'après Hillel (1980)), sous l'hypothèse d'un indice des vides constant.



**Figure 13 : Effet de la température sur la perméabilité (Abuel-Naga et al. 2006a).**

*Essais utilisant un grand oedomètre avec un drain vertical*

Afin d'étudier l'effet de la température du sol sur les performances des drains verticaux, Abuel-Naga *et al.* (2006a) ont utilisé un grand oedomètre d'un diamètre de 300 mm pour des échantillons remaniés et de 200 mm pour des échantillons non remaniés. Dans les deux cas, l'appareil peut accueillir des échantillons d'une hauteur allant jusqu'à 200 mm. Deux types de sources de chaleur ont été testés : un DVP-Thermique et une source linéaire indépendante. Pour le DVP-Thermique, une version réduite faite sur mesure a été conçue à partir d'éléments prélevés sur un drain de dimensions standards. Un câble chauffant flexible a ensuite été introduit dans les rainures de la structure du drain. Pendant l'essai, le tassement a été mesuré à l'aide d'un comparateur et la température a été relevée à mi-hauteur de l'échantillon à l'aide de thermocouples placés à 6 mm, 20 mm, 50 mm et 100 mm du centre. Un poids mort a été utilisé pour appliquer la pression verticale.



**Figure 14 – Photographie du grand oedomètre (Abuel-Naga et al. 2006a).**

L'échantillon remanié a été préparé en ajoutant de l'eau afin d'atteindre une teneur en eau de 1.2 fois la limite de liquidité. L'échantillon a ensuite été homogénéisé à l'aide d'un mixer mécanique et déposé en couches superposées dans l'oedomètre. Une pression de consolidation de 10 kPa était appliquée jusqu'à ce que 90% de la consolidation soit réalisée. Trois études différentes ont ensuite été effectuées:

1. Etude du transfert de chaleur dans le sol saturé (sur des échantillons remaniés).
2. Etude de la consolidation thermique (sur des échantillons remaniés)

3. Etude de la consolidation thermo-mécanique (sur des échantillons remaniés et non remaniés).

L'étude des transferts de chaleur impliquait la mesure de variation de la température du sol. A cette fin, des thermocouples étaient placés à mi-hauteur à 6, 20, 50 et 100 mm du centre. Un DVP-T central avec une température constante de 90 °C a été utilisé. La figure 15 montre la relation entre la distance et la température obtenue à l'équilibre, équilibre atteint en 15 heures. Les résultats ont montré que la température décroît en s'éloignant du drain et devient constante approximativement à mi-chemin entre le drain et le bord du récipient de l'essai.

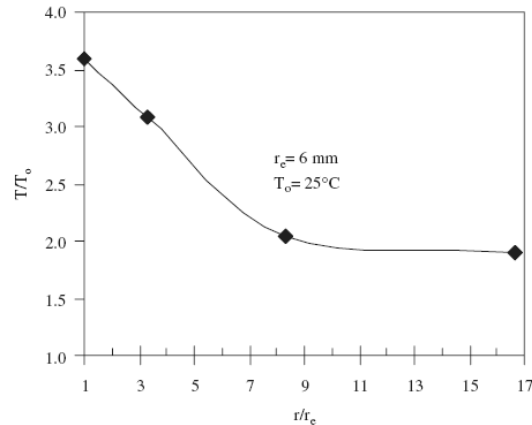


Figure 3 - Relation température-distance dans le sol en régime stationnaire (Abuel-Naga *et al.* 2006a)

L'étude de consolidation thermique a été réalisée pour différentes configurations, faisant intervenir 1 ou 2 DVP-T ou encore 1 ou 2 DVP couplés à 1 ou 2 sources de chaleur linéaires. Les différentes configurations sont explicitées par la figure 17.

Les résultats ont montré que le changement de volume causé par la consolidation thermique pour une certaine contrainte effective verticale constante est petit. Ils ont également montré que l'ampleur du tassement et que la vitesse de consolidation sont légèrement liés aux configurations des essais. Les configurations S<sub>2</sub> et S<sub>4</sub> qui font intervenir deux drains sont logiquement celles qui améliorent le plus le processus de consolidation.

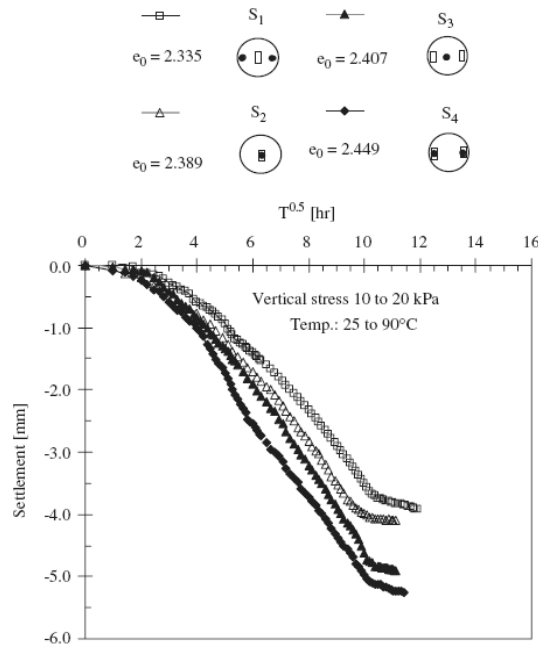


Figure 4 – Résultats de test de consolidation thermique (Abuel-Naga et al. 2006a).

Pendant l'étude de la consolidation thermo-mécanique, la température du sol et les contraintes effectives étaient augmentées simultanément. Les configurations des essais pour les échantillons remaniés et non remaniés sont représentés respectivement sur les figures 17 (a) et (b). Deux expériences ont été réalisées sur les échantillons remaniés, la première servant de référence en n'incluant aucun effet thermique, la seconde utilisant une source de chaleur centrale et deux drains. La contrainte verticale appliquée a été augmentée de 10 à 20 kPa et la température de 25 à 90°C. Pendant l'expérience, les variations de volume ont été mesurées. Pour les essais sur les échantillons non remaniés (pression de préconsolidation = 75 kPa), le premier test a aussi servi de référence (i.e. sans source de chaleur) et les deux essais suivants ont été configurés comme indiqué sur la figure 17b. La contrainte verticale appliquée a été augmentée de 0 à 30 kPa (OCR = 2.5) et la température de 25 à 90°C.

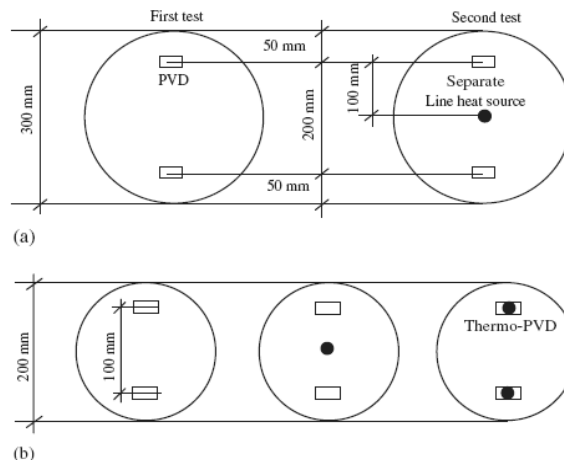


Figure 17 – Configuration des essais thermo-mécaniques : (a) échantillons remaniés (b) échantillons non remaniés (Abuel-Naga et al. 2006a).

Les résultats des essais sur les échantillons remaniés sont présentés par la figure 18. Le tassement final de l'essai thermo-mécanique est plus élevé que celui de l'essai de référence,

une différence qui peut être attribuée à l'impact de la consolidation thermique (voir figure 16). Les résultats montrent également que la vitesse de consolidation de l'essai thermo-mécanique est plus élevée que pour l'essai de référence. Le tassement final est atteint après approximativement 15 jours pour l'essai de référence tandis que le temps requis avec le chargement thermo-mécanique est seulement de 5 jours. Ce comportement est lié à la dépendance à la température de la perméabilité.

Les essais sur les échantillons non remaniés donnent des résultats très similaires (figure 19). De plus, ces résultats sont en accord avec les résultats de consolidation thermique qui indiquaient que la température a un impact plus important sur la consolidation si la source de chaleur et les drains sont placés ensemble.

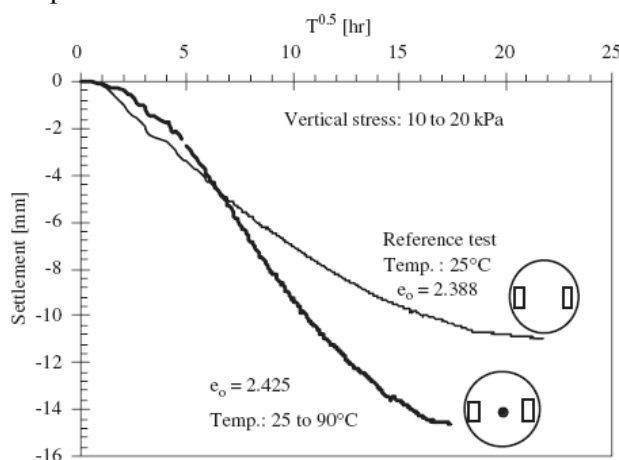


Figure 5 - Résultats de tests de consolidation thermo-mécanique réalisés sur des échantillons remaniés (Abuel-Naga *et al.* 2006a).

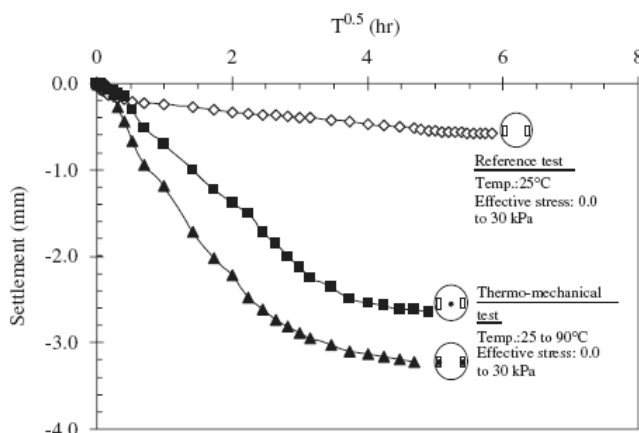


Figure 6 - Résultats de tests de consolidation thermo-mécanique réalisés sur des échantillons non remaniés (Abuel-Naga *et al.* 2006a).

*Essais in-situ (ne fait pas partie de Abuel-Naga et al. (2006 a, b))*

Une étude in situ à grande échelle a été menée à l'Asian Institute of Technology (AIT) à Bangkok. Deux remblais ont été construits, un avec un DVP conventionnel et un avec un DVP-T, tous deux s'enfonçant jusqu'à une profondeur de 7-8m. La température dans le DVP-T a été montée jusqu'à 90°C en faisant circuler de l'eau dans un tube en u. Les principales conclusions de cet essai sont d'une part que la consolidation additionnelle induite par la chaleur représente seulement 2% des déformations volumiques et que la vitesse de

consolidation est significativement améliorée par l'augmentation de température. Le tassement a été achevé en 110 jours avec le DVP conventionnel et seulement en 30 jours avec le DVP-T (Figure 20). Ces résultats n'ont pas encore été publiés à ce jour mais sont prometteurs pour l'utilisation de DVP-T dans les projets de construction de route sur des sols faiblement perméable.

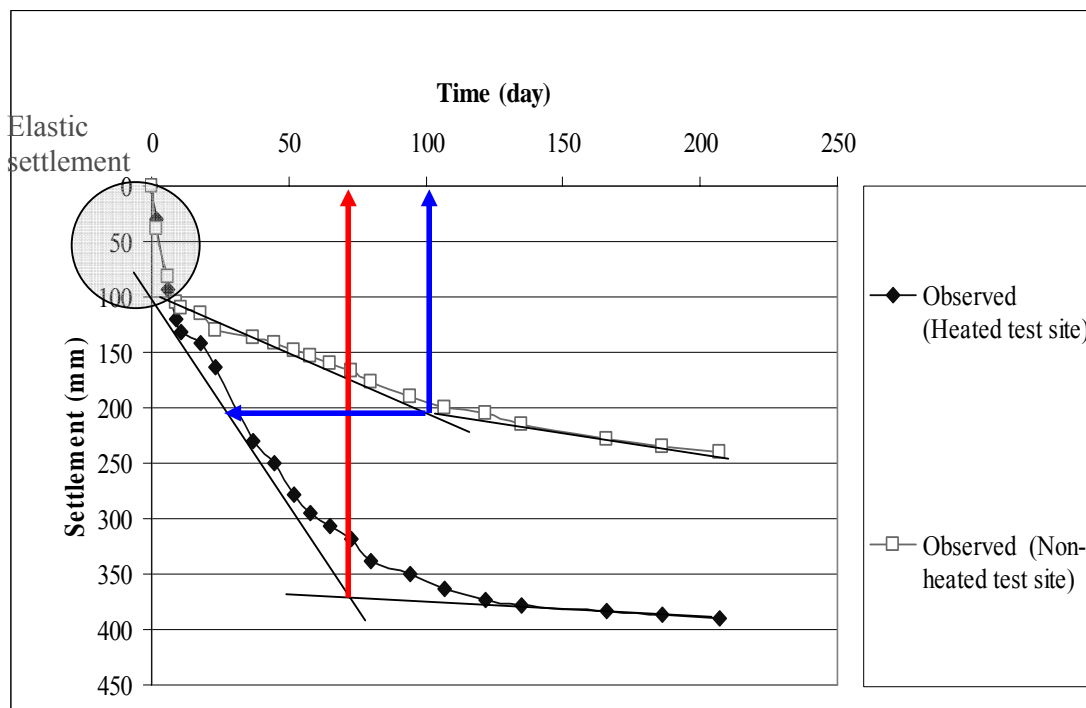


Figure 20 : Evolution du tassement de deux remblais l'un équipé de DVP et l'autre de DVP-T

### Conclusions

On peut tirer les conclusions suivantes du travail d'Abuel-Naga *et al.* (2006 a, b) :

- Les variations de volume d'origine thermique de l'argile de Bangkok sont dépendantes de l'historique des contraintes et indépendantes du niveau actuel de contraintes.
- Les essais thermo-mécaniques donnent des résultats prometteurs. Il y a un effet significatif de la température sur la perméabilité du sol et cela peut être utilisé pour accélérer la consolidation in situ avec des drains verticaux. Ceci a été confirmé par des essais in situ à grande échelle.
- L'avantage principal de l'augmentation de la température durant la consolidation est qu'elle permet l'augmentation de la vitesse de consolidation.
- La consolidation thermique à elle seule ne peut pas générer un grand tassement et la combinaison de charges thermo-mécaniques est susceptible d'être nécessaire dans la pratique.
- La technique du DVP-T, où le drain et la source de chaleur sont placés ensemble, est très appropriée pour réduire l'effet négatif sur la perméabilité de la zone de bavure, puisque cela génère une zone de température maximale dans la région où son effet négatif est le plus important.

### 2.3.2. Effet de la température le comportement en fluage de la tourbe de Middleton

Edil et Fox (1994) ont étudié la dépendance à la température du comportement en fluage dans la tourbe fibreuse de Middleton (perméabilité  $10^{-6}$  m/s) en réalisant des essais in-situ et en laboratoire. Les essais en laboratoire étaient des essais oedométriques à température variable où la température était contrôlée par immersion de la cellule dans de l'eau chaude. Une procédure appelée « step-temperature » a été utilisée. La température était rapidement augmentée par étapes durant le fluage. Par ce biais, ils ont évalué, pour un indice des vides et un état de contrainte vertical donné, la variation de vitesse de l'indice des vides  $\dot{e}$ , pour chaque étape. Pour décrire un test plus en détails, une série de chargements de 100-104-108.2 kPa a été appliquée. L'état initial du sol correspondait à une contrainte verticale de 100 kPa et une température de 24°C. Après 600 minutes, au cours du tassement par fluage de la tourbe, la contrainte verticale était augmentée jusqu'à 104 kPa. Après 1500 minutes, encore une fois pendant le tassement par fluage, un chargement en température a été réalisé, amenant la température de l'essai à 35°C. La contrainte verticale était augmentée ensuite jusqu'à 108.2 kPa à une température plus élevée. Un effet significatif de la température sur le tassement a été observé. Pour une augmentation de température de 11°C, la vitesse de variation de l'indice des vides a augmenté d'un facteur 16.

Afin de corréliser les variations de température et de contraintes à l'augmentation de l'indice des vides, Edil et Fox (1994) ont défini un « coefficient de fluage thermique »  $C_T$  et un « coefficient de contrainte de fluage »  $C_\sigma$  comme il suit:

$$C_T = \frac{\ln \dot{e}_2 - \ln \dot{e}_1}{T_2 - T_1} \quad (1)$$

$$C_\sigma = \frac{\ln \dot{e}_2 - \ln \dot{e}_1}{\sigma'_{v2} - \sigma'_{v1}} \quad (2)$$

où  $\dot{e}_2$  et  $\dot{e}_1$  sont deux variations de vitesse de l'indice des vides correspondants aux températures  $T_2$  et  $T_1$  respectivement, pour les essais à différents paliers de température, et aux contraintes effectives  $\sigma'_{v2}$  et  $\sigma'_{v1}$  respectivement, pour les essais à différents paliers de contraintes.

Edil et Fox (1994) ont également étudié l'effet de la « pré-compression thermique », i.e. du comportement dans lequel la vitesse de tassement d'un sol, après un cycle de chauffage et de refroidissement, diminue jusqu'à une valeur plus faible que sa valeur initiale. Une réponse typique pour un essai en laboratoire a été observée pour la tourbe de Middleton lorsque ce sol a été soumis à une contrainte verticale de 250 kPa. Un jour après l'application de la charge, la température de l'échantillon a été augmentée de 14 à 60 °C. Le tassement a alors radicalement augmenté. Après une semaine de consolidation à cette température, le sol a été refroidi jusqu'à atteindre la température ambiante. Pendant les neuf semaines suivantes, aucun tassement supplémentaire n'a été observé.

Une étude de terrain a aussi été menée pendant laquelle des sites d'essai de 13 × 13m ont été construits. Des puits de circulation d'eau ont été installés sur ces deux sites. Des garnissages de 1.25m de hauteur ont été placés sur chacun des sites d'essai. Malgré quelques problèmes avec le système de chauffage, les résultats de l'étude de terrain ont confirmé les résultats en laboratoire, mais avec des effets moins flagrants.

Edil et Fox (1994) ont conclu que la tourbe testée était fortement affectée par la température du sol et que la méthode de pré-consolidation thermique, par laquelle la tourbe est chauffée et ensuite refroidie, diminue significativement les déformations de la tourbe de Middleton. Le fait de chauffer cause principalement une augmentation importante de l'état de contrainte et, de façon corrélée, une rapide diminution de l'indice des vides. Une fois le sol refroidi, l'indice des vides diminue substantiellement et le sol flue très lentement. Il a aussi été montré que le coefficient thermique de fluage  $C_T$  est indépendant de l'indice des vides, de la contrainte effective verticale et de l'ampleur du chargement thermique.

### **2.3.3. Etude de l'influence de la température sur consolidation d'un remblai**

Cette étude a été menée par Serge Leroueil (université de Laval, Canada), Maria Esther Soares Marques et Márcio de Souza S. Almeida (COPPE/UFRJ, Brésil). A notre connaissance, ce travail n'a pas été publié dans un journal international.

Deux remblais tests (13m x 13m) ont été construits afin d'étudier la consolidation de dépôts argileux équipés, de drains verticaux associés à une dépression pour le remblai A et au même équipement mais à une température plus élevée pour le remblai B. Le chargement thermique a été appliqué pendant 5 mois et la consolidation par dépression a eu lieu à sa suite. Le dépôt argileux était relativement homogène, composé de strates d'argile sur 2.5m d'épaisseur suivies d'un dépôt de 10m d'argile limoneuse légèrement sur-consolidée (OCR compris entre 1.8 et 2.4).

#### *Caractéristiques du site*

Des drains préfabriqués circulaires ont été installés dans les deux remblais d'essai. Ils étaient espacés de 1.15m et s'enfonçaient jusqu'à une profondeur d'environ 7.5m dans le dépôt d'argile limoneux.

La bâche utilisée pour appliquer la dépression a été disposée au dessus de la couche de sable sur toute la surface du remblai. Au niveau du remblai B, des tubes de cuivres (3.5 cm de diamètre) ont été installés dans les drains verticaux. De l'eau chaude a été injectée dans ces tubes jusqu'à une profondeur de 7.3m, à travers un système hydraulique fermé, indépendant du système de drainage.

#### *Mesure de la température*

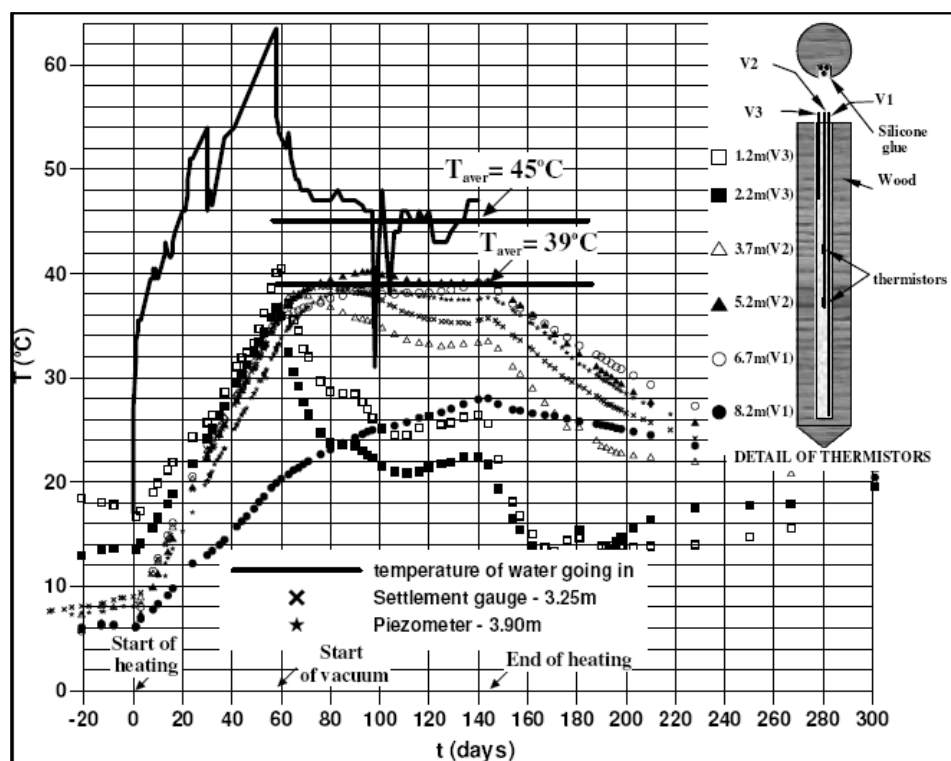
Six thermocouples placés à différentes profondeurs, ont été installés dans le dépôt argileux sous le remblai B, et deux autres sous le remblai A. Des thermocouples ont aussi été placés dans la couche supérieure de sable. Le taux d'accroissement initial de la température était de 0.5°C/jour. Après 58 jours de chauffage, le pompage par dépression a été mis en marche et une chute de la température a été observée. Le chauffage a été maintenu pendant cinq mois et la température moyenne, entre 4 et 7m, a augmenté de 7°C à 39°C (figure 21).

## Mesure de la pression interstitielle

Pour les besoins de l'étude, le dépôt a été divisé en trois couches. Des piézomètres et des capteurs de tassement ont été placés au centre et au bas de chaque couche (figure 22). Cette instrumentation a permis de suivre les déformations verticales ainsi que la pression interstitielle moyenne des couches. La figure 23 montre ces déformations et les variations de pression interstitielle pour la deuxième couche. Elle montre aussi les variations de la succion et de la hauteur du remblai au cours du temps, ainsi que le profil piézométrique initial. A cause des dimensions réduites de ce site, le système de dépression permet d'atteindre une succion de 81kPa, alors qu'habituellement avec ce type de système la pression d'eau est réduite jusqu'à atteindre entre 70 et 75% de la pression atmosphérique.

La pression interstitielle a diminué au cours du temps lors de la dépressurisation (figure 23). Lorsque la surcharge en sable a été installée, cette pression a augmenté en conséquence. Après cela, elle a continuellement diminué avec la consolidation et la dépressurisation. Des problèmes concernant la pompe de dépressurisation sont apparus après 150 jours de pompage. Les profils de pression interstitielle ont augmenté jusqu'à leur valeur de référence.

La vitesse de diminution de la pression interstitielle du remblai B était légèrement plus élevée que celle du remblai A, mais pas assez pour être en rapport avec l'augmentation de perméabilité induite par l'augmentation de température observée durant les tests en laboratoire. En effet, durant ces derniers, la perméabilité a atteint 2.2 fois la valeur initiale quand la température a été augmentée de 10 à 50 °C.



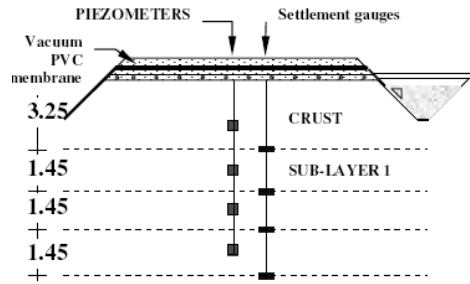


Figure 22 : Position des différents capteurs dans les remblais (Lerouiel, non publié)

Mesure du déplacement vertical

Le déplacement vertical de chaque remblai a été mesuré à l'aide de capteur de déplacements. La figure 23 montre les déformations verticales de la couche 2. Le chauffage du remblai B a débuté avant le chargement par dépression, lorsque le dépôt était sur-consolidé. Ainsi la différence de densité initiale observée entre les deux remblais est due au gonflement thermique. Les tassements des différentes couches étaient très semblables après l'application du chargement par dépression. Une augmentation du taux de contraintes a été observée dans les deux remblais lors de l'installation de la surcharge. Les taux de contraintes avoisinaient les  $10^{-9} s^{-1}$  dans les deux remblais lorsque le pompage a été arrêté, ce qui est un très fort taux de contraintes *in-situ*.

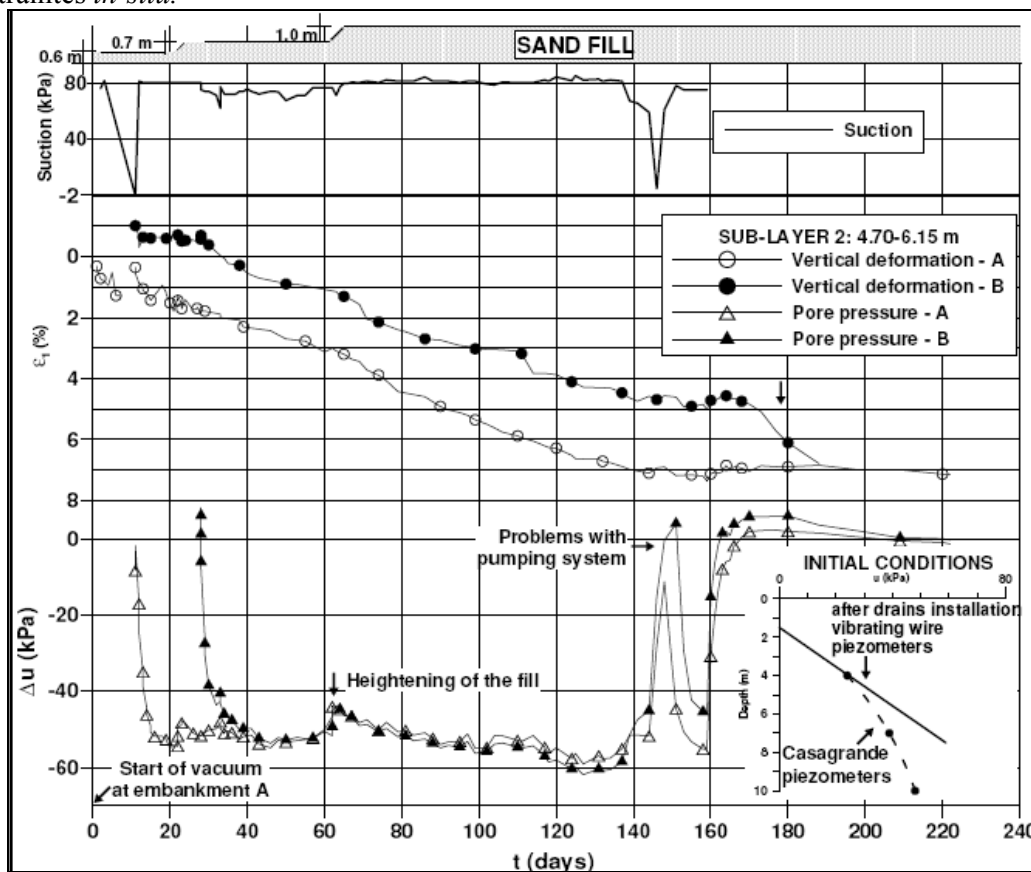


Figure 73 : Variations de la succion, des déformations verticales et de la pression interstitielle au cours du temps dans la sous-strate 2 (Lerouiel, non publié)

La figure 24 montre les courbes de compression des couches 2A et 2B. Leurs comportements sont très similaires, excepté en ce qui concerne le gonflement initial observé sur le remblai B dû au chargement thermique. Le temps de pompage a été le même pour les deux sites. Les contraintes sous la surcharge B étaient plus faible que sous la surcharge A, puisque le chargement par dépression du remblai B a commencé 28 jours après celui du remblai A.

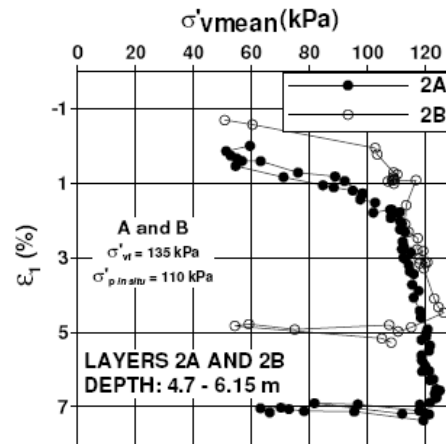


Figure 24 : Courbes de compression des sous-strates 2A et 2B (Lerouiel, non publié)

### Conclusion

Les auteurs ont conclu que le chauffage était une technique très onéreuse et que le comportement in-situ contredisait les résultats obtenus en laboratoire puisque aucun effet de la température n'est observé. Cependant, il est possible que si le dépôt était normalement consolidé, l'effet du chauffage sur le comportement soit plus important, principalement en ce qui concerne les déformations verticales.

Pour le projet présent, l'information principale que cet article apporte concerne l'évolution de la température dans un remblai in-situ équipé de DVP-T.

### 3. Etude expérimentale

Afin d'évaluer en laboratoire l'effet de l'élévation de température sur la consolidation des sols équipés de drains verticaux, une expérimentation a été mise en place. Celle-ci reproduit donc à l'échelle du laboratoire le cas observé in-situ. Elle permet de s'intéresser à la fois aux valeurs finales du processus de tassement ainsi qu'à sa cinématique. Deux essais ont été menés, le premier à la température ambiante et le second à température élevée (43°C). Les résultats obtenus conduisent à comparer les processus de consolidation à différentes températures.

Dans cette partie, la section 3.1 présente le dispositif expérimental, le matériau utilisé et la méthode mise en œuvre, les sections 3.2 et 3.3 exposent les résultats obtenus et leurs interprétations.

#### 3.1. Dispositif expérimental, matériau et méthodes

##### 3.1.1. Description du dispositif

Le dispositif expérimental développé est composé de trois grandes parties : un tube en acier inoxydable, un drain vertical thermique central et un piston de chargement. Le schéma du dispositif est représenté à la figure 25. Ce dispositif permet d'appliquer à la fois un chargement thermique et un chargement mécanique par l'intermédiaire respectivement du drain central et du piston de chargement, et de mesurer les déplacements verticaux, la quantité d'eau évacuée par le drain ainsi que les variations de pression interstitielle et de température dans le sol. Le dispositif complet mesure 1.5 m de hauteur et 05m de largeur.

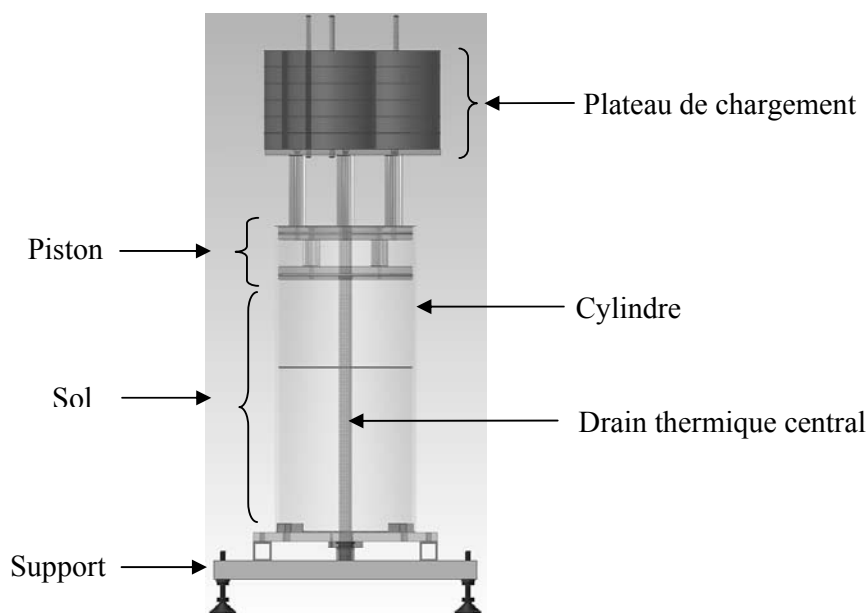


Figure 25 : Schéma général du dispositif expérimental

Les sous sections suivantes décrivent en détail chacune des solutions techniques mises en œuvre dans la conception de ce dispositif d'essai.

**Description générale :** Dans le cas d'un remblai équipé de drains verticaux préfabriqués, chaque drain peut être vu comme appartenant à une cellule cylindrique isolée dont le diamètre est la distance séparant deux drains. Les échanges entre deux cellules peuvent être supposés négligeables. In-situ, la taille d'une cellule peut varier entre 1.5 et 3 m. Naturellement, pour développer l'expérimentation, ces distances doivent être mises à l'échelle du laboratoire. De plus, le récipient utilisé pour l'expérience doit pouvoir être facilement rempli de sol saturé. C'est pourquoi un cylindre en acier chromé de 0.3 m de diamètre et de 0.5 m de haut est utilisé. Il permet de garder une représentation correcte de la configuration réelle et de satisfaire aux contraintes inhérentes aux essais en laboratoire.

**Contrôle de la contrainte verticale :** Le chargement vertical est appliqué au moyen d'un poids mort disposé au sommet d'un piston (figure 26). Ce système permet de maintenir une contrainte constante au cours de l'expérience.

Le plateau de chargement qui supporte les différentes masses est légèrement surélevé par rapport au piston pour permettre l'installation des circuits de circulation d'eau chaude.

Afin d'assurer de bonnes conditions limites sur la surface supérieure de l'échantillon, le poids est réparti de façon homogène et un soin particulier a été porté à la conception du piston de telle sorte que sa surface de contact avec le sol soit parfaitement plane. Pour améliorer la liaison glissière entre le piston et la surface latérale du cylindre, la moitié supérieure du cylindre, sur laquelle le piston est amené à coulisser, a été usinée et est lubrifiée réduisant ainsi les frottements. Enfin l'étanchéité entre le piston et le cylindre et entre le piston et le drain central est assurée par des joints toriques.

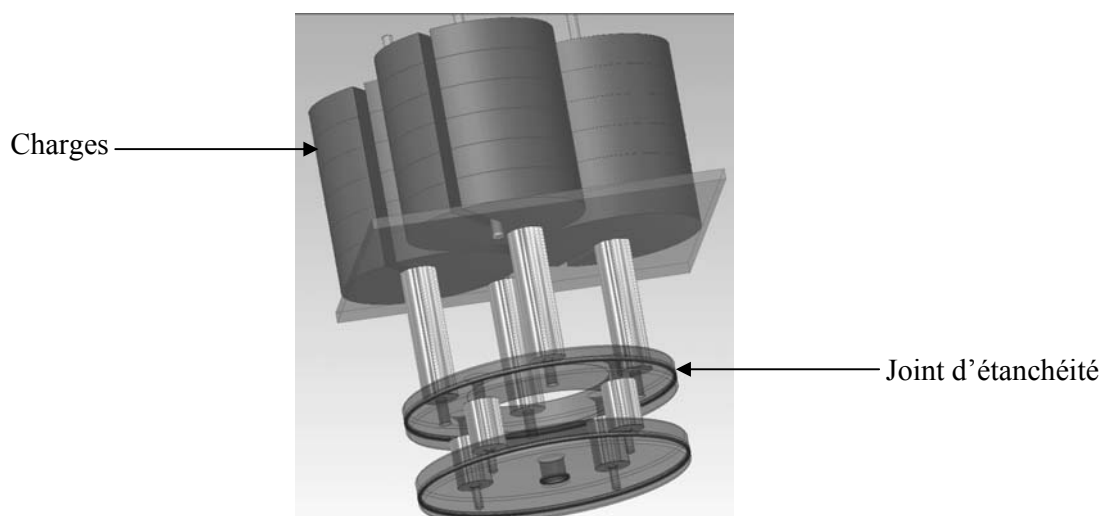
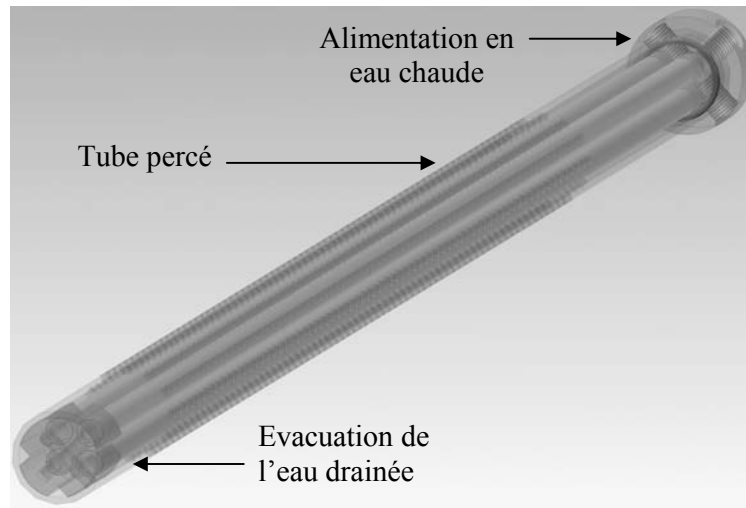


Figure 8 : Dispositif de chargement

**Contrôle et mesure de la température :** Le chargement thermique est appliqué à partir du drain central. Un générateur externe produit de l'eau contrôlée en température. Une pompe permet de faire circuler cette eau au travers d'un réseau hydraulique en cuivre contenu dans le drain central (figure 27).



**Figure 9 : Vue d'ensemble du drain central**

Afin de limiter les dissipations thermiques et de se rapprocher des conditions de symétrie in-situ une mousse isolante a été installée autour du cylindre.

Lors des essais, la température est mesurée dans le sol par trois thermocouples. Les transferts de chaleur étant supposés uniquement radiaux, ces thermocouples ont été placés à la même profondeur dans l'échantillon (à 25cm de la base), à trois distances différentes du drain (2 cm, 6.5cm, 13cm). Ils permettent de mesurer au cours des essais l'évolution du profil de température dans l'échantillon.

**Mesure de la pression d'eau :** Les transferts hydrauliques, tous comme les transferts de chaleur, peuvent être supposés purement radiaux. En conséquence, de même que pour les thermocouples, trois capteurs de pression d'eau ont été disposés dans le sol, à la même profondeur (à 25cm de la base du sol), à trois distances différentes du drain (2 cm, 6.5cm, 13cm). Ils permettent de mesurer au cours des essais l'évolution du profil de pression dans l'échantillon.

**Mesure des déplacements :** Des capteurs de déplacements précis au  $1/100^{\text{ème}}$  de mm (comparateurs) ont été installés sur le plateau de chargement. Ils permettent de mesurer le déplacement vertical de la partie supérieure du sol.

Un guidage en translation le long du piston par rapport au cylindre permet de s'assurer de la verticalité de ce déplacement.

**Drain vertical et mesure du flux d'eau :** Les surfaces du cylindre sont imperméables et un drainage parfait doit être possible au niveau du drain central. Ainsi le drain central installé est un drain métallique percé de trous de 3mm de diamètre espacés de 7 mm, entouré de géotextile.

Contrairement au cas réel pour lequel l'eau est évacuée par la surface, ici l'eau s'échappe par la base du drain (figure 27). Elle est recueillie et pesée pour déterminer la quantité d'eau évacuée lors du drainage.

### 3.1.2. Matériau

Le matériau utilisé devait répondre à deux critères. Tout d'abord sa rhéologie dans un cadre thermo-mécanique devait être parfaitement connue pour permettre de déterminer les paramètres du modèle de comportement utilisé. Ensuite sa perméabilité devait être assez faible pour représenter les sols pour lesquels la méthode des drains verticaux est habituellement utilisée. Sur ces critères un limon fin de gravière, le limon de Sion, a été choisi. Les sections suivantes synthétisent ses principales caractéristiques.

**Description générale :** Le limon de Sion est un sol prélevé dans la gravière de Bilioux à Grône dans la région de Sion (Suisse). Il s'agit des boues de lavage de la gravière. C'est un matériau de référence au sein du LMS de l'EPFL qui a déjà fait l'objet de plusieurs études (Geiser (1999), François et al. (2007), Péron et al. (2007)).

**Granulométrie :** Le sol est prélevé sous forme de boues. Il est ensuite séché, écrasé et passé au tamis d'ouverture 0.5 mm. Sa courbe granulométrique est présentée à la figure 28.

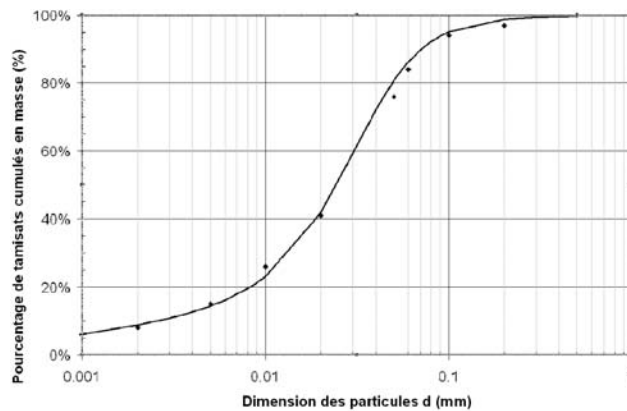


Figure 10 : courbe granulométrique du limon de sion

Sa masse volumique spécifique est de  $2741 \text{ kg.m}^{-3}$ . Ses limites d'Atterberg sont 25.4% pour la limite de liquidité et 16.7% pour la limite de plasticité ce qui conduit à un indice de plasticité de 8.7. La classification USCS du limon de Sion est CL-ML.

### **Programme expérimental**

Les sections suivantes décrivent les choix qui ont été faits concernant la mise en œuvre des essais : étapes de la mise en place de l'expérience et protocole des essais.

#### **3.1.3. Mise en place**

**Préparation du sol :** Un mélange sol-eau sous forme de boue est préparé à une teneur en eau de 38% (figure 29). Cette teneur en eau, égale à 1,5 fois la limite de liquidité, assure une complète saturation du milieu. Le mélange est ensuite vibré afin d'éliminer les bulles d'air qu'il peut contenir.



**Figure 11 : Mélange sol-eau sous forme de boue**

**Installation du drain central :** Le drain central entouré de géotextile est installé dans la cellule (figure 30).



**Figure 30 : Drain central installé dans la cellule**

**Remplissage de la cellule et installation des capteurs :** La boue est déposée dans la cellule d'essai. Lorsque celle-ci est à moitié remplie, les thermocouples ainsi que les capteurs de pression d'eau sont installés. La cellule est ensuite complètement remplie (figure 31).



Figure 31 : Cellule remplie de sol

**Mise en place du piston** : Le piston est installé au sommet du cylindre et guidé par le drain central (figure 32).



Figure 32 : Installation du piston au sommet de la cellule

**Connexion au système de chauffage** : Le système de chauffage est inséré dans le drain (figure 33) puis relié au générateur d'eau chaude.



Figure 33 : Mise en place du système de chauffage

Système de  
chauffage

**Mise en place du plateau de chargement :** Le plateau de chargement est installé au sommet du piston (figure 34).



Figure 34 : Installation du plateau de chargement au sommet du piston

**Mise en place des capteurs de déplacements :** Deux capteurs de déplacement sont positionnés sur le plateau de chargement (figure 35).

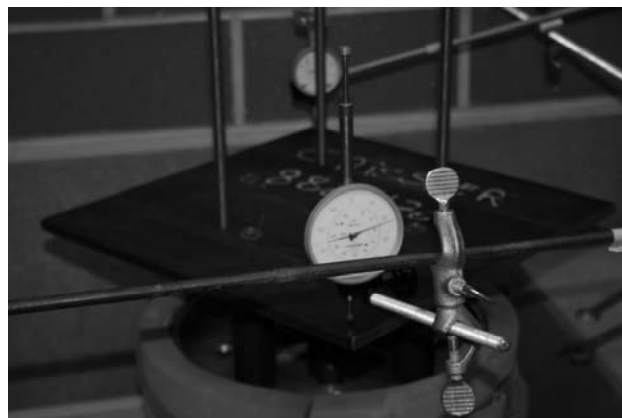


Figure 12 : Capteurs de déplacement

**Description de l'état initial :** Le dispositif expérimental complètement monté est présenté à la figure 36. La teneur en eau est de 38.1% et l'indice des vides est de 1. A partir de cet état, le sol subit une contrainte verticale initiale  $\sigma_{ini}$  de 5 kPa induite par le poids du piston et du plateau de chargement lui-même. Une pression d'eau nulle est imposée par le drain à la base de l'échantillon ce qui revient à une pression d'eau négative de -5 kPa à la surface supérieure. Cette valeur étant inférieure à la valeur de succion d'entrée d'air, le sol reste dans un état saturé sur toute sa hauteur.

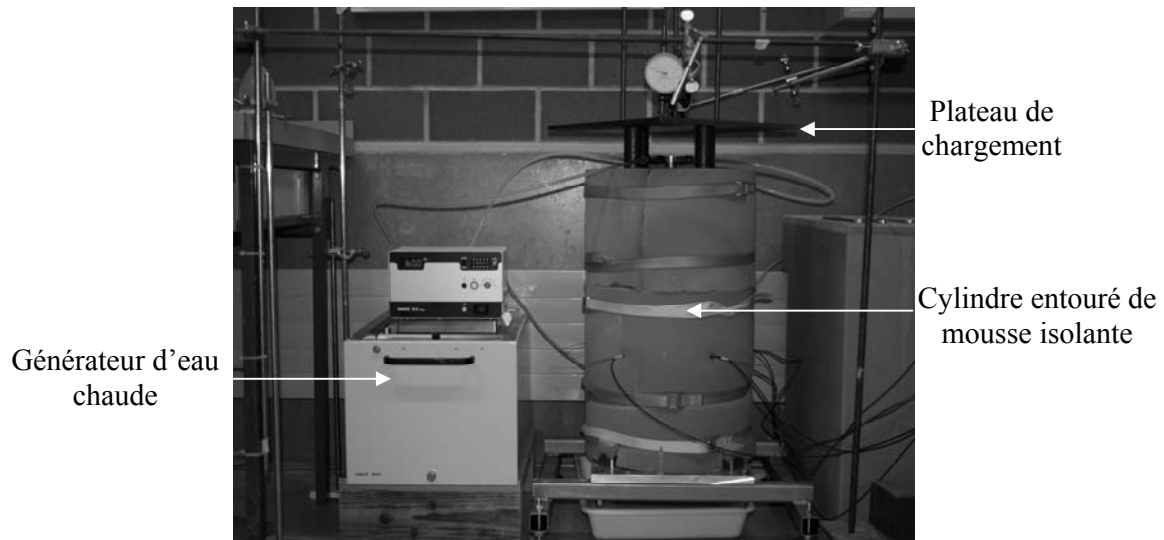


Figure 36 : Dispositif expérimental dans son environnement de mesure

### 3.1.4. *Protocole d'essai*

Premièrement, on impose au sol un premier chargement mécanique vertical de 5kPa. Cette phase vise à établir un état initial reproductible. Cette charge est assez grande pour pré-consolider le sol d'une manière reproductible, mais assez petite pour permettre de mesurer un tassement important pendant l'expérience.

La température de chauffage choisie est de 60°C car elle est proche des valeurs que l'on peut envisager in-situ et assez importante pour que les effets thermiques soient notables.

La pression maximale appliquée sur le sol est de 50 kPa. Cette valeur correspond à la charge maximale que l'on peut imposer compte tenu de notre dispositif expérimental. Elle correspond à la charge imposée par un remblai de deux mètres.

On notera que les phases de chargement thermique et mécanique sont découplées. Cette configuration n'a pas d'intérêt à être mise en œuvre in-situ puisqu'elle suppose d'attendre la fin du chauffage pour effectuer le chargement mécanique. Elle induit donc une perte de temps par rapport au cas où ces chargements sont simultanés. Néanmoins, le temps de consolidation du sol que nous testons étant du même ordre de grandeur que le temps de chauffage, ce découplage nous permet de comprendre et de quantifier les effets séparés de ces deux types de chargements.

## 3.2. Résultats

### 3.2.1. *Essai à température ambiante*

Le premier essai de consolidation a été réalisé à température ambiante. Les sections suivantes décrivent l'état initial de l'échantillon ainsi que les résultats obtenus notamment les évolutions des pressions d'eau et les déplacements.

**Etat initial :** 71.9 kg de mélange sol-eau ont été introduits dans la cellule. La teneur en eau mesurée pour ce mélange est de 39.3%, elle correspond à un indice des vides de 1.06. La contrainte verticale imposée dans cette phase est de 5 kPa ; l'équilibre a été atteint après 3

jours. L'échantillon a perdu 4.1 l d'eau pendant cette phase d'initialisation. A la fin de l'initialisation, la teneur en eau de l'échantillon est de 31.4% et son indice des vides est de 0.85.

**Evolution des pressions d'eau :** La figure 37 donne l'évolution des pressions d'eau mesurées pour les trois capteurs, respectivement situés à 2 cm, 6.5 cm et 13 cm du drain au cours du chargement mécanique (contrainte verticale égale à 50kPa).

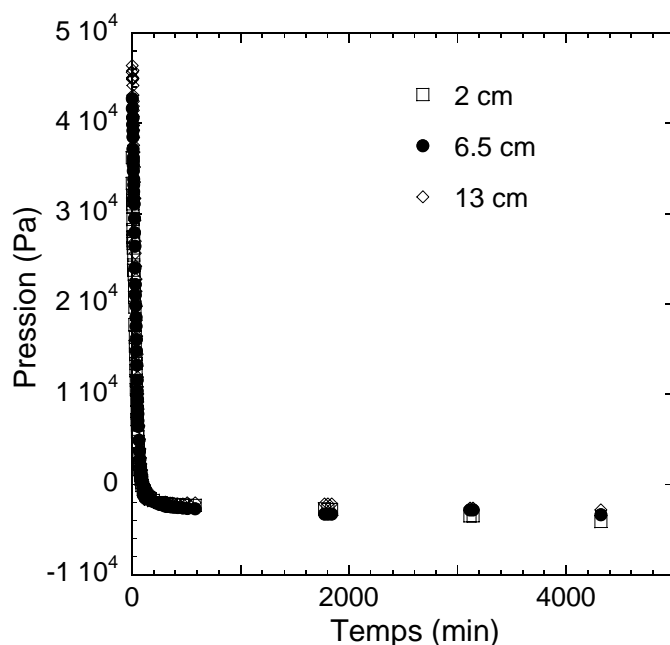


Figure 37 : Evolution des pressions d'eau dans le sol à température ambiante

Le chargement mécanique s'effectuant manuellement, nous n'avons pas accès à l'évolution des pressions d'eau pendant les dix premières minutes de l'expérience. Nous n'avons donc pas pu mesurer les valeurs maximales des pressions d'eau mais on peut les évaluer à 50kPa (valeur de la contrainte verticale appliquée). Durant la consolidation, les pressions d'eau décroissent d'abord rapidement (pendant environ 100 minutes) pour ensuite tendre de façon asymptotique vers la valeur d'équilibre de -2.5kPa (à la précision des capteurs de pression d'eau près).

**Déplacements :** La figure 38 donne le déplacement vertical du plateau de chargement (et donc le tassement du sol) durant la consolidation.

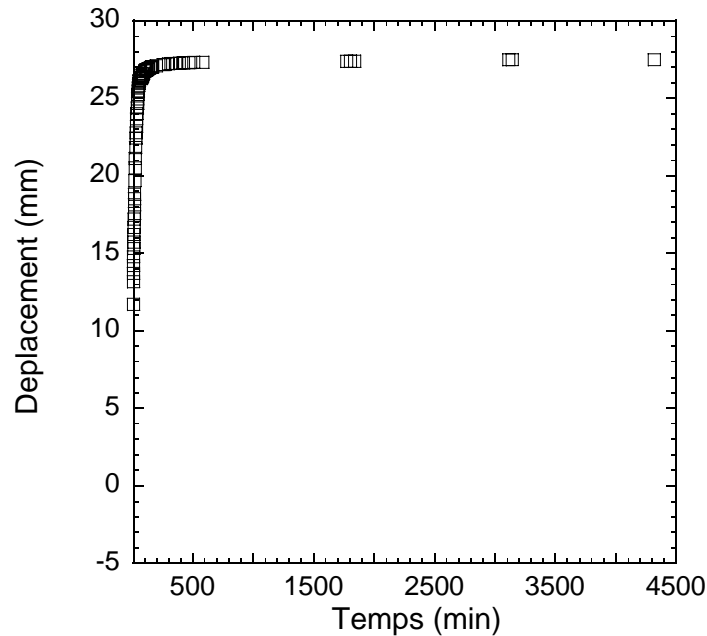


Figure 13 : Tassement du sol durant le processus de consolidation

Les déplacements mesurés sont négatifs correspondant au tassement du sol. Après une évolution très rapide pendant les 100 premières minutes de la consolidation, le tassement tend de manière asymptotique vers la valeur finale de -27.50mm. Cela correspond à une déformation verticale de  $5.5 \cdot 10^{-2}$ . La vitesse moyenne de tassement durant les 10 premières minutes est de  $3 \cdot 10^{-5} \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$ .

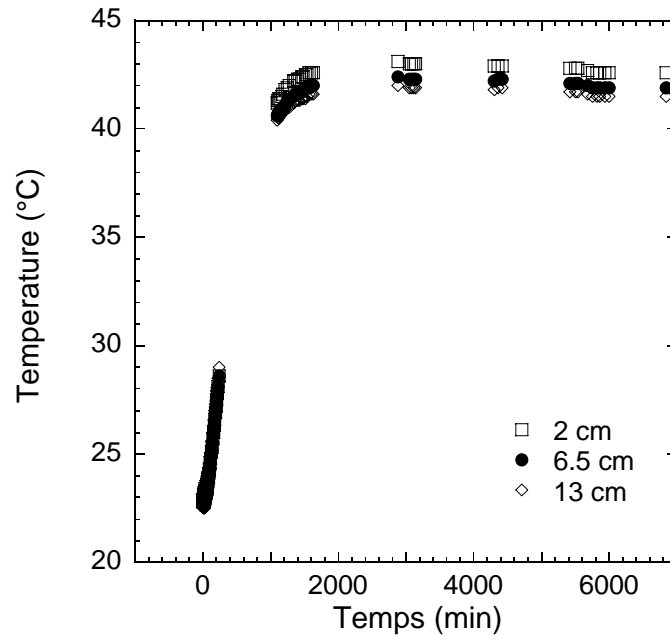
**Etat final :** Lors du démontage de la cellule, la teneur en eau du sol était de 27.95%. Une quantité totale de 1.75l d'eau a été drainée. Un tassement final de 27.48 mm a été mesuré. L'indice de vide final est de 0.75.

### 3.2.2. Essai à haute température

Un second essai correspond à un test à haute température. Au cours du test, les phases de chargement thermique et mécanique ont été séparées. Les sections suivantes décrivent l'état initial imposé au sol ainsi que les résultats obtenus concernant les évolutions de la température, des pressions d'eau et les déplacements.

**Etat initial :** 70 kg de mélange sol-eau ont été introduits dans la cellule. La teneur en eau mesurée pour ce mélange est de 35.8%, elle correspond à un indice des vides de 0.97. La contrainte verticale imposée dans cette phase est de 5 kPa ; l'équilibre a été atteint après 3 jours. L'échantillon a perdu 3.2l d'eau pendant cette phase d'initialisation. A la fin de l'initialisation, la teneur en eau de l'échantillon est de 29.6% et son indice des vides est de 0.8.

**Evolution de la température :** La figure 39 montre l'évolution des températures mesurées dans le sol à 2, 6.5 et 13 cm du drain lors de la phase de chauffage.



**Figure 14 : Evolution de la température dans le sol lors de la phase de chauffage**

Le temps de chauffage nécessaire pour atteindre l'équilibre est approximativement de 2 jours. L'isolation n'étant pas parfaite, les trois thermocouples n'indiquent pas la même valeur une fois l'équilibre atteint. A 2cm du drain, la température est de 42.6°C, à 6.5cm, elle est de 41.9°C et à 13cm, elle n'atteint que la valeur de 41.5°C. On observe une différence importante entre la température imposée dans le circuit de chauffage (60°C) et celle mesurée dans le sol. La transmission de chaleur entre le circuit de chauffage et le drain central n'est pas parfaite et une partie de l'énergie émise se dissipe hors du système.

**Evolution des pressions d'eau :** La figure 40 donne l'évolution des pressions d'eau mesurées pour les trois capteurs, respectivement situés à 2cm, 6.5cm et 13cm du drain lors de la phase de consolidation.

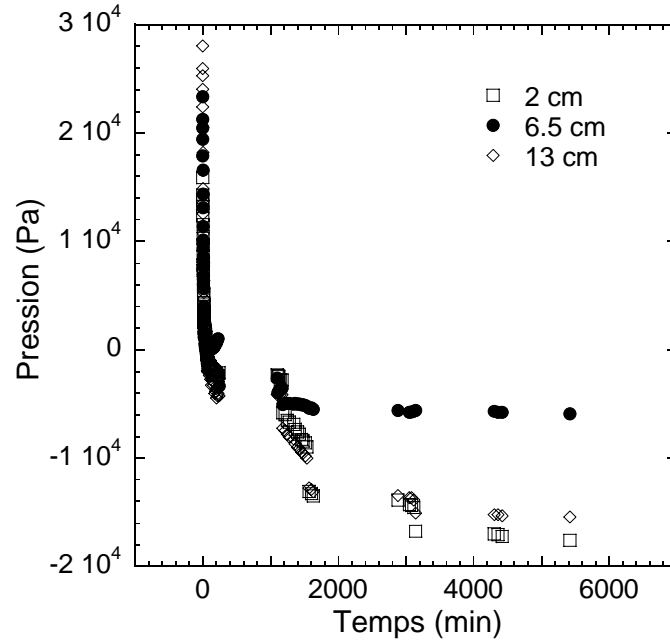


Figure 40 : Evolution des pressions d'eau dans le sol chauffé lors de la phase de consolidation

D'un point de vue général on observe le même comportement qu'à la température ambiante. On constate qu'aux environs des 1000 premières minutes la température induit des perturbations de la chaîne de mesure des pressions. Le décalage qui en résulte ne doit pas être pris en compte.

**Evolution des déplacements :** La figure 41 donne le déplacement vertical du plateau de chargement (et donc le tassement du sol) lors de la consolidation chauffée.

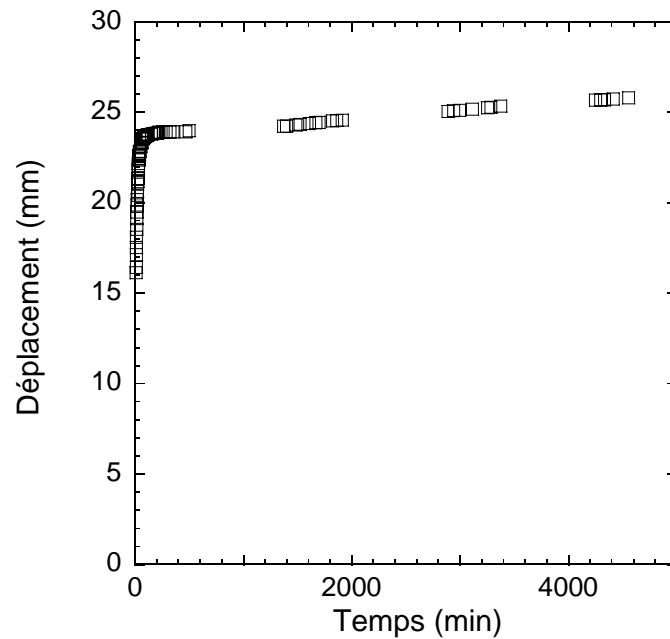


Figure 41 : Tassement du sol durant le processus de consolidation mécanique à haute température

Les déplacements mesurés sont négatifs correspondant au tassement du sol. Après une évolution très rapide pendant les 100 premières minutes de la consolidation, le tassement tend

de manière asymptotique vers la valeur finale de -25mm. Cela correspond à une déformation verticale de  $5.10^{-2}$ . La vitesse moyenne de tassement durant les 10 premières minutes est de  $5.10^{-5}m.s^{-1}$ . A long terme, on observe un comportement en fluage du sol dont on ne teindra pas compte dans cette étude.

**Etat final :** Lors du démontage de la cellule, la teneur en eau du sol était de 25.7%. Une quantité totale de 2 l d'eau a été drainée. Un tassement final de 25.8 mm a été mesuré. L'indice de vide final est de 0.69.

### 3.3. Interprétations

Les sections suivantes comparent les données obtenues avec et sans chargement thermique.

#### 3.3.1. Effet de la température sur l'évolution des pressions d'eau

Les figures 42 à 44 comparent les pressions interstitielle mesurées avec et sans chauffage à 2, 6.5 et 13 cm du drain central pendant les 600 premières minutes de la consolidation (temps nécessaire pour atteindre l'équilibre).

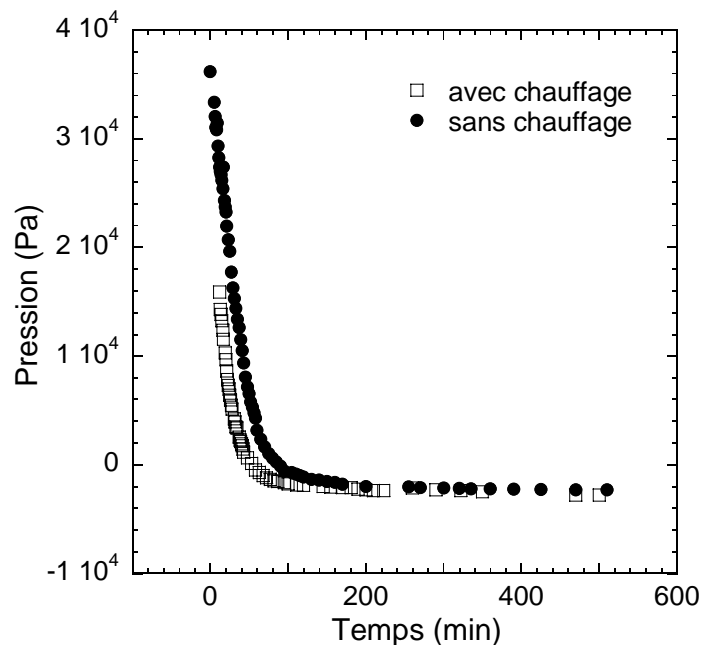


Figure 15 : Influence de la température sur les pressions d'eau à 2cm du drain

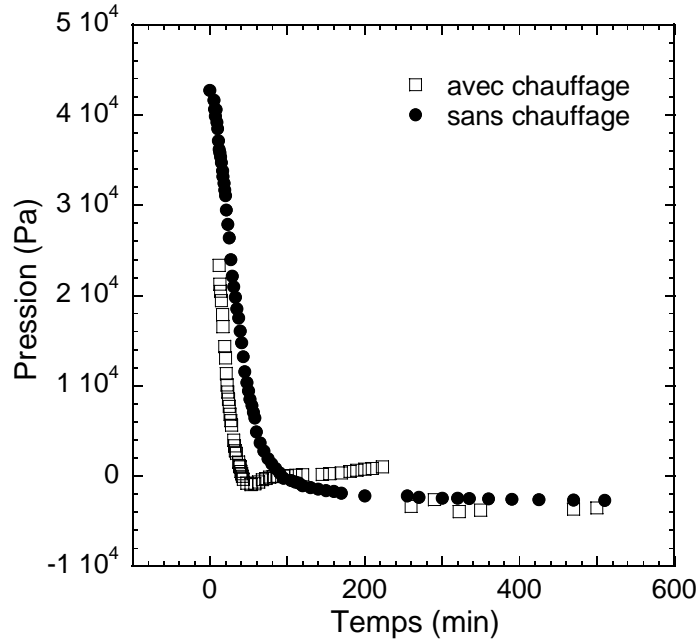


Figure 16 : Influence de la température sur les pressions d'eau à 6.5cm du drain

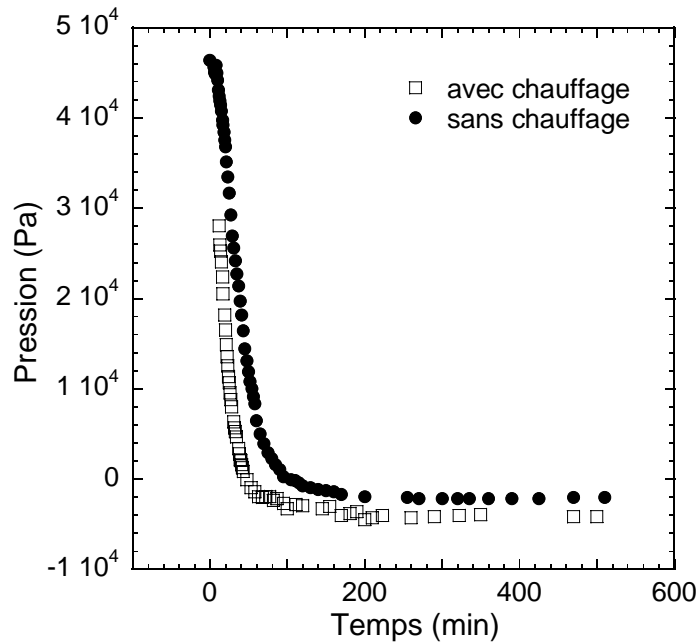


Figure 17 : Influence de la température sur les pressions d'eau à 13cm du drain

Si l'on omet l'augmentation anormale de la pression d'eau à 6.5cm du drain entre la 50<sup>ème</sup> et la 200<sup>ème</sup> minute, il apparaît clairement que de façon générale la pression interstitielle décroît plus vite lorsque le sol est chauffé. Cela traduit un drainage plus efficace dans ce cas. Sur les figures 42 et 44, on constate que le temps de la phase de première consolidation a été approximativement divisé par deux, passant d'environ 200 minutes à la température ambiante à 100 minutes à la température élevée.

On ne note pas d'incidence significative de la température sur les valeurs finales de pression interstitielle.

### 3.3.2. Effet de la température sur l'évolution des déplacements

Les valeurs finales des déplacements verticaux ne sont pas les mêmes pour les deux essais. Cela s'explique notamment par le fait que la quantité de mélange sol-eau introduite dans la cellule n'est pas la même dans les deux cas. Afin de pouvoir comparer les cinétiques de déplacement, on utilise donc les variations de hauteur pour les interprétations.

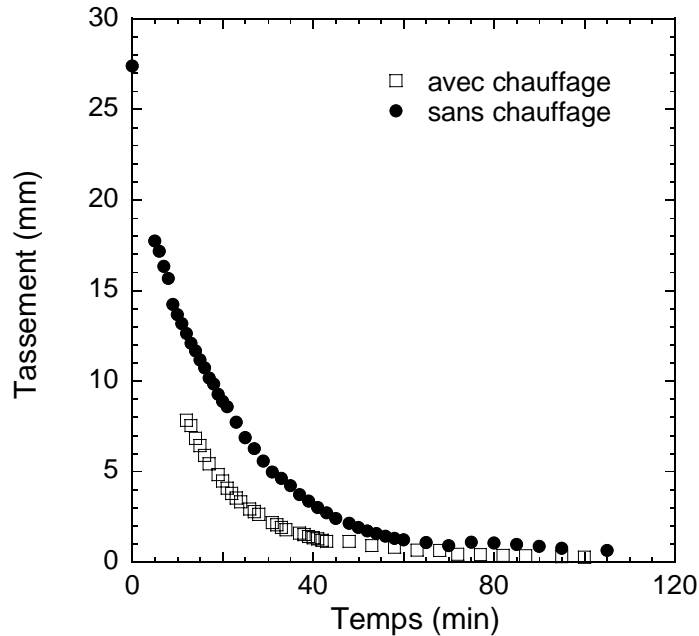


Figure 18 : Comparaison des cinétiques de tassement

La figure 45 présente les cinétiques de tassement obtenues pour les deux températures. Les valeurs des déplacements ne sont pas disponibles pour les premières minutes, qui correspondent à la durée de mise en place du chargement.

Ces courbes montrent clairement qu'une élévation de la température accélère les cinétiques de déplacements. On peut calculer à partir de ces résultats que la vitesse moyenne sur les 10 premières minutes est de  $3 \cdot 10^{-5} \text{ m.s}^{-1}$  à la température ambiante et  $5 \cdot 10^{-5} \text{ m.s}^{-1}$  à la température élevée ; ces valeurs passent à  $1.5 \cdot 10^{-5} \text{ m.s}^{-1}$  et  $1.9 \cdot 10^{-5} \text{ m.s}^{-1}$  sur les 20 premières minutes. Il en résulte qu'une augmentation de seulement  $20 \text{ }^\circ\text{C}$  conduit multiplier par environ 1.5 la vitesse de tassement du sol.

De même, les résultats expérimentaux indiquent que la durée de consolidation pour atteindre l'équilibre est fortement réduite par l'augmentation de température.

### 3.4. Conclusion

La cellule oedométrique de grand diamètre, équipée d'un drain thermique central, a montré son efficacité dans le cadre de cette étude. Ce dispositif a permis de réaliser deux essais de consolidation de sol à deux températures différentes. Ces essais ont conduit à mettre en évidence l'effet de la température sur le processus de consolidation des sols. Ils ont montré que l'augmentation de température améliore l'efficacité de drainage d'un drain vertical. Pour une augmentation de température de  $20^\circ\text{C}$  il a été montré que le temps de consolidation était fortement réduit et que la vitesse de tassement est multipliée par 1.5.

## 4. Simulations numériques

Les simulations numériques des processus de consolidation de sol avec drain verticaux seront réalisées au moyen du modèle ACMEG-T. Ce modèle développé par le LMS-EPFL permet de rendre compte du comportement des sols avec l'ensemble des couplages Thermo-Hydro-Mécaniques. Il est implémenté dans le logiciel de calculs par éléments finis LAGAMINE. Les simulations réalisées ont pour but premièrement de montrer la validité et la capacité prédictive du modèle utilisé et deuxièmement de permettre une analyse fine des effets de la température sur le processus de consolidation.

### 4.1. Modèle et outils numériques

#### 4.1.1. Lois de comportement

Le modèle de comportement élasto-plastiques ACMEG-T est apparenté au modèle de type Cam-Clay. Il a été développé au sein du LMS-EPFL. Cet outil théorique permet de rendre compte de l'ensemble des processus thermo-hydro-mécaniques influant le comportement des sols. Nous allons dans cette section décrire quelques unes des équations fondamentales du modèle afin de décrire à quels niveaux et comment sont traduits les effets de la température sur la réponse générale du matériau.

##### *Loi mécanique :*

Le tenseur des déformations totales est décomposé en une composante élastique et une composante plastique.

En écriture infinitésimale, la partie élastique du tenseur des déformations s'écrit de la manière suivante :

$$d\varepsilon_{ij}^e = E_{ijkl}^{-1} d\sigma'_{kl} - \frac{\beta'_s}{3} \delta_{ij} dT \quad [1]$$

Où  $\varepsilon_{ij}^e$  est la composante  $ij$  du tenseur des déformations élastiques,  $\sigma'_{kl}$  est la composante  $kl$  du tenseur de contrainte effective,  $T$  la température en Kelvin et  $\delta_{ij}$  le symbole de Kroenecker.

Le premier terme du membre de droite de l'équation [1] traduit la contribution de la contrainte effective aux déformations élastiques. Le tenseur  $E$  est composé des modules d'hypo-élasticité suivant :

$$K = K_{ref} \left( \frac{p'}{P_{ref}} \right)^{n^e} ; G = G_{ref} \left( \frac{p'}{P_{ref}} \right)^{n^e} \quad [2]$$

où  $K_{ref}$  est le module de compressibilité,  $G_{ref}$  le module de cisaillement élastique,  $P_{ref}$  la pression de référence,  $p'$  est la pression effective moyenne et  $n^e$  est un paramètre dépendant du matériau.

$\beta'_s$  est le coefficient de dilatation thermique volumique. Ce paramètre traduit la contribution de la température aux déformations élastiques. Il dépend à la fois de la température et de l'état de surconsolidation au travers de la relation:

$$\beta'_s = \left[ \beta'_{s0} \left( 1 - \frac{T - T_0}{100} \right) \right] \left( \frac{p'_{cr0}}{p'} \right)^{n^T} \quad [3]$$

Où  $\beta'_{s0}$  est le coefficient isotropique de dilatation thermique à la température de référence  $T_0$  (généralement la température ambiante) et  $p'_{cr0}$  est la contrainte critique initiale.

En écriture infinitésimale, la partie plastique du tenseur des déformations se décompose en une composante isotrope et une composante déviatorique.

$$d\varepsilon_{ij}^p = d\varepsilon_{ij}^{p,ios} + d\varepsilon_{ij}^{p,dev} \quad [4]$$

La surface de charge correspondant à chaque mécanisme, délimitant le domaine élastique dans l'espace des contraintes effectives est donnée par les expressions suivantes :

$$f_{iso} = p' - p'_c r_{iso} = 0 \quad [5]$$

$$f_{dev} = q - M \cdot p' \left( 1 - b \ln \left( \frac{d \cdot p'}{p'_c} \right) \right) r_{dev} = 0 \quad [6]$$

Où  $q$  est la contrainte déviatorique,  $b$  un paramètre matériau,  $d$  la distance (dans le plan logarithmique) entre  $p'_c$ , la contrainte de préconsolidation et  $p'_{cr}$ , la contrainte critique.  $M$  est la pente de la droite d'état critique.

Une expression linéaire est introduite afin de modéliser l'effet de la température sur la pente de la droite d'état critique sous la forme :

$$M = M_0 - g(T - T_0) \quad [8]$$

Où  $M_0$  est la pente de la droite d'état critique à la température de référence et  $g$  est le coefficient directeur.

La contrainte de préconsolidation  $p'_c$  est un paramètre qui intervient sur les surfaces de charge des mécanismes déviatorique et isotrope. Il dépend à la fois de la déformation volumique plastique  $\varepsilon_v^p$  et de la température au travers de la relation suivante :

$$p'_c = p'_{c0} \exp \{ \beta \cdot \varepsilon_v^p \} \left\{ 1 - \gamma_T \log \left[ \frac{T}{T_0} \right] \right\} \quad [9]$$

Où  $\beta$  est le module de compressibilité du sol. L'équation [9] induit un caractère thermo-rétrécissant de la surface de charge.

On note que dans le modèle ACMEG-T la température intervient à la fois dans le domaine élastique au contribuant directement aux déformations et dans le domaine plastique modifiant de façon importante la réponse isotrope et déviatorique du sol.

### **Loi hydraulique :**

On se place ici en conditions saturées ; on peut donc supposer que les transferts sont régis par la loi de Darcy qui prend la forme :

$$\underline{q}_l = - \frac{k_w}{\mu_w} \cdot \left[ \underline{grad}(p_w) + g \cdot \rho_w \underline{grad}(y) \right] \quad [10]$$

Où  $\rho_w$  est la masse volumique de l'eau,  $p_w$  la pression d'eau,  $g$  la gravité,  $y$  la coordonnée verticale et  $\underline{q}_l$  la vitesse d'écoulement du fluide.  $k_w$  est la perméabilité intrinsèque du matériau et  $\mu_w$  la viscosité dynamique de l'eau.

$k_w$  étant la perméabilité intrinsèque intrinsèque, elle ne dépend que du matériau. Ainsi, au travers de l'équation de Darcy il apparaît que la température influe sur la vitesse d'écoulement du fluide uniquement en modifiant les valeurs de  $\mu_w$  et  $\rho_w$ . La dépendance de ces deux caractéristiques de l'eau à la température est traduite par les équations suivantes :

$$\mu_w(T) = \mu_{w0} - \alpha_w^T \cdot \mu_{w0} \cdot (T - T_0) \quad [11]$$

$$\rho_w(T, p_w) = \rho_{w0} \left[ 1 + \frac{p_w - p_{w0}}{\chi_w} - \beta_w^T (T - T_0) \right] \quad [12]$$

Où  $\mu_{w0}$ ,  $\rho_{w0}$ ,  $p_{w0}$  sont les valeurs respectives de la viscosité dynamique, de la masse volumique et de la pression d'eau à cette température.  $\alpha_w^T$  et  $\beta_w^T$  sont des coefficients caractéristiques du fluide,  $\frac{1}{\chi_w}$  est le coefficient de compressibilité du liquide.

Si on néglige l'effet de la gravité par rapport à celui du gradient de pression sur les écoulements dans le sol les équations précédentes traduisent qu'une augmentation de température va induire une diminution de la viscosité qui elle-même va induire une augmentation de la vitesse de transfert de l'eau.

#### 4.1.2. Paramètres du modèle dcomportement pour le limon de Sion

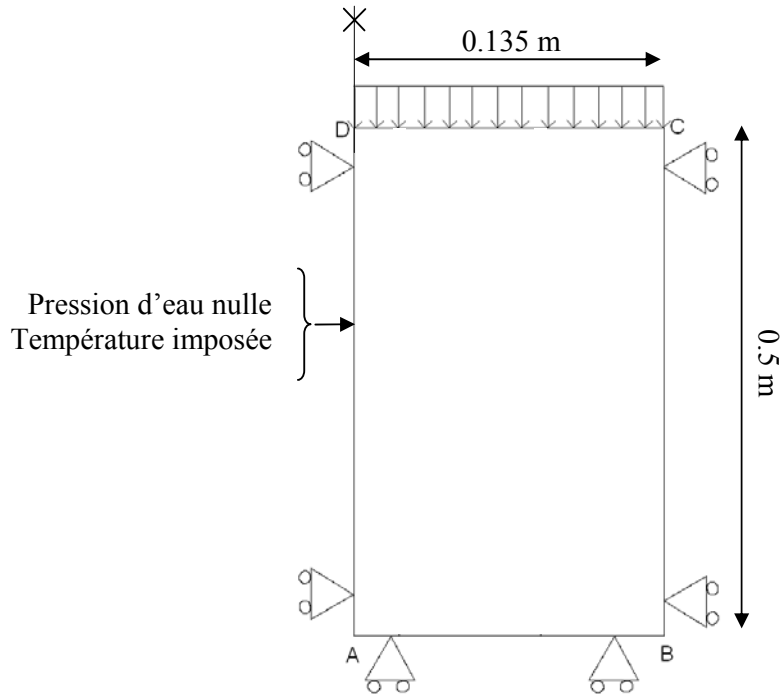
Le tableau 3 synthétise les paramètres du modèle correspondant au limon de Sion, le matériau utilisé dans les essais en laboratoire. Tous ces paramètres ont été déterminés dans des études précédentes.

Paramètre	Valeur
$K_{ref}$	1.705E8 Pa
$G_{ref}$	5.67E7 Pa
$P'_{ref}$	1.E6 Pa
$n^e$	1
$\beta'_{s0}$	3.E-5
$T_0$	293°K
$P'_{cr0}$	1.E5
$P'_{c0}$	2.E5
$r_{iso}$	0.1
$r_{dev}$	1
$b$	0.8
$\phi_0$	32.29
$g$	0
$\gamma_T$	0.2

Tableau 3. Paramètre du modèle ACMEG pour le limon de Sion

#### 4.1.3. Modélisation du cas de charge

Le système étudié admet tant sur la géométrie de l'échantillon que sur la répartition des charges et des contraintes une symétrie de révolution autour du drain central. Il en résulte qu'une simulation de type axisymétrique est bien adaptée et permettra d'alléger les calculs. La figure 46 schématise la modélisation faite du cas de charge.



**Figure 19 : Schéma de principe de la simulation**

Les conditions limites sont les suivantes :

- Sur le segment AB : déplacement vertical nul, pas de transfert hydraulique et thermique.
- Sur le segment BC : déplacement horizontal nul, pas de transfert hydraulique et thermique.
- Sur le segment CD : chargement mécanique réparti de façon homogène, pas de transfert hydraulique et thermique.
- Sur le segment DC : déplacement vertical nul, pression d'eau nulle et température égale à celle du drain.

Comme dans les essais expérimentaux les phases de chargement thermique et mécanique sont découplées. L'essai numérique peut être décomposé en quatre étapes :

- Chargement thermique : augmentation de la température de 20 à 43°C (15 minutes)
- Homogénéisation thermique : on laisse le régime stationnaire thermique s'établir (3 jours)
- Chargement mécanique : augmentation de la contrainte verticale jusqu'à 50 kPa (10 minutes)
- Consolidation (jusqu'à l'équilibre)

## **4.2. Résultats et discussion**

### **4.2.1. Essai à température ambiante**

Les Figures 47 à 49 comparent les résultats numériques et expérimentaux obtenus à la température ambiante concernant les variations de pression. Il apparaît que les résultats numériques sont en très bonne adéquation avec les résultats expérimentaux. Néanmoins pour

les variations de pression éloignées du drain la figure 53 montre que la simulation donne une dissipation plus rapide que les mesures faites sur l'échantillon.

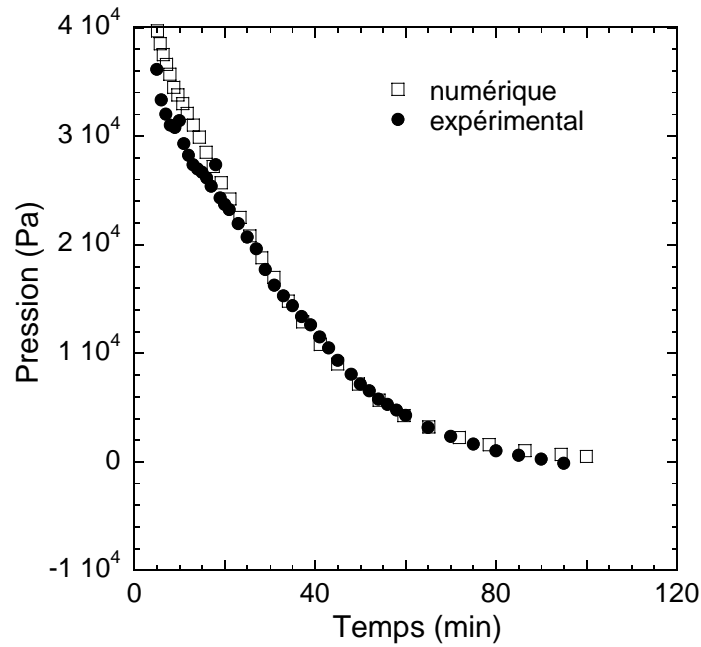


Figure 20 : Comparaison de l'évolution de la pression à 2 cm du drain obtenues expérimentalement et par simulations numériques

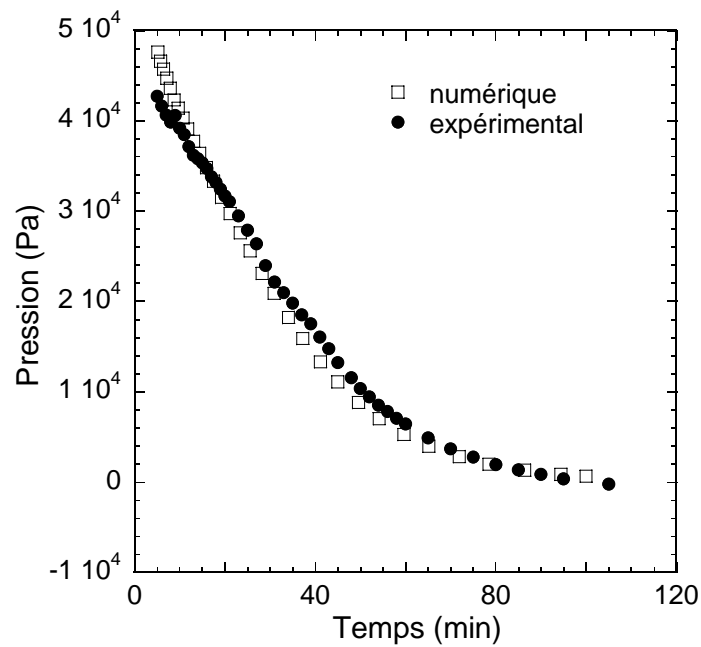


Figure 21 : Comparaison de l'évolution de la pression à 6.5 cm du drain obtenues expérimentalement et par simulations numériques

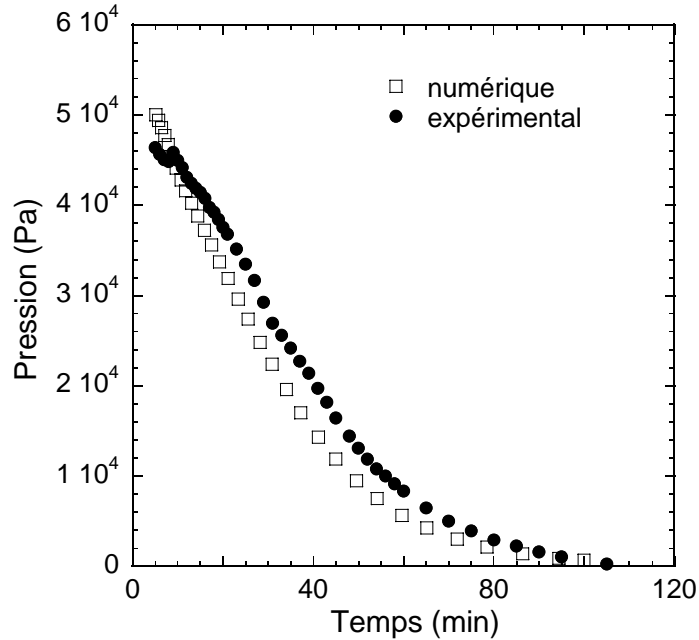


Figure 22 : Comparaison de l'évolution de la pression à 13 cm du drain obtenues expérimentalement et par simulations numériques

La figure 50 compare les déplacements mesurés expérimentalement et ceux déterminés avec le code de calcul. Sur un plan qualitatif le model reproduit parfaitement le processus de tassement et de plus la valeur finale de tassement fournit par les deux méthodes sont identiques. La différence constatée entre les courbes s'explique par des variations de conditions limites. En effet, numériquement, le chargement a été augmenté de façon linéaire en dix minutes alors qu'expérimentalement, le chargement a été fait manuellement, par ajouts successifs de poids en 12 minutes. Le chargement expérimental augmente donc de façon incrémentale et non linéaire et ce mode de chargement n'est pas pris en compte dans les simulations.

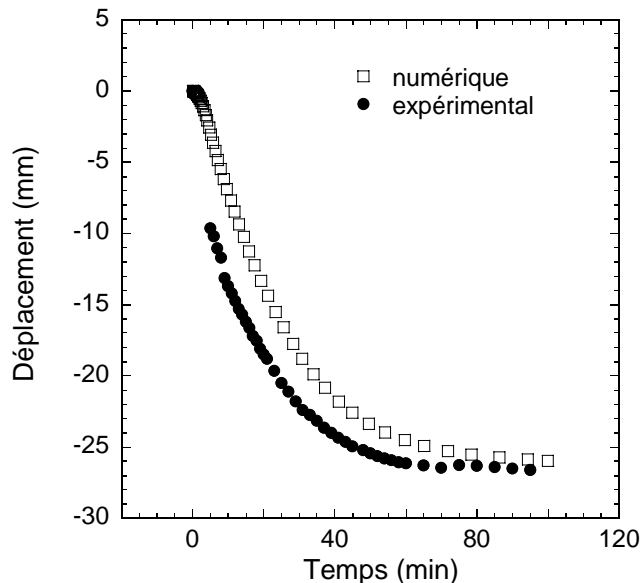


Figure 23 : Comparaison de l'évolution des déplacements obtenus expérimentalement et par simulations numériques

#### 4.2.2. Essai à température élevée

##### Chargement thermique :

Les figures 51 à 53 montrent les évolutions des températures à différentes distances du drain obtenues au moyen du code de calcul et les comparent aux résultats expérimentaux. Ces différents graphes montrent la capacité de l'outil de calcul à modéliser la diffusion thermique dans le sol. On note qu'en périphérie de la cellule le modèle donne des valeurs de température supérieures à celle mesurées de quelques degrés. Cette légère divergence provient du fait que l'isolation radiale de l'expérimentation n'est pas parfaite et laisse donc une partie de la chaleur se dissiper.

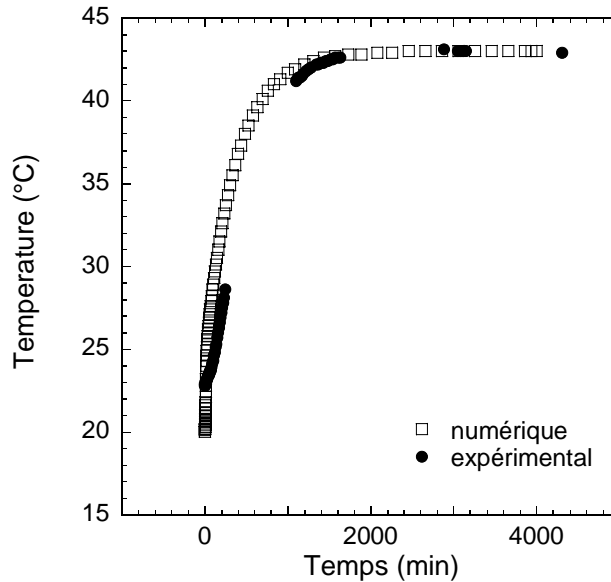


Figure 24 : Comparaison de l'évolution des températures à 2cm du drain obtenues expérimentalement et par simulations numériques

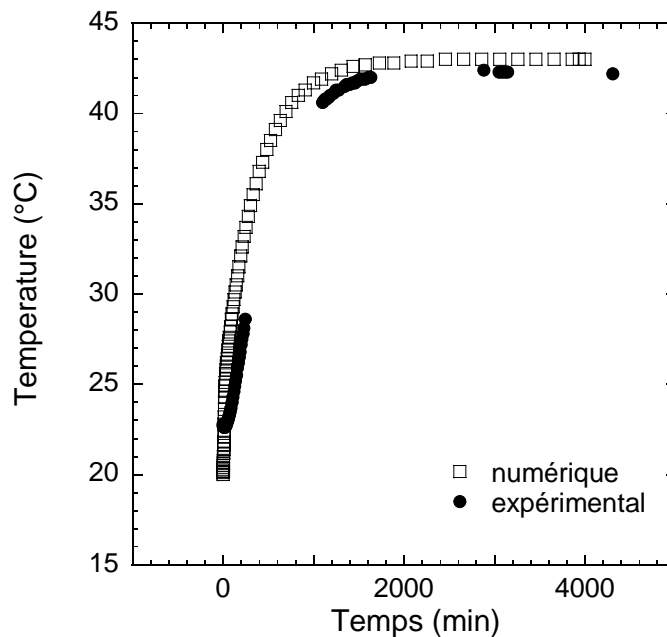


Figure 25 : Comparaison de l'évolution des températures à 6.5cm du drain obtenues expérimentalement et par simulations numériques

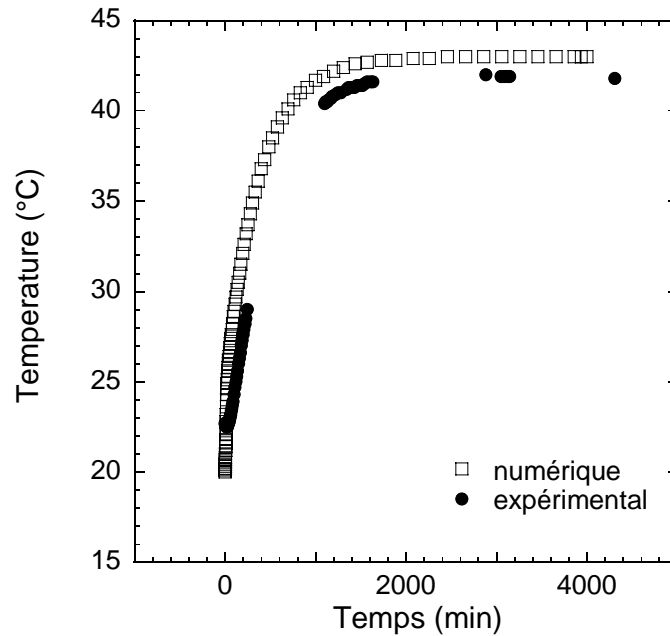


Figure 26 : Comparaison de l'évolution des températures à 13cm du drain obtenues expérimentalement et par simulations numériques

**Chargement mécanique :**

Les figures 54 à 56 comparent les résultats numériques et expérimentaux obtenus à la température élevée concernant les variations de pression. Sur un plan qualitatif le modèle montre sa capacité à reproduire les processus de dissipation de pression durant une consolidation à température élevée. Sur un plan quantitatif il semble que le modèle sous estime légèrement l'effet de la température sur l'accélération des transferts hydrauliques dans le milieu. Mais cette divergence est à nuancer car la précision des capteurs de mesures de pression sont du même ordre de grandeur que cette différence.

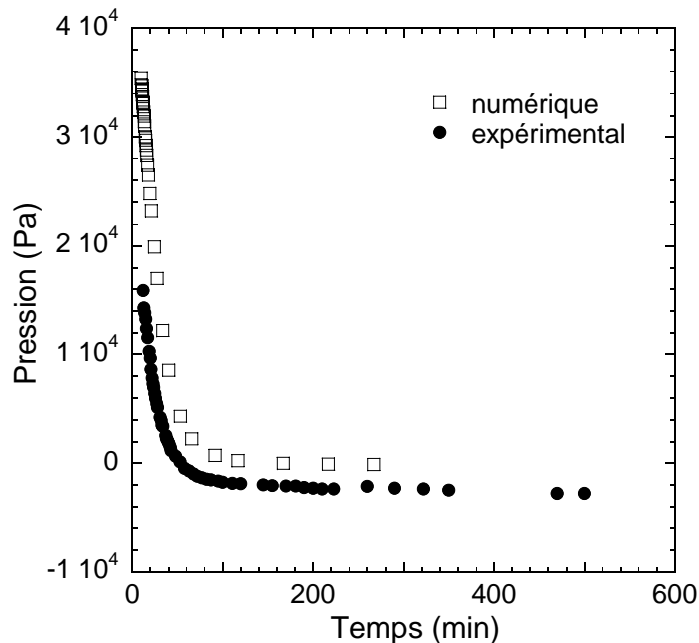


Figure 27 : Comparaison de l'évolution des pressions d'eau à 2cm du drain obtenues expérimentalement et par simulations numériques

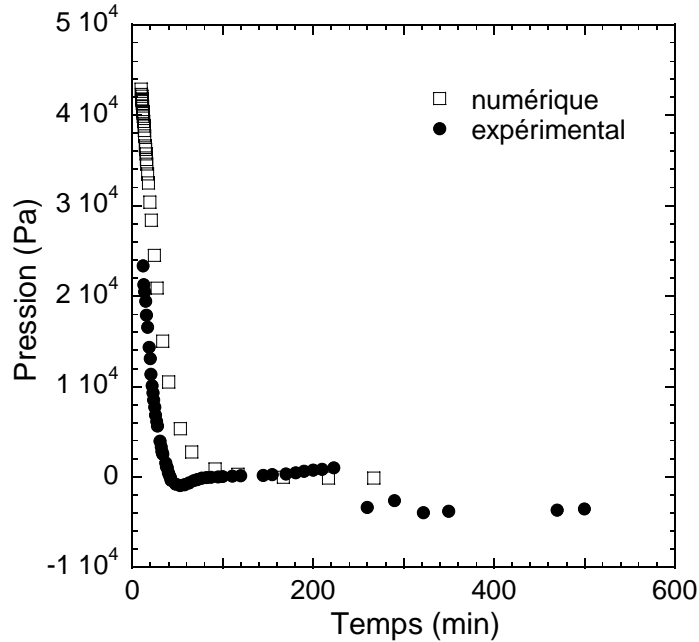


Figure 28 : Comparaison de l'évolution des pressions d'eau à 6.5cm du drain obtenues expérimentalement et par simulations numériques

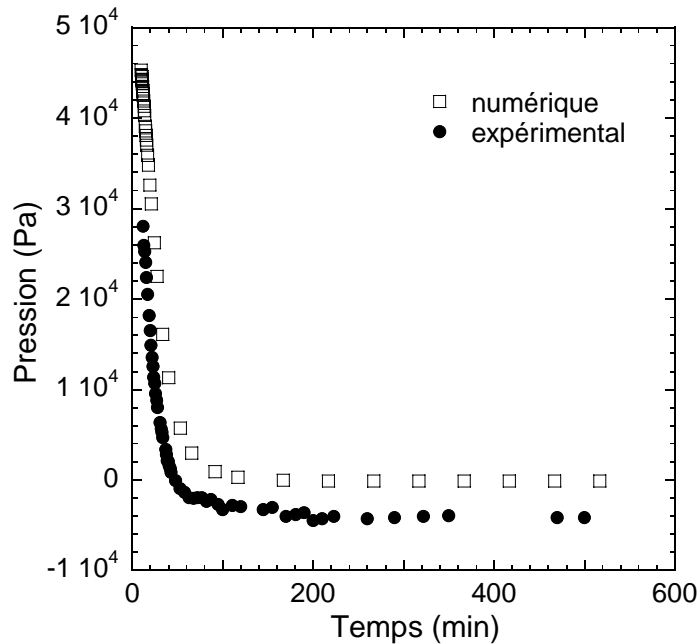


Figure 29 : Comparaison de l'évolution des pressions d'eau à 13cm du drain obtenues expérimentalement et par simulations numériques

La figure 57 présente les déplacements obtenus de façon expérimentale et numérique durant la consolidation. La simulation reproduit bien la cinétique de tassement de l'échantillon de sol. La valeur finale de tassement obtenue numériquement est supérieure à celle observée lors des essais en laboratoire. Néanmoins la différence entre les résultats numériques et expérimentaux reste faible. Elle peut être due à l'incidence de la température sur la cellule d'essai elle-même qui n'est pas prise en compte dans les mesures.

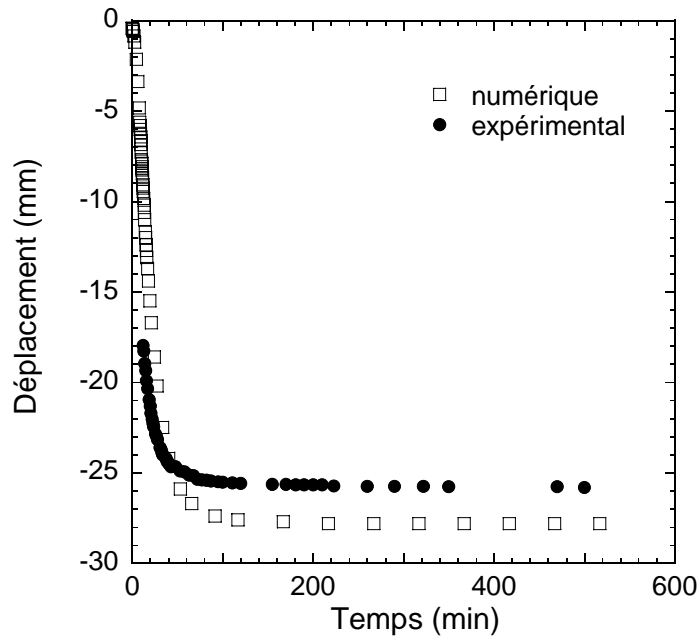


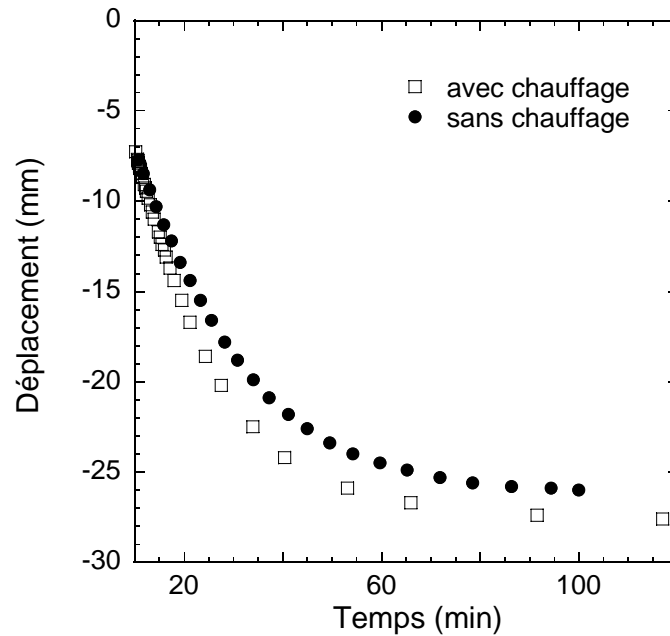
Figure 30 : Comparaison de l'évolution des déplacements obtenus expérimentalement et par simulations numériques

#### 4.2.3. Analyse de l'influence de la température

La partie précédente a permis de valider notre modèle dans le cas de la consolidation d'un sol, équipé de drains verticaux à différentes températures. En effet, le modèle au travers des résultats numériques a montré sa capacité à reproduire les situations expérimentales complexes réalisées en laboratoire. Cet outils numérique va maintenant être utilisé afin d'étudier plus en détails l'effet de la température sur le processus de consolidation.

On rappelle qu'une élévation de la température a un impact à la fois sur la valeur finale des déplacements au travers des déformations élastiques induites par la température et de la contraction de la surface de charge et à la fois sur la cinétique de tassement au travers de l'augmentation de la perméabilité

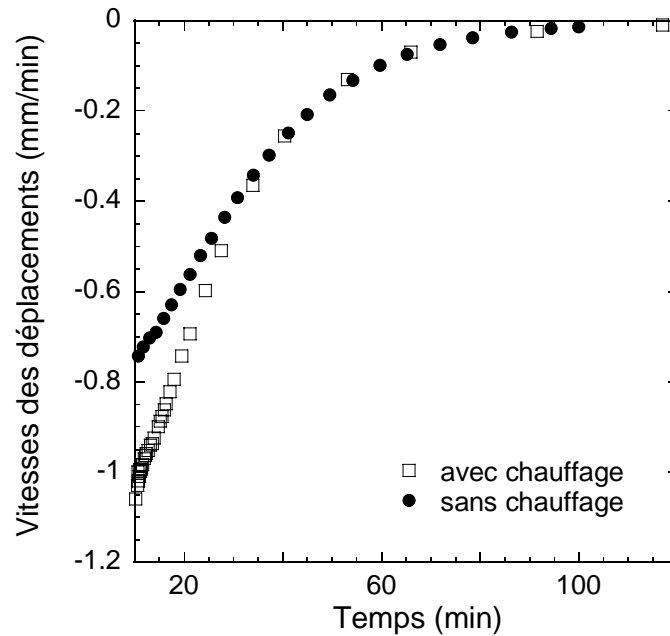
La figure 58 compare les courbes de consolidation à l'ambiante et à température élevée. Le tassement final observé à la température ambiante est de 26 mm ce qui correspond à une déformation de 0.05. Ces valeurs passent respectivement à 27.4 mm et 0.55 lorsqu'on augmente la température. Ces résultats montrent que le chauffage à induit une augmentation de plus de 4% le tassement du sol.



**Figure 31 : Influence de la température sur les déplacements obtenus par simulation numérique**

La figure 59 montre la comparaison entre les vitesses de tassement à température ambiante et à température élevée. La différence observée peut être majoritairement imputée à la variation de perméabilité. On note sur le graphique que la vitesse de tassement est très supérieure à la température élevée au début du processus de consolidation. Cette différence se réduit au cours du tassement pour être nulle sur la fin. Ce point s'explique par le fait que les transferts d'eau dans le milieu ont une incidence qui se réduit au fur et à mesure que les pressions se dissipent dans le milieu.

Au début de la consolidation, dans le cas de la haute température, la vitesse de tassement est de 33% supérieur. Cet écart se réduit à 25% au bout de 20 minutes. Ces écarts sont très importants ce qui prouve que la température a un effet majeur sur les cinétiques de tassement.



**Figure 32 : Influence de la température sur les vitesses de déplacement obtenues par simulation numérique**

### Conclusion

La confrontation des résultats expérimentaux et numériques à température ambiante et élevée ont montré la capacité de l'outil numérique utilisé à reproduire avec finesse le processus de consolidation d'un sol avec un drainage vertical à différentes températures. Les résultats numériques ont confirmé que l'élévation de température induit une augmentation de la vitesse de consolidation qui se traduit par une durée moindre du processus. Les simulations ont permis de quantifier précisément l'effet de la température sur les cinétiques de consolidation montrant par exemple qu'au début de la consolidation, dans le cas de la haute température, la vitesse de tassement est de 33% supérieure. Cet écart se réduit à 25% au bout de 20 minutes.

## 5. Conclusions générales et perspectives

L'étude présentée dans ce rapport constitue une première étape dans l'évaluation de la méthode innovante des drains verticaux thermiques, envisagée afin d'accélérer les processus de tassement des sols de soutènement.

Une cellule oedométrique de grand diamètre, équipée d'un drain thermique central a été développée. Ce dispositif a montré son efficacité dans le cadre de cette étude. Il a permis de réaliser deux essais de consolidation de sol à deux températures différentes. Ces essais ont conduit à mettre en évidence l'effet de la température sur le processus de consolidation des sols. Ils ont montré que l'augmentation de température améliore l'efficacité de drainage d'un drain vertical. Pour une augmentation de température de 20°C il a été montré que le temps de consolidation est fortement réduit et que la vitesse de tassement est multipliée par 1.5.

Le modèle de comportement ACMEG-T, permettant de rendre compte des effets de la température sur le comportement des sols, a ensuite été utilisé afin de réaliser une étude numérique des processus de consolidation. La confrontation des résultats expérimentaux et numériques, à température ambiante et élevée, ont montré la capacité de l'outil numérique utilisé à reproduire avec finesse le processus de consolidation d'un sol, avec un drainage vertical et à différentes températures. Les résultats numériques ont confirmé que l'élévation de température induit une augmentation de la vitesse de consolidation qui se traduit par une durée moindre du processus. Les simulations ont permis de quantifier précisément l'effet de la température sur les cinétiques de consolidation montrant par exemple qu'au début de la consolidation, dans le cas de la haute température, la vitesse de tassement est de 33% supérieure. Cet écart se réduit à 25% au bout de 20 minutes.

Cette étude a donc prouvé que l'élévation de la température des sols est efficace quant à la diminution de la durée du processus du tassement des sols de soutènement. Elle a permis de mettre en évidence que les gains de temps peuvent être considérés comme susceptibles de classer la méthode des drains verticaux thermiques comme rentable.

Néanmoins cette étude ne constitue pas un point final dans le processus d'évaluation de la méthode des drains verticaux thermiques. Le laboratoire de Mécanique des sols de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne envisage donc de poursuivre ses investigations.

Tout d'abord sur le plan expérimental, le dispositif élaboré durant cette étude va être utilisé pour une campagne d'essais plus vaste visant à évaluer l'impact de l'élévation de la température sur le processus de consolidation de différents sols.

Sur le plan numérique, la présente étude a montré que l'outil numérique à disposition de l'équipe de recherche est parfaitement adapté au cas traités. Il va donc maintenant être utilisé sur des massifs de sols de grandes envergures afin de montrer l'efficacité de la méthode avec des dimensions réelles. L'équipe de recherche a d'ores et déjà les données détaillées de sols de soutènement équipés de drain verticaux provenant du chantier de la ligne LGV Rhin-Rhône.

## 6. References bibliographiques

- Abuel-Naga, H.M., Bergado, D.T. & Chairakaikeow, S. (2006a). Innovative thermal technique for enhancing the performance of prefabricated vertical drain during the preloading process. *Geotextiles and Geomembranes* **24**, No. 6, 359-370.
- Abuel-Naga, H.M., Bergado, D.T., Ramana, G.V., Grino, L., Rujivipat, P and Thet, Y. (2006b). Experimental Evaluation of Engineering Behaviour of Soft Bangkok Clay under Elevated Temperature. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **132**, no. 7, 902-910.
- Akagi, T. (1977). Effect of Displacement-type Sand Drains on Strength and Compressibility of Soft Clays. *Proceedings of the 9<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering* **1**, Tokyo, 3-6.
- Akagi, T. (1981). Effects of Mandrel-Driven Sand Drains on Soft Clay. *Proceedings of the 10<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics* **1**, Stockholm, 581-584.
- Arulrajah, A. (2005). Field measurements and back-analysis of marine clay geotechnical characteristics under reclamation fills. PhD Thesis Curtin University of Technology, Sydney. Available at: <http://library.curtin.edu.au/theses/>
- Atkinson, M.S. & Eldred, P.J.L. (1982). Consolidation of soil using vertical drains. *Symposium in Print – Vertical Drains*, 33-45. Thomas Telford Ltd.
- Barnes, G.E. (2000). Soil Mechanics: Principles and Practice, 2<sup>nd</sup> edition. Palgrave, chapter 6 pp 131-168.
- Barron (1948). Consolidation of fine-grained soils by drain wells. *Trans. ASCE* **113**, 718-742.
- Bergado, D.T., Asakami, H, Marolo, C.A. & Balasubramaniam, A.S. (1991). Smear Effects of Vertical Drains on Soft Bangkok Clay. *Journal of Geotechnical Engineering* **117**, No. 10, 1509-1530.
- Bergado, D.T., Alfaro, M.C. & Balasubramaniam, A.S. (1993a). Improvement of Soft Bangkok Clay Using Vertical Drains. *Geotextiles and geomembranes* **12**, No. 7, 615-663.
- Cekerevac, C. & Laloui, L. (2004). Experimental study of thermal effects on the mechanical behaviour of a clay. *International journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* **28**, No. 3, 209-228.
- Chai, J.-C., Carter, J.P. & Hayashi, S. (2006). Vacuum consolidation and its combination with embankment loading. *Canadian Geotechnical Journal* **43**, No. 10, 985-996.
- Edil, B.E. & Fox, P.J. (1994). Field Test of Thermal Precompression. Proceedings “Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments” from Settlement ’94, Texas, 1274-1286.
- Hansbo, S. (1979). Consolidation of clay band-shaped prefabricated drains, *Ground Engineering* **12**, No. 5, 16-25.
- Hansbo, S., Jamiolkowski, M. & Kok, L. (1981). Consolidation by vertical drains. *Géotechnique* **31**, 45-66.
- Hansbo, S. (1981). Consolidation of Fine-Grained Soils by Prefabricated Drains. *Proceedings of the 10<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics* **3**, Stockholm, 677-682.
- Hillel, D. (1980). Fundamentals of Soil Physics, Academic Press, New York.
- Holtz, R. D., Jamiolkowski, M., Lancellotta, R. & Pedroni, S. (1989). Behavior of bent prefabricated vertical drains. *Proceedings of the 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering* **3**, Rio de Janeiro, pp. 1657-1660.
- Holtz, R.D., Jamiolkowski, M.B., Lancellotta, R. & Pedroni, R. (1991). Prefabricated Vertical Drains: Design and Performance. *CIRIA Ground Engineering Report*. Butterworth-Heinemann Ltd, Oxford.

- Indraratna, B., and Redana, I.W. (1998). Laboratory Determination of Smear Zone due to Vertical Drain Installation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE **124**, No. 2, 180-184.
- Indraratna, B. & Rujikiatkamjorn, C. (2006). Predictions and Performance of Prefabricated Vertical Drain Stabilised Soft Clay Foundations. *Proceedings of the Symposium on Rigid Inclusions in Difficult Soft Soil Conditions, International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE TC36)*, 2006.
- Johnsson (1970)
- Kjellman, W. (1948). Accelerated consolidation of fine-grained soils by means of card-board wicks. *Proceedings of the 2<sup>nd</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering 2*, Rotterdam, 302-305.
- Kjellman, W (1952). Consolidation of clayey soils by atmospheric pressure. Proceedings of the Conference on Soil Stabilization, Boston, June 1952, Massachusetts Institute of Technology, pp. 258-263.
- Masse, F., Wong, I.C., Spaulding, C.A. & Varaksin, S. (2001). Vacuum consolidation: A review of 12 years of successful development. <http://www-menard-soltraitement.com>.
- Olson, R.E. & Ladd, C.C. (1979). One-Dimensional Consolidation Problems. *Journal of the Geotechnical Engineering Division* **105**, No.1, 11-30.
- Porter, O.J. (1936). Studies of fill construction over mud flats including a description of experimental construction using vertical sand drains to hasten stabilization. *Proceedings of the 1<sup>st</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering 1*, Cambridge Massachusetts, 229-235.
- Rixner, J.J., Kraemer, S.R. & Smith, A.D. (1986). Prefabricated Vertical Drains Vol. 1, Engineering Guidelines, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration.
- Singh, G. and Hattab, T.N. (1979). A laboratory study of efficiency of sand drains in relation to methods of installation and spacing. *Géotechnique* **29**, No. 4, 395-422.
- Tang, M & Shang, J.Q. (2000). Vacuum preloading consolidation of Yaogiang Airport runway. *Géotechnique* **50**, No. 6, 613-623.
- Walker, R. & Indraratna, B. (2007) Vertical drain consolidation with overlapping smear zones. *Géotechnique* **57**, No. 5, 463-467.
- Woo, S.M., Van Weele, A.F., Chotivittayathanin & Trangkarahart. T. (1989). *Proceedings of the 12<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering 2*, Rio de Janeiro 1431-1434.

