



**HAL**  
open science

# Identification in-situ des sols liquéfiables par pénétrromètre statique cyclique : modélisations physiques et numériques

Hamid Hosseini Sadr Abadi

## ► To cite this version:

Hamid Hosseini Sadr Abadi. Identification in-situ des sols liquéfiables par pénétrromètre statique cyclique : modélisations physiques et numériques. Géologie appliquée. Université Grenoble Alpes, 2019. Français. NNT : 2019GREAI078 . tel-02475607

**HAL Id: tel-02475607**

**<https://theses.hal.science/tel-02475607>**

Submitted on 12 Feb 2020

**HAL** is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.



## **THÈSE**

Pour obtenir le grade de

### **DOCTEUR DE LA COMMUNAUTÉ UNIVERSITÉ GRENOBLE ALPES**

Spécialité : 2MGE : Matériaux, Mécanique, Génie civil,  
Electrochimie

Arrêté ministériel : 25 mai 2016

Présentée par

### **HAMID HOSSEINI SADRABADI**

Thèse dirigée par **Bruno CHAREYRE**, Maître de conférences  
et codirigée par **Luc SIBILLE**, Maître de conférences,  
Communauté Université Grenoble Alpes

préparée au sein du **Laboratoire Sols, Solides, Structures  
et Risques**  
dans l'**École Doctorale I-MEP2 - Ingénierie - Matériaux,  
Mécanique, Environnement, Énergétique, Procédés,  
Production**

### **Identification in-situ des sols liquéfiables par pénétromètre statique cyclique: modélisations physiques et numériques**

### **In-situ identification of liquefiable soils by cyclic static penetrometer : physical and numerical modelling**

Thèse soutenue publiquement le **26 novembre 2019**,  
devant le jury composé de :

**Monsieur Philippe REIFFSTECK**

Directeur de Recherche, IFSTTAR, Président

**Monsieur Eric VINCENS**

Professeur des Universités, Ecole centrale de Lyon, Rapporteur

**Monsieur Pierre BREUL**

Professeur des Universités, Université Clermont Auvergne, Rapporteur

**Monsieur Pascal VILLARD**

Professeur des Universités, Université Grenoble Alpes, Examineur

**Monsieur Jean-Robert COURIVAUD**

Ingénieur, EDF-CIH, Examineur

**Monsieur Pierre RIEGEL**

Ingénieur, Equaterre, Invité

**Monsieur Bruno CHAREYRE**

Maître de Conférences, Grenoble INP, Directeur de thèse

**Monsieur Luc SIBILLE**

Maître de Conférences, Université Grenoble Alpes, co-Directeur de thèse



---

à ma mère

à *Elssa*

à *Yascha et Nilou*



*La connaissance a deux ailes, l'opinion une seule ;  
l'opinion est défectueuse et son vol est court.*

Djalâl-od-Dîn Rûmî (XIII<sup>e</sup> siècle)

---

---

## Remerciements

Les travaux présentés dans cette thèse ont été réalisés au laboratoire **3SR (Sols, Solide, Structures et Risques)** de l'Université de Grenoble Alpes, en collaboration et financé par le groupe **Equaterre**. Je remercie ces établissements de m'avoir accueilli et soutenu pendant ma thèse.

J'adresse tous mes remerciements à **Philippe Reiffsteck**, le président du jury, et à **Eric Vincens** et **Pierre Breul** pour avoir accepté d'évaluer ces recherches en tant que rapporteurs. Je remercie vivement **Pascal Villard**, **Jean-Robert Courivaud** et **Pierre Riegel** qui m'ont fait l'honneur de bien vouloir participer à mon jury de thèse.

Je souhaite exprimer toute ma gratitude à **Bruno Chareyre** qui a dirigé cette thèse et qui m'a guidé tout au long de ce parcours passionnant. Je le remercie pour ses encouragements et ses précieux conseils scientifiques.

J'exprime ma profonde reconnaissance à **Luc Sibille**, pour avoir encadré et suivi mon travail avec intérêt depuis mes premiers pas dans le domaine de la recherche, avec patience et toujours à l'écoute.

Je remercie chaleureusement **Pierre Riegel** fondateur et PDG du groupe Equaterre d'avoir suivi le projet, de m'avoir fait confiance et d'avoir apporté un soutien continu avant et pendant la thèse de même que toute l'équipe Equaterre pour leurs soutiens et encouragements.

Je tiens aussi à remercier **Christophe Dano** du 3SR qui a fourni une aide précieuse par les nombreuses discussions pendant les réunions et la réalisation des essais en chambre de calibration ainsi que le laboratoire 3SR, service administratif et service technique pour leurs aides.

Je pense aussi à tous mes amis du **3SR**, de **Equaterre** et d'autres encore pour leur encouragement, leur soutien ainsi que pour la bonne ambiance.

J'exprime toute ma gratitude particulièrement à ma mère qui n'est plus là, à mon père, à mes frères, à mes soeurs, et à tous mes proches qui m'ont toujours soutenu et encouragé.

Enfin, je termine en remerciant spécialement mon épouse, **Elssa**, pour sa présence à mes côtés, pour son soutien sans faille, pour son amour indéfectible et pour son enthousiasme permanent envers les progrès de mes recherches, et pour tout ce qu'elle a fait pendant cette thèse, portant à bout de bras les deux enfants **Yascha** et **Nilou** qui sont arrivés entre temps.



---

## Identification in-situ des sols liquéfiables par pénétrromètre statique cyclique : modélisations physiques et numériques

### Résumé

L'identification des sols liquéfiables et le comportement de sols face aux sollicitations cycliques représentent des défis importants en géotechnique. Différents essais, en laboratoire ou in-situ, sont utilisés pour évaluer ce phénomène. Le groupe *Equaterre* développe, en particulier, un pénétrromètre statique à pointe cyclique qui permet d'imposer une variation cyclique de la force sur la pointe, par le biais de tiges centrales coulissantes, et de mesurer les déformations qui en résultent. Ceci permet d'accéder directement à la réponse du sol en place, et potentiellement de mettre en évidence une tendance à la liquéfaction ou à la mobilité cyclique. Cette thèse comporte deux parties principales : l'une sur la modélisation physique en chambre de calibration et l'autre sur la modélisation numérique.

La modélisation physique consiste à réaliser des tests de faisabilité de la méthode développée par *Equaterre* en chambre de calibration au sein du laboratoire *3SR* à Grenoble. Ces tests ont été réalisés sur le sable de Fontainebleau, avec deux états de densité, l'un moyennement dense et l'autre lâche. Des tests CPTU et au pénétrromètre cyclique *Equaterre* ont été réalisés dans ces deux situations. Les résultats ont montré le bon potentiel de cette méthode pour identifier le risque de la liquéfaction.

La modélisation numérique repose sur un couplage entre la méthode des éléments discrets (DEM) pour la phase solide et une méthode de volumes finis définis à l'échelle des pores (méthode PFV) pour l'écoulement interne. La géométrie de révolution est exploitée pour réduire le domaine modélisé à un quart du problème, et une gradation des tailles de particules en fonction de la distance à la pointe est également mise en oeuvre pour réduire le nombre total de particules (et donc les temps de calcul) tout en maintenant une discrétisation fine au voisinage immédiat de la pointe. Deux types de matériaux, dense et lâche, sont simulés et pour chacun on analyse la réponse mécanique pour un cas sec et pour un cas saturé, sous chargement monotone et cyclique. L'analyse des réponses en terme de déformation et de pression interstitielle montre un bon accord qualitatif avec les résultats en chambre de calibration.

**Mots clés** : Pénétrromètre statique cyclique ; Chambre de calibration ; Liquéfaction de sol ; Méthode des éléments discrets (DEM) ; Méthode de volumes finis à l'échelle des pores (PFV).



---

## In-situ identification of liquefiable soils by cyclic static penetrometer : physical and numerical modelling

### Abstract

The identification of liquefiable soils and the response of soils to cyclic stress loadings are important challenges in geotechnical engineering. Various laboratory and in-situ tests are used to assess this phenomenon. The *Equaterre* Group is developing a static penetrometer with a cyclic tip imposing a cyclic variation of the force on the tip by means of sliding central rods. The resulting deformations can be measured. This device provides a direct access to the response of the soil in the field, and potentially highlights a tendency to liquefaction or cyclic mobility. This thesis includes two main parts : one regarding the physical modelling in a calibration chamber and another about the numerical modelling.

The physical modelling consists in carrying out feasibility tests of the method developed by *Equaterre* in a calibration chamber in the “*Laboratoire 3SR*” at Grenoble. The tests in the calibration chamber were performed on Fontainebleau sand, with two states of density : a medium dense sand and a loose one. CPTU tests and the *Equaterre* cyclic penetrometer were realised in both situations. The results showed the good potential of this method to assess the risk of liquefaction.

The numerical modelling is based on a coupling between the discrete element method (DEM) for the solid phase and a finite volume method defined at pore scale (PFV method) for the flow of pore water. We take advantage of the axial symmetry of the calibration chamber to reduce the numerical domain to a quarter of the problem. In addition, a gradation of particle sizes according to the distance from the tip is also implemented to reduce the total number of particles (and therefore the computation time) while maintaining a fine discretization in the vicinity of the tip. Two types of granular assemblies, dense and loose, are considered and, for each one, the mechanical response to monotonous and cyclic loadings are simulated for both dry and saturated conditions. The analysis of the responses in terms of deformation and pore pressure shows a good qualitative agreement with the results from calibration chamber.

**Keywords** : Static cyclic penetrometer ; Calibration chamber ; Soil liquefaction ; Discrete element method (DEM) ; Pore-scale finite volume method (PFV).



<b>Introduction</b>	<b>2</b>
<b>I Application et Expérimentation</b>	<b>3</b>
<b>1 Bibliographie</b>	<b>5</b>
1.1 Introduction	6
1.2 Pénétrömètre statique (CPT)	6
1.2.1 Historique	6
1.2.2 Rôle et utilisation du pénétrömètre statique en géotechnique	9
1.2.3 Paramètres déduits d'essais CPT et CPTU	11
1.2.4 Interprétation d'essais de pénétration et classification des sols	12
1.3 Évaluation du risque de liquéfaction par vibrocône	15
1.4 Modèles d'essais de pénétration statique	17
1.4.1 Modèle physique de laboratoire : la chambre de calibration	17
1.4.2 Méthodes analytiques et semi-analytiques	18
1.4.3 Modèles numériques	20
1.5 Méthode des éléments discrets (DEM)	28
1.5.1 Cycle de calcul	28
1.5.2 Loi d'interaction	28
1.5.3 Pas de temps critique	30
1.5.4 Création de modèle	31
1.5.5 Conditions aux limites	31
1.6 Couplage fluide, Modèles hydromécaniques en DEM	32
1.6.1 Modèles basés sur les modèles continus : cellule fluides plus grandes que les grains solides.	32
1.6.2 Modélisation des écoulements à l'échelle microscopique : taille de la cellule de fluide inférieure à celle des grains solides	33
1.6.3 Modèles de réseaux de pore : taille de la cellule de fluide du même ordre que la taille des grains solides	33
1.7 Conclusion	35
<b>2 Essais en chambre de calibration de l'outil pénétrométrique développé par Equaterre</b>	<b>37</b>
2.1 Retour d'expériences et de développements	37
2.1.1 Approche dite de la «double mesure»	38



2.1.2	Approche dite « cyclique » . . . . .	39
2.2	Expérimentations au pénétromètre à pointe cyclique en chambre de calibration . . . . .	43
2.2.1	Présentation du dispositif . . . . .	43
2.2.2	Préparation des échantillons . . . . .	44
2.2.3	Programme des essais en chambre de calibration . . . . .	46
2.2.4	Conclusions . . . . .	55
<b>II</b>	<b>Modélisation numérique</b>	<b>57</b>
<b>3</b>	<b>Principes et paramétrages du modèle numérique discret sec</b>	<b>59</b>
3.1	Introduction . . . . .	59
3.2	Définition du modèle numérique . . . . .	60
3.2.1	Lois de contact . . . . .	60
3.2.2	Géométrie du modèle . . . . .	60
3.2.3	Méthode de raffinement de la discrétisation du sol . . . . .	61
3.2.4	Génération et compactage de l'assemblage granulaire . . . . .	63
3.3	Paramètres mécaniques du modèle et résultat type . . . . .	65
3.4	Etude paramétrique . . . . .	67
3.4.1	Ouverture du domaine prismatique de simulation . . . . .	68
3.4.2	Hauteur du domaine prismatique de simulation . . . . .	68
3.4.3	Effet du gradient de raffinement de la discrétisation du sol fonction de la distance à la pointe . . . . .	69
3.4.4	Rapport $R_d$ (diamètre chambre calibration / diamètre pointe) . . . . .	70
3.4.5	Rapport $R_p$ (diamètre pointe / diamètre particules) . . . . .	73
3.4.6	Vitesse de pénétration . . . . .	74
3.4.7	Frottement pointe/sol . . . . .	74
3.4.8	Angle d'ouverture de la pointe . . . . .	75
3.5	Prise en compte d'une résistance au roulement entre particules . . . . .	77
3.5.1	Caractérisation du modèle de sol par simulation de compressions triaxiales . . . . .	77
3.5.2	Simulations types de pénétration statique avec résistance au roulement . . . . .	78
3.6	Sollicitation cyclique de la pointe . . . . .	80
3.6.1	Cycles en déplacement imposé . . . . .	80
3.6.2	Cycles en force imposée . . . . .	81
3.7	Conclusion . . . . .	86
<b>4</b>	<b>Modélisation du CPT en chambre de calibration avec couplage fluide-solide</b>	<b>87</b>
4.1	Intoduction . . . . .	87
4.2	Essai CPT conventionnel (chargement monotone) . . . . .	87
4.2.1	Milieu lâche (contractant) . . . . .	89
4.2.2	Milieu dense (dilatant) . . . . .	90
4.3	Essai de dissipation . . . . .	95
4.4	Sollicitation cyclique . . . . .	96
4.4.1	Chargement cyclique en déplacement imposé . . . . .	96
4.4.2	Chargement cyclique en force imposée . . . . .	98
4.5	Conclusion . . . . .	108
	<b>CONCLUSIONS et futurs travaux</b>	<b>110</b>
	<b>Bibliographie</b>	<b>111</b>

Le pénétromètre statique, en anglais Cone Penetration Test (CPT), est un essai in-situ pour caractériser les paramètres mécaniques du sol. Ses avantages, tels que la répétabilité et la précision des mesures, ont conduit progressivement à le considérer comme un outil fiable en regard des autres essais in-situ de caractérisation mécanique.

Par ailleurs, la liquéfaction des sols reste un problème majeur pour les ouvrages construits sur les sols constitués de sable [Robertson \(2004\)](#). Les séismes de Niigata en 1964 et Kobe en 1995 ont montré les dégâts qui peuvent résulter de la liquéfaction du sol. Le risque de liquéfaction peut actuellement être évalué sur la base d'essais en laboratoire et d'essais in-situ comme par exemple le CPT, le piézocône (CPTU), ... Le Groupe *Equaterre* a développé une pénétromètre statique à sollicitation cyclique de la pointe pour évaluer le risque de liquéfaction.

Enfin, plusieurs chercheurs ont travaillé sur l'interprétation des essais de pénétration statique sur la base d'approches analytiques et numériques telles que les méthodes de la capacité portante [Yu and Mitchell \(1998\)](#), du chemin de déformation [Baligh \(1985\)](#); [Baligh and Levadoux \(1986\)](#), de l'expansion de cavité [Bishop et al. \(1945\)](#) ou encore la méthodes des éléments finis [De Borst \(1982\)](#); [Susila and Hryciw \(2003\)](#). La méthode des éléments discrets (DEM) est une alternative utile pour l'étude des problèmes d'essais de pénétration dans le sol en raison de sa capacité à décrire la réponse du sol en grande déformation (à la rupture et au delà) lorsque le sol est fortement remanié au voisinage de la pointe. Cette méthode fournit également des informations à l'échelle microscopique (échelle des grains de sol) relatives au comportement mécanique du sol et de son interaction avec la pointe.

## Objectifs

Un des principaux objectifs de cette thèse est de construire un modèle numérique du pénétromètre statique cyclique de type *Equaterre* basé sur la méthode des éléments discrets (DEM) couplé avec une description de la dynamique du fluide interstitiel en condition saturée. Ce modèle est destiné à évaluer la capacité à identifier et caractériser les sols sensibles et liquéfiables avec une sollicitation cyclique de la pointe d'un pénétromètre statique. Un autre objectif est d'évaluer, par la réalisation d'essais physiques en chambre de calibration, la faisabilité de mise en oeuvre du dispositif développé par le groupe *Equaterre* et de l'utilisation des données qui en sont issues.

## Structuration de la thèse

Ce mémoire est constitué de deux parties détaillées ci-dessous. La première partie est dédiée aux présentations de l'essai de pénétration statique, des innovations apportées par le groupe Equaterre et des essais réalisés en chambre de calibration. La deuxième partie est consacrée au développement du modèle numérique discret.

- Partie 1 Pénétrömètre statique cyclique et essais en chambre de calibration
  - Le chapitre 2 tente de présenter un état de l'art sur la méthode in situ de pénétration statique (CPT), éventuellement avec mesure de la pression interstitielle (CPTu), depuis l'historique de cette méthode et ses origines jusqu'à son rôle et son utilisation en géotechnique. L'évaluation du risque de liquéfaction avec un vibrocône est également présenté. Enfin sont abordés les modèles utilisés pour décrire et interpréter les essais CPT tels que les modèles physiques de laboratoire, les méthodes analytiques et les méthodes numériques.
  - Le chapitre 3 donne des explications sur la méthodologie et les innovations apportées par la société *Equaterre* pour l'identification des caractéristiques mécaniques des sols, en particulier pour les sols sensibles. Une expérimentation en chambre de calibration avec le CPT cyclique est aussi présentée. Les données obtenues sont analysées en regard d'essais au piézocône (CPTU), également mis en oeuvre dans la chambre de calibration pour suivre l'évolution de la pression interstitielle.
- Partie 2 Modélisation numérique discrète d'un pénétromètre statique cyclique
  - Le chapitre 4 présente la méthode utilisée pour modéliser l'essai de pénétration statique dans un sol granulaire en conditions saturées. La phase solide du sol est décrite avec la méthode des éléments discrets (DEM). Cette méthode permet de modéliser le comportement complexe des milieux granulaires en utilisant un nombre relativement faible de paramètres, contrairement aux modèles phénoménologiques plus classiques. La DEM peut être couplée à un modèle d'écoulement de fluide interstitiel suivant différentes approches évoquées dans la deuxième partie du chapitre.
  - Le chapitre 5 est consacré à la définition du modèle numérique d'essai de pénétration statique en chambre de calibration dans des milieux granulaires denses et lâches sans fluide interstitiel (en condition sèche). Pour ce faire, on décrit en premier lieu la géométrie de la pointe et de la chambre de calibration virtuelle mise en oeuvre ainsi que les conditions limites considérées vis-à-vis de chacun de ces objets. Le mode de préparation de l'assemblage granulaire au sein de la chambre de calibration est aussi expliqué. Dans un second temps, afin de s'assurer de la pertinence du modèle numérique et de sa validité des études paramétriques sont réalisées. On s'est principalement attaché à l'influence de différents facteurs sur la résistance de pointe ( $Q_c$ ).
  - Le chapitre 6 présente la mise en oeuvre du modèle de pénétration statique basé sur la méthode des éléments discrets (DEM) couplée avec une méthode de volumes finis à l'échelle des pores (PFV) pour la description de la dynamique de l'eau interstitielle. Une série de simulations d'essais de pénétration dans des milieux typiquement denses et lâches avec différentes perméabilités est présentée. Ces simulations concernent des essais de pénétration statique classique, des tests de dissipation ou encore des essais de sollicitation cyclique de la pointe du pénétromètre.

L'ensemble du document est clôturé par une conclusion générale et des perspectives.

---

Première partie

Application et Expérimentation



## Sommaire

<b>1.1</b>	<b>Introduction</b>	<b>6</b>
<b>1.2</b>	<b>Pénétrromètre statique (CPT)</b>	<b>6</b>
1.2.1	Historique	6
1.2.2	Rôle et utilisation du pénétrromètre statique en géotechnique	9
1.2.3	Paramètres déduits d'essais CPT et CPTU	11
1.2.4	Interprétation d'essais de pénétration et classification des sols	12
<b>1.3</b>	<b>Évaluation du risque de liquéfaction par vibrocône</b>	<b>15</b>
<b>1.4</b>	<b>Modèles d'essais de pénétration statique</b>	<b>17</b>
1.4.1	Modèle physique de laboratoire : la chambre de calibration	17
1.4.2	Méthodes analytiques et semi-analytiques	18
1.4.2.1	Méthode de la capacité portante	18
1.4.2.2	Méthode de l'expansion de cavité	18
1.4.2.3	Méthode du chemin de déformation	20
1.4.3	Modèles numériques	20
1.4.3.1	Modèles basés sur la Méthode des Eléments Finis	21
1.4.3.2	Modèles basés sur la Méthode des Eléments Discrets	22
<b>1.5</b>	<b>Méthode des éléments discrets (DEM)</b>	<b>28</b>
1.5.1	Cycle de calcul	28
1.5.2	Loi d'interaction	28
1.5.2.1	Loi d'interaction élastique frottante	28
1.5.2.2	Loi de contact avec résistance au roulement	30
1.5.3	Pas de temps critique	30
1.5.4	Création de modèle	31
1.5.5	Conditions aux limites	31
<b>1.6</b>	<b>Couplage fluide, Modèles hydromécaniques en DEM</b>	<b>32</b>
1.6.1	Modèles basés sur les modèles continus : cellule fluides plus grandes que les grains solides.	32
1.6.2	Modélisation des écoulements à l'échelle microscopique : taille de la cellule de fluide inférieure à celle des grains solides	33
1.6.2.1	Discrétisation	33
1.6.3	Modèles de réseaux de pore : taille de la cellule de fluide du même ordre que la taille des grains solides	33
1.6.3.1	Conductivité hydraulique : définition originale	34
1.6.3.2	Conductivité hydraulique : définition modifiée	34

---

1.6.3.3	Résolution	34
1.7	Conclusion	35

---

## 1.1 Introduction

Ce chapitre tente de présenter un état de l'art sur la méthode de pénétration statique (CPT) en passant par l'historique de cette méthode et ses origines, ensuite le rôle et l'utilisation de cet essai en géotechnique est abordé. Les informations déduites de CPT et piézocône et leurs interprétations pour ensuite leurs utilisations pour répondre aux problèmes géotechniques. L'évaluation du risque de liquéfaction par vibrocône est ensuite présenté. Les modèles utilisés pour décrire un essai CPT sont présentés comme modèles physiques de laboratoire, les méthodes analytiques et les méthodes numériques. Enfin, une présentation de la méthode des éléments discrets (DEM) et des possibilités d'introduction d'un couplage fluide-solide avec la DEM est donnée.

## 1.2 Pénétromètre statique (CPT)

Le pénétromètre statique, en anglais Cone Penetration Test (CPT), est un essai in-situ pour caractériser les paramètres mécaniques du sol. Ses avantages, tels que la répétabilité et la précision des mesures, ont conduit progressivement à le considérer comme un outil fiable en regard des autres essais in-situ de caractérisation mécanique. Le pénétromètre statique est en général constitué d'une série de barres avec une pointe de forme conique placée en tête. La surface normalisée de la base de la pointe est de  $10 \text{ cm}^2$  et son angle d'ouverture de  $60^\circ$ . La pointe et les barres sont enfoncées dans le sol à la vitesse de pénétration normalisée de  $20 \text{ mm/s}$  (norme NF P 94-13 [Afnor](#)). Les mesures sont effectuées soit en continu soit de manière ponctuelle aux profondeurs désirées. Les mesures effectuées donnent accès à la résistance de la pointe ( $Q_c$ ), le frottement latéral ( $f_s$ ) et, dans certains cas, à la pression interstitielle.

### 1.2.1 Historique

Le pénétromètre statique a été développé dans les années 30 comme un outil pour étudier la stratigraphie du sol. Barentsen a construit le premier pénétromètre statique en 1932-1937. En 1946 le laboratoire de mécanique des sols de l'Université de Delft en partenariat avec la compagnie de Goudsche Machinefabriek de la ville de Gouda a construit un pénétromètre opérant manuellement avec une capacité de  $2500 \text{ Kg}$  [Sanglerat \(1972\)](#). L'appareil avait été réalisé à partir d'un tube de gaz de diamètre intérieur de  $19 \text{ mm}$  et d'une tige centrale en métal avec un diamètre de  $15 \text{ mm}$  capable de coulisser à l'intérieur du tube. La tige était solidaire d'une tête de forme conique avec une ouverture de  $60^\circ$  et une surface de  $10 \text{ cm}^2$  (Figure 1.1). L'ensemble était enfoncé dans le sol manuellement par le biais d'un ancrage dans le sol avec des vis sans fin et des vérins. [Barentsen \(1936\)](#). La profondeur maximale atteinte par ce modèle a été de  $10$  à  $15$  mètre et l'enregistrement était fait par simple lecture d'un manomètre.

La pointe a été améliorée en ajoutant un manchon de frottement au-dessus du cône [Begemann \(1953, 1969\)](#) tel que représenté sur la figure 1.2.

Le manchon de frottement a permis de mesurer le frottement latéral ( $f_s$ ) en plus de la résistance de pointe ( $Q_c$ ). Les mesures étaient faites tous les  $20 \text{ cm}$ , mais dans certains cas les intervalles ont été réduits à  $10 \text{ cm}$ . Pour distinguer les différents types de couches de sol, [Begemann \(1965\)](#) a proposé d'utiliser le « rapport de frottement » qui est le rapport du frottement latéral sur la résistance de pointe (Figure 1.3).

Des corrélations, telles que celle présentée sur la figure 1.4, ont également été proposées par [Sanglerat et al. \(1974\)](#) afin de classer les sols.

---

## 1.2 Pénétrromètre statique (CPT)

---

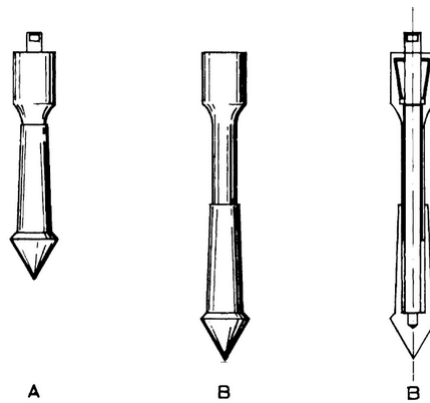


FIGURE 1.1 – Pointe Delft Barensten, Sanglerat (1972).

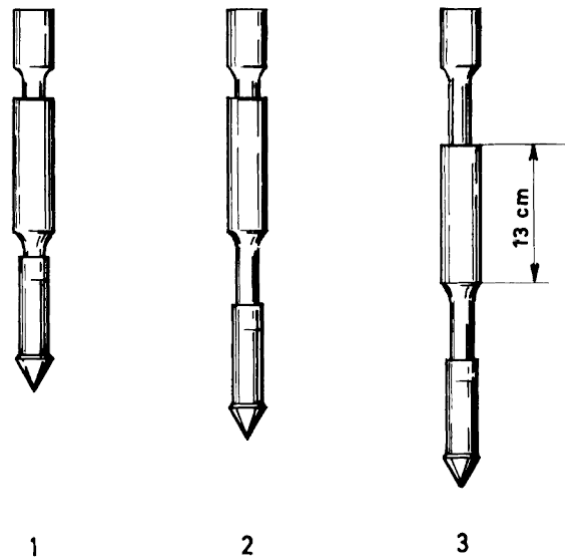


FIGURE 1.2 – Pointe Begemann avec manchon de frottement, Sanglerat (1972).

Selon [Broms and Flodin \(1990\)](#) le premier CPT électrique a été développé pendant la deuxième guerre mondiale à Berlin. En 1965, Fugro a développé un CPT électrique, en partenariat avec l'Institut de recherche de Delft et l'entreprise Philips [Sanglerat \(1972\)](#), équipé de jauges de déformations pour mesurer la résistance de la pointe (Figure 1.5).

Plus tard, le Norwegian Geotechnical Institute (NGI) a développé un piézocône électrique qui permettait, en plus de la résistance de la pointe, de mesurer la pression interstitielle [Lunne et al. \(1997\)](#). Comme on peut voir dans la figure 1.6 trois pierres poreuses ont été placées au dessus de la tête de la pointe qui permettent de mesurer les pressions interstitielles ( $U_1, U_2, U_3$ ). En parallèle des énormes progrès apportés aux Pays Bas, le pénétrromètre électrique a également été largement développé en Amérique du Nord par Campanella et ses étudiants [Campanella et al. \(1983\)](#); [Robertson and Wride \(1998\)](#); [Robertson \(2009\)](#).

Aujourd'hui, avec l'adjonction de pierres poreuses à une pointe électrique, le piézocône (CPTU), représenté schématiquement sur la figure 1.6, permet de mesurer la pression interstitielle simultanément à la résistance de pointe. Sur ce type de piézocône la pression interstitielle est mesurée en trois positions ( $u_1, u_2$  et  $u_3$  sur la figure 1.6) : mesures en pointe, derrière la



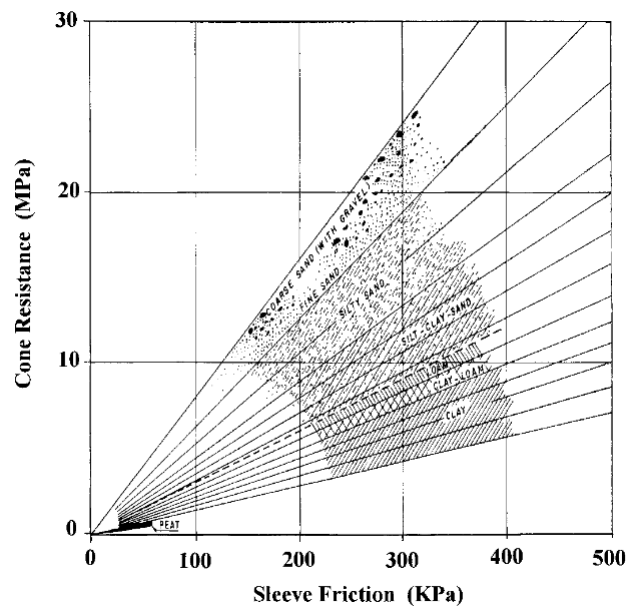


FIGURE 1.3 – Classification des sols selon [Begemann \(1965\)](#)

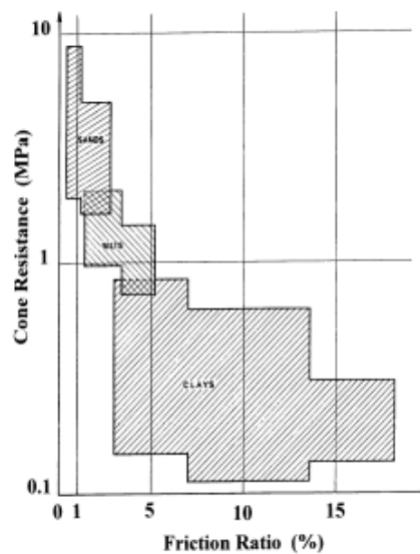


FIGURE 1.4 – Classification des sols selon [Sanglerat et al. \(1974\)](#)

pointe et derrière le manchon de frottement respectivement.

En résumé, les pénétromètres statiques couramment mis en œuvre pour la reconnaissance des sols peuvent être regroupés en trois catégories :

- les pénétromètres à pointe mécanique,
- les pénétromètres à pointe électrique,
- les piézocones.

Suivant les applications, les CPT peuvent aujourd’hui être équipés de sondes supplémentaires pour mesurer la température, la conductivité électrique ou encore la vitesses des ondes sismiques ( $V_s$ ). Dans ce dernier cas, on parlera de CPT sismique (SCPT/SCPTU).

Malgré la précision des résultats par CPT électrique et la continuité des données, malheureuse-

## 1.2 Pénétromètre statique (CPT)

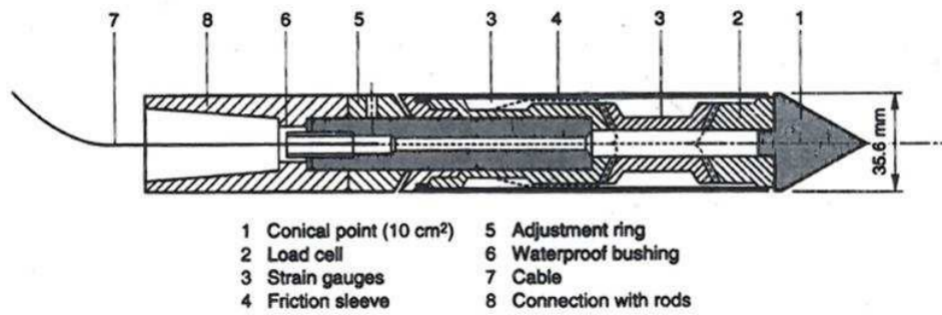


FIGURE 1.5 – Pointe électrique développée par la société *Fugro Sanglerat* (1972).

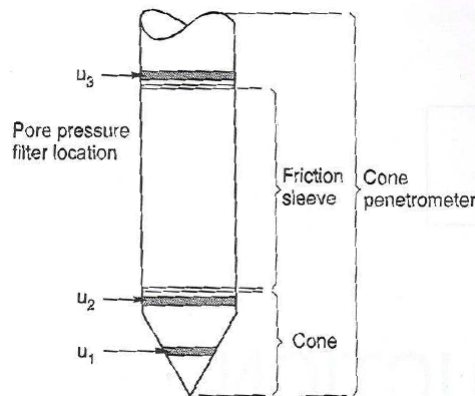


FIGURE 1.6 – Représentation schématique d'un piézocone (CPTU) *Lunne et al.* (1997).

ment sur certains types du sol avec des horizons compacts les CPT électriques nécessitent des pré-trou. De même, dans les formation géologiques hétérogènes, la présence des couches intermédiaires compactes permet des refus prématurés et, par conséquent, la nécessité des machines spéciales comme des foreuses ou pressiomètre. Les CPT mécaniques sont des pointes qui sont plus robustes et qui permettent de supporter des chocs pour traverser des couches compactes et, une fois passés, ils mesurent la résistance de la pointe.

Le cone penetration test(CPT) et piezocone (CPTU) qui permet de mesurer la pression interstitielle est une pointe en forme conique au bout d'un train de barres qui introduit dans le sol avec une vitesse constante donnant des mesures en continue ou par interval. La figure 1.6 montre un schéma explicite de CPTU.

La force totale sous la pointe  $Q_c$  divisée par la surface projetée de la pointe donne la résistance de la pointe  $q_c$ . De même, la force totale appliquée sur le manchon de frottement  $F_c$  divisée par la surface de celui-ci  $A_s$  donne le frottement latéral  $f_s$ . Tandis que en Piézocone la pression interstitielle est généralement mesurée en trois positions comme montré en figure 1.6  $u_1, u_2$  et  $u_3$  qui correspondent aux mesures en pointe, derrière la pointe et derrière le manchon de frottement respectivement. Les CPT pourraient être divisés en trois parties : les pénétromètres mécaniques, les pénétromètre électriques et les piézocones. Selon les recommandations internationaux, les pénétromètres avec 10 cm<sup>2</sup> de surface de la pointe et d'un angle de 60°, sont acceptés comme les pénétromètres standard.(NF P 94-113) et *ISSMGE* (1999)

### 1.2.2 Rôle et utilisation du pénétromètre statique en géotechnique

Le CPT, CPTU et le CPT sismique (SCPT/SCPTU) sont considérés avec intérêt pour l'investigation des sols en géotechnique du fait des avantages suivants qu'ils présentent :

- rapidité de mise en oeuvre (sauf des essais spécifiques comme CPTU et SCPT,..) et d'accès aux mesures,
- mesures en continu sur un sondage donné,
- répétabilité et fiabilité des résultats dus à l'indépendance des mesures vis-à-vis de l'opérateur,
- coût relativement bas (excepté des essais spécifiques comme CPTU, SCPT,..).

Selon [Lunne et al. \(1997\)](#) l'utilisation du CPT pour l'investigation des sols permet de répondre à trois objectifs :

1. obtenir une stratigraphie du sol en sous-surface,
2. estimer les paramètres géotechniques,
3. produire des résultats directement utilisables pour le dimensionnement des ouvrages.

Par ailleurs, le CPT permet d'obtenir des informations précises de sub-surface et si selon la nature du projet, c'est nécessaire des tests spécifiques ou échantillonnage pour laboratoire, les résultats de CPT permettent de bien viser endroit de échantillonnage et aussi les profondeurs qui sont supposées problématiques.

Toutefois, le CPT présente également des désavantages :

- complication (voire impossibilité) lors de la traversée de terrains durs tels que les moraines ou les matériaux cimentés,
- absence d'échantillonnage du sol,
- matériel demandant une formation relativement évoluée des opérateurs.

Pour la mise en oeuvre du CPT une force de réaction est nécessaire à la pénétration des barres et de la pointe. Dans la majorité des cas le poids d'un camion (poids lourd) constitue cette force de réaction (Figure 1.7). Selon les recommandations internationales, les pénétromètres avec une surface de la pointe de  $10 \text{ cm}^2$  et une ouverture de  $60^\circ$  sont considérés comme les pénétromètres standards (voir [ISSMGE \(1999\)](#) et NF P 94-113 [Afnor](#)). A noter que des pointes de  $15 \text{ cm}^2$  sont également rencontrées couramment. Suivant ces mêmes recommandations la vitesse de pénétration est fixée à  $2 \text{ cm/s}$ . La lecture des données lors de la pénétration est réalisée soit, en continu soit, sur des intervalles de 10 à 20 cm selon la complexité des terrains rencontrés.

### 1.2.3 Paramètres déduits d'essais CPT et CPTU

Les deux paramètres principaux déduits d'un essai CPT sont :

- la résistance de pointe  $q_c$ , calculée comme le rapport de la force totale sous celle-ci  $Q_c$  sur la surface projetée de la pointe,
- le frottement latéral  $f_s$  déduit de la force totale appliquée sur le manchon de frottement  $F_c$  divisée par la surface de celui-ci  $A_s$ .

A cela s'ajoute la pression interstitielle  $u$  dans le cas d'un CPTU comme vu à la section 1.2.

Les profils CPT sont généralement représentés sous la forme de graphiques où, la profondeur est donnée sur l'axe vertical, et la résistance de la pointe  $q_c$ , et le frottement latéral  $f_s$ , et où la pression interstitielle  $u$ , correspondent à l'axe horizontal. La Figure 1.8 donne un exemple de profils CPT.

Ces profils peuvent être complétés, dans le cas de l'utilisation d'un CPTU, par la caractérisation ponctuelle (i.e. aux profondeurs désirées) du taux de dissipation des surpressions (ou

## 1.2 Pénétromètre statique (CPT)



FIGURE 1.7 – Exemple d'un dispositif de fonçage pour CPT Robertson and Cabal (2010).

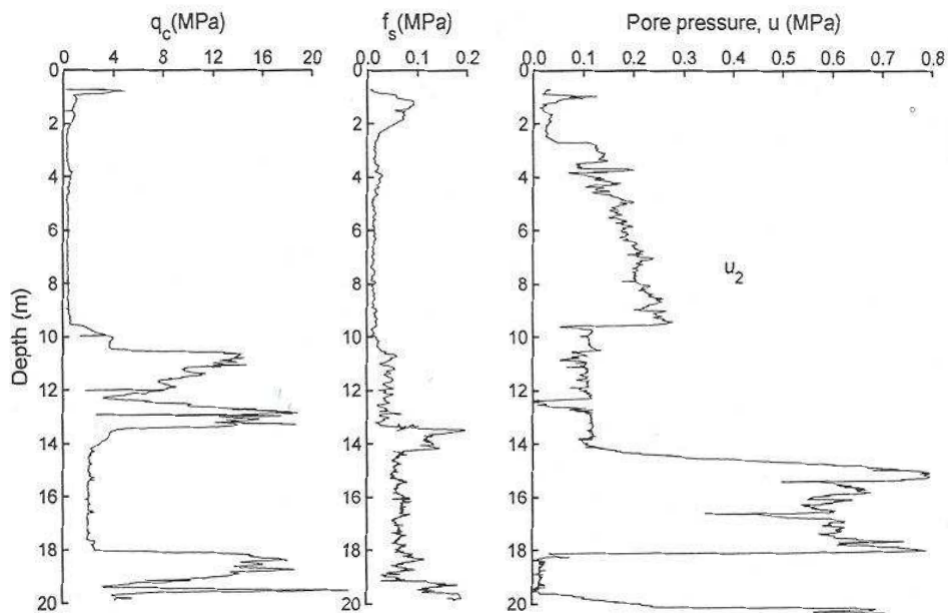


FIGURE 1.8 – Paramètres mesurés par CPT/CPTU Lunne et al. (1997).

sous-pressions) interstitielles ainsi que par la mesure de la pression interstitielle à l'équilibre (i.e. en l'absence de pénétration en cours). Cela consiste à effectuer un test de dissipation après l'arrêt de la pénétration : tout excès de pression interstitielle générée autour de la pointe, enregistré en continu, va commencer à se dissiper. Le taux de la dissipation dépend du coefficient de consolidation qui, à son tour, dépend de la compressibilité et de la perméabilité du sol ; il est également influencé par le diamètre de la pointe.

Le taux de dissipation est en général caractérisé par le temps  $t_{50}$  nécessaire pour atteindre une réduction de 50% de la surpression interstitielle comme le montre la figure 1.9 Robertson and Cabal (2010). Pour obtenir la pression interstitielle à l'équilibre  $u_0$  le test de dissipation doit être poursuivi jusqu'à dissipation totale des surpressions. Cela peut se produire rapidement dans

les sables, mais peut prendre de nombreuses heures dans les argiles plastiques [Robertson and Cabal \(2010\)](#).

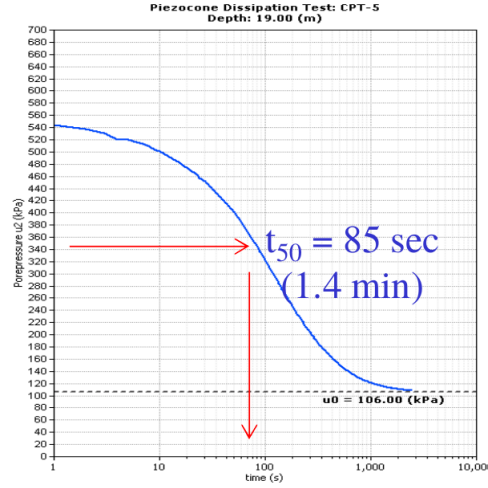


FIGURE 1.9 – Exemple d’essai de dissipation au CPTU, [Robertson and Cabal \(2010\)](#).

D’autres paramètres peuvent être déduits de ceux présentés ci-dessus. Ils sont utilisés en particulier pour l’identification des sols et leur classification selon leur nature, citons :

- $q_t$ , la résistance de la pointe corrigée des effets de la pression interstitielle
- $R_f$  ( $\cdot$ ), le rapport entre le frottement latéral et la résistance de pointe :

$$R_f = \frac{f_s}{q_c} \quad (1.1)$$

- $B_q$ , le rapport de pression interstitielle

$$B_q = \frac{\Delta u}{q_t - \sigma_{v_0}} \quad (1.2)$$

avec :

$$\Delta u = (u - u_0)$$

$u_0$ , la pression interstitielle du sol au repos

$\sigma_{v_0}$ , la contrainte verticale in-situ

#### 1.2.4 Interprétation d’essais de pénétration et classification des sols

Des corrélations empiriques entre des paramètres définis dans la partie précédente et la nature des sol ont conduit à renforcer l’utilisation du pénétromètre statique pour la caractérisation des sols [Robertson \(1986\)](#); [Mitchell \(1998\)](#). Typiquement, la figure 1.10 présente un exemple de stratigraphie d’un sol déduite de profils CPTU et du coefficient de frottement  $R_f$ .

[Begemann \(1965\)](#) a été la première personne à proposer le profilage du sol à partir de données de CPT avec une pointe mécanique. En particulier, il a proposé de s’appuyer sur la résistance de pointe  $q_c$  conjointement avec le frottement latéral tel qu’illustré sur la figure 1.3. Cela revient à considérer la valeur du coefficient de frottement  $R_f$ .

[Sanglerat et al. \(1974\)](#) a également proposé une classification des sols présentée sur la figure 1.4 qui prend en compte, en plus du coefficient de frottement  $R_f$  (échelle linéaire), la résistance de

## 1.2 Pénétromètre statique (CPT)

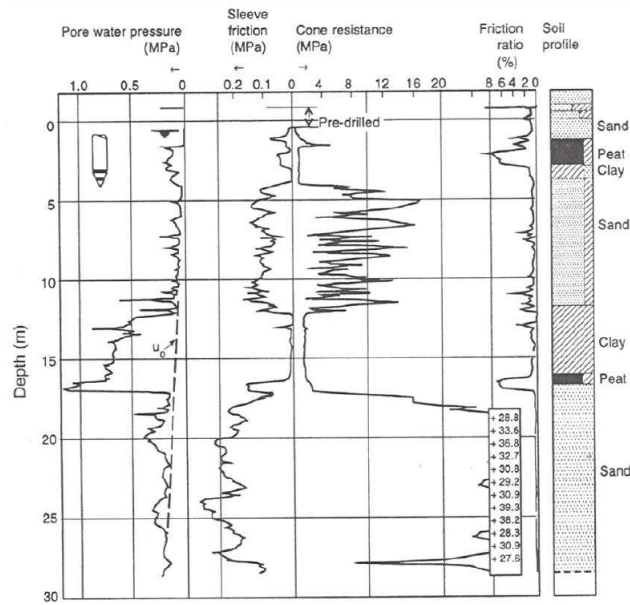


FIGURE 1.10 – Exemple de stratigraphie du sol par CPTU Zuidberg et al. (1982).

pointe  $q_c$  (échelle logarithmique).

Schmertmann (1978), toujours en s'appuyant sur le couple de valeur résistance de pointe-coefficient de frottement, a produit une classification à partir de données récoltées essentiellement en Floride du centre-nord et détaillant, en particulier, différentes classes d'argile en fonction de leur état de consolidation.

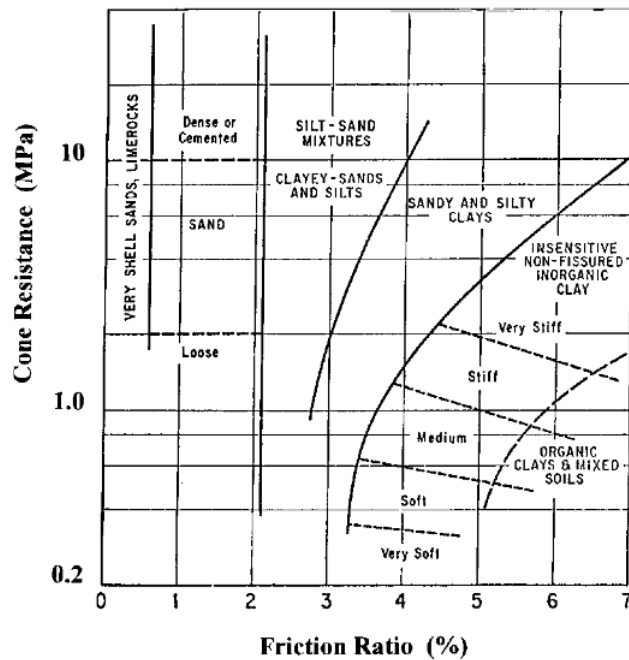


FIGURE 1.11 – Classification du sol par CPT mécanique d'après Schmertmann (1978).

Douglas (1981) et Olsen ont montré que les sols sablonneux ont tendance à présenter une résistance élevée aux cônes et un faible coefficient de frottement, alors que l'inverse est observé pour les sols argileux mous. De plus, les sols organiques comme la tourbe sont indiqués comme ayant une très faible résistance de la pointe et un coefficient de frottement très élevé. Les sols avec faible résistance (de la pointe) et faible coefficient de frottement sont présentés dans la catégorie des sols sensibles. Des sols avec un rapport de consolidation élevé ont une plus grande résistance de la pointe et un coefficient de frottement aussi élevé. Voir la figure 1.12.

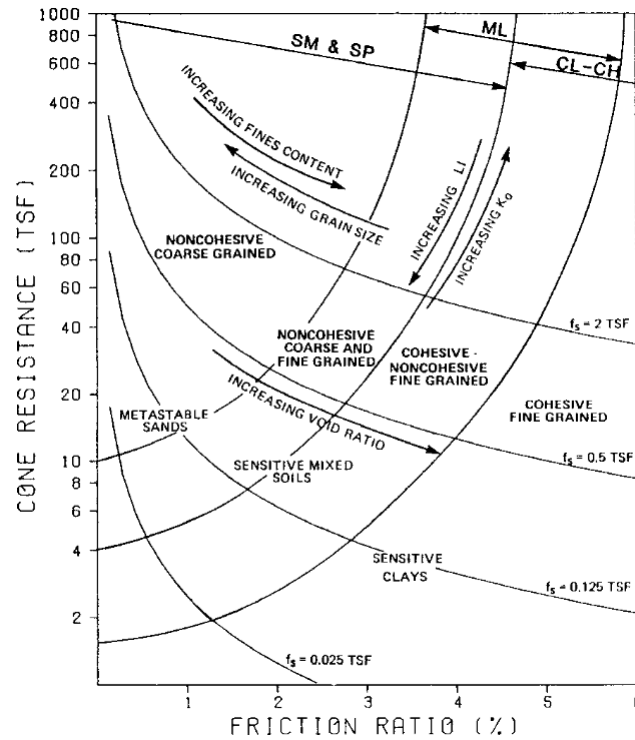


FIGURE 1.12 – Classification du sol par CPT d'après Douglas (1981).

Robertson (1986) et al, ont été les premiers à utiliser le CPTU pour classifer les sols. Plus tard Robertson (1990) a présenté des raffinements de ces classifications qui utilisent entre autres les paramètres  $B_q$  et  $q_t$  tel que présenté sur la figure 1.13.



### 1.3 Évaluation du risque de liquéfaction par vibrocône

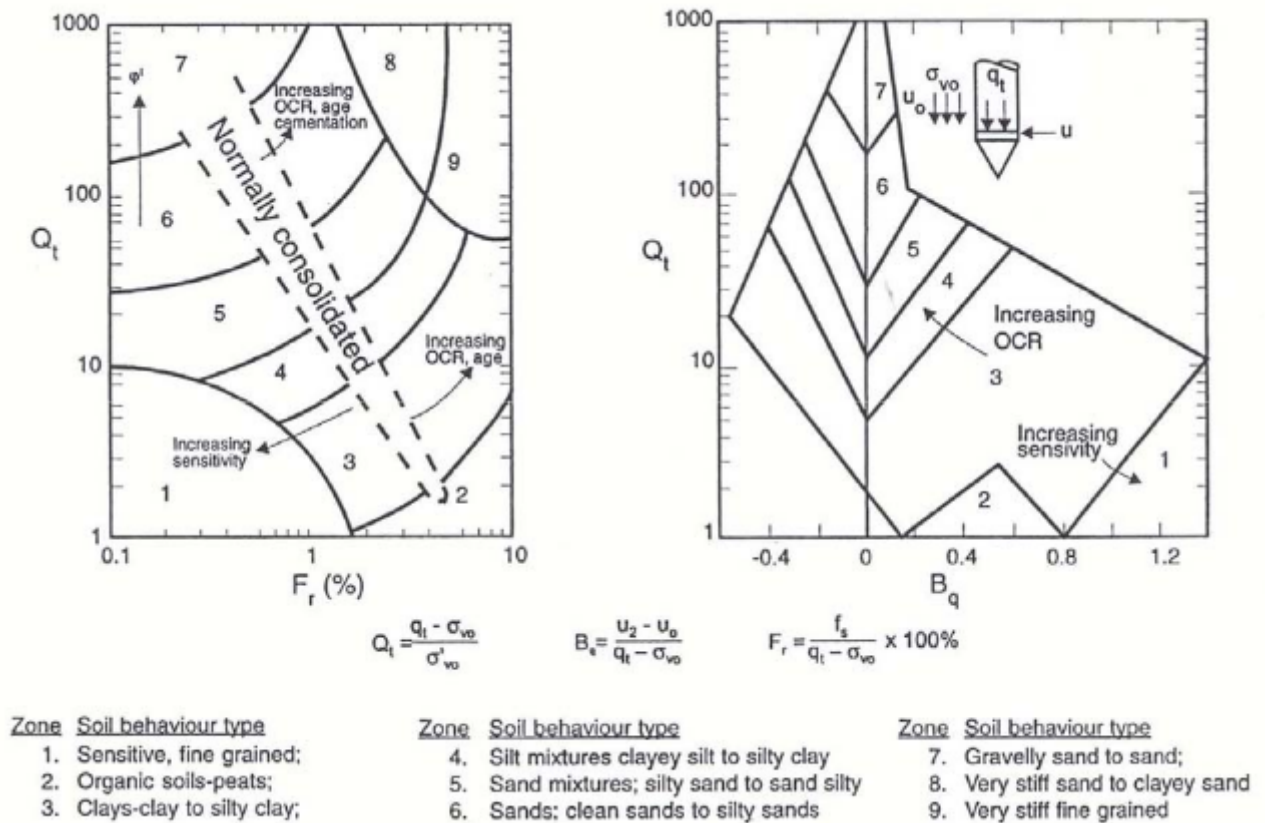


FIGURE 1.13 – Classification des sols selon Robertson *et al.* Robertson (1990).

### 1.3 Évaluation du risque de liquéfaction par vibrocône

La liquéfaction des sols reste un problème majeur pour les ouvrages construits sur les sols constitués de sable Robertson (2004). Les séismes de Niigata en 1964 et Kobe en 1995 ont montré les dégâts qui peuvent résulter de la liquéfaction du sol. Le risque de liquéfaction peut actuellement être évalué sur la base d'essais de laboratoire et d'essais in-situ. Les données de ces essais in-situ sont en général interprétées par le biais de corrélations qui introduisent une incertitude et conduisent à un certain conservatisme et donc, une surestimation du risque.

Toutefois, les essais de laboratoire tels que le triaxial cyclique ou l'essai de cisaillement cyclique donnent de bonnes estimations mais la difficulté est qu'ils nécessitent d'obtenir des échantillons non-remaniés et aussi d'être en mesure de reproduire les conditions initiales du sol. Concernant les essais in-situ, le SPT (Standard Penetration Test) et le CPT (Cone Penetration Test) sont utilisés Robertson and Wride (1997); Kulhawy and Mayne (1990).

Le sismocône, développé par Campanella (1994), est un CPT équipé des géophones qui permet de mesurer la résistance de pointe et spécialement la vitesse des ondes de cisaillement ( $V_s$ ) qui est un bon indicateur pour les risques liés aux séismes.

Citons le vibrocône qui consiste en un CPTU équipé d'une unité de production de vibrations. Le premier modèle a été développé au Japon par Sasaki and Koga (1982). L'unité de production de vibrations permet d'appliquer sur le sol une force horizontale de manière périodique avec une fréquence de 200 Hz (figure 1.14). La figure 1.15 montre deux essais. Le premier essai a été réalisé sur un site où le sol a été liquéfié lors d'un précédent séisme et le deuxième sur un site où le sol n'ayant pas été liquéfié lors du même séisme. Les résultats présentent une baisse significative de la résistance de pointe avec vibration ( $q_{cd}$ ) dans le sol qui a déjà été liquéfié, baisse qui ne se



retrouve pas sur le site qui n'a pas été liquéfié lors du séisme. 1.15. Cette application a montré la faisabilité de cette méthode vis à vis des risques de liquéfactions.

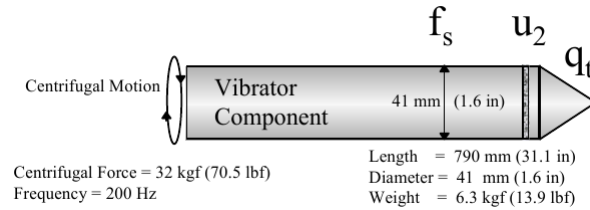


FIGURE 1.14 – Schéma de la pointe vibrocone Sasaki and Koga (1982).

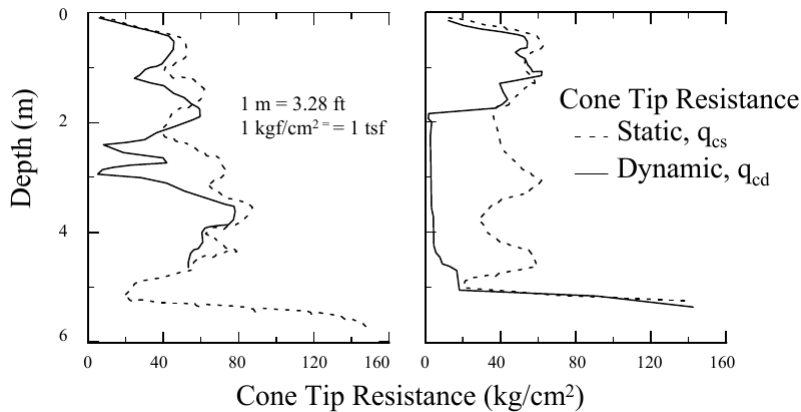


FIGURE 1.15 – Comparaison d'essais de pénétration statique avec et sans vibrations : cas, à gauche, d'une zone non sensible à la liquéfaction et cas, à droite, d'une zone sensible à la liquéfaction Sasaki et al. (1984).

D'autres modèles de vibrocône ont été également développés. Mayne (2000) a fait une liste des évolutions des vibrocônes avec leurs caractéristiques présentées sur la figure 1.16. La difficulté de mise en place et réalisation des essais n'a pas permis à ces méthodes de passer en étape industrielle et les essais comme CPTU et CPTU sismique ont présenté des coûts moins onéreux et la rapidité de mise en place plus grande par rapport aux vibrocônes.

Country	Author(s)	Details	Results
Japan	Sasaki & Koga, 1982 Sasaki et al., 1984 (PWRI)	<ul style="list-style-type: none"> <li>Down-hole vibration at 200 Hz</li> <li>32 kgf horizontal centrifugal force</li> </ul>	Reduction in $q_c$ reflected possible liquefiable zones
Japan	Teparaksa, 1987 (PWRI)	<ul style="list-style-type: none"> <li>Down-hole vibration at 200 Hz</li> <li>80 kgf horizontal centrifugal force</li> </ul>	Compared sister sets of static and dynamic soundings
Canada	Moore, 1987 (UBC)	<ul style="list-style-type: none"> <li>Vibration applied at top of rods</li> <li>Vertical force at 75 Hz frequency</li> </ul>	Shoulder pore pressures did not identify liquefiable layers
Italy	Mitchell, 1988 Piccoli, 1993 (ISMES)	<ul style="list-style-type: none"> <li>Down-hole horizontal vibration</li> <li>200 Hz</li> </ul>	Qualitative interpretation of tip resistances
USA	Wise, et al. (1999) Schneider, et al. (1999)	<ul style="list-style-type: none"> <li>Downhole vertical-impulses (5 Hz)</li> <li>Midface porewater pressures</li> </ul>	Increased porewater pressures in liquefiable layers

FIGURE 1.16 – Evolution et caractéristiques des différents vibrocônes développés Mayne (2000).

### 1.4 Modèles d'essais de pénétration statique

D'après [Yu and Mitchell \(1998\)](#) trois approches différentes peuvent être considérées afin d'étudier les processus physiques et les mécanismes mis en jeu lors de la pénétration de la pointe dans un sol en régime quasi-statique :

1. l'utilisation de modèles physiques de laboratoire,
2. l'application de méthodes analytiques et semi-analytiques,
3. les approches basées sur des modèles numériques.

#### 1.4.1 Modèle physique de laboratoire : la chambre de calibration

La chambre de calibration constitue un outil très efficace pour étudier les essais in-situ [Salgado et al. \(1998\)](#); [Huang et al. \(2004a\)](#), sous des conditions strictement contrôlées (matériaux, densité, état de contrainte, conditions limites). Les résultats obtenues en chambre de calibration sont en général utilisés pour établir des corrélations entre la mesure de la résistance de pointe et les caractéristiques mécaniques du sol. Le frottement autour du manchon de frottement  $f_s$  est également mesuré lors de la pénétration, mais il n'y a pas de relation proposée entre  $f_s$  (obtenues de CC) et les propriétés mécaniques du sol.

Plusieurs chambres de calibration ont été installées autour du monde. Les chambres de calibration varient selon leurs dimensions (hauteur et diamètre), les types de conditions limites imposables ou contrôlables (contrainte ou déformation), les modes de mise en place des matériaux, ainsi que la possibilité de jouer sur la saturation et le drainage du matériau. [Ghionna and Jamiolkowski \(1991\)](#) ont présenté une liste exhaustive des chambres de calibration autour du monde, cette liste a été complétée par [Hsu and Huang \(1999\)](#) et est présentée sur la figure 1.17.

[Schnaid \(1990\)](#) a discuté des avantages de l'utilisation de chambres de calibration résumés ci-dessous :

- reproductibilité des échantillons dont la constitution est similaire à un dépôt par sédimentation,
- homogénéité des échantillons et contrôle de l'état de densité (i.e. possibilité d'accéder à différents états de densité),
- contrôle précis des contraintes horizontales et verticales,
- possibilité de simulation de l'historique de chargement de l'échantillon.

Malgré ces avantages, les conséquences des dimensions nécessairement limitées des chambres de calibration, et des conditions limites qui leur sont associées, sont à considérer avec attention. En effet, on observe une variation de mesures (résistance de pointe en particulier) en chambre de calibration pour un même sol mais de tailles différentes de la pointe (pour une taille unique de la chambre de calibration). Le rapport  $R_d$  du diamètre de la chambre de calibration ( $D_{cc}$ ) sur le diamètre de la pointe ( $d_c$ ) a donc été le sujet de différentes recherches. Par ailleurs, [Parkin and Lunne \(1982\)](#), [Salgado et al. \(1998\)](#) et [Huang and Hsu \(2005\)](#) ont identifié quatre types de contrôle des conditions limites ( $BC_1$ ,  $BC_2$ ,  $BC_3$  et  $BC_4$ ) en chambre de calibration, telles que présentées sur la figure 1.18, fonction du contrôle en contrainte ou en déformation (déformation imposée nulle) sur les parois verticales ou horizontale.

[Been et al. \(1988\)](#) ont montré que les conditions limites horizontales supérieures et inférieures de la chambre de calibration ont des effets mineurs sur les résultats d'essais CPT. [Parkin and Lunne \(1982\)](#) ont utilisé deux chambres de calibration de tailles différentes ainsi que des pointes de diamètres différents afin de vérifier les effets de conditions limites. Les résultats ont montré que pour les échantillons de sols mous, l'effet de la taille de la chambre de calibration et les conditions limites ne sont pas importants. En revanche, pour les échantillons de sols denses, des effets importants ont été montrés. [Lunne et al. \(1983\)](#) ont montré qu'avec un rapport  $R_d$  entre le diamètre de la chambre de calibration et celui de la pointe supérieure à 50, la différence entre la

Calibration chamber (Owner and location)	Specimen diameter (m)	Specimen height (m)	Boundary conditions		
			Radial	Bottom	Top
Country Roads Board, Australia	0.76	0.91	Flexible	Cushion	Rigid
University of Florida, U.S.A.	1.20	1.20	Flexible	Cushion	Rigid
Monash University, Australia	1.20	1.80	Flexible	Cushion	Rigid
Norwegian Geotechnical Institute	1.20	1.50	Flexible	Cushion	Rigid
ENEL-CRIS, Milano, Italy	1.20	1.50	Flexible	Cushion	Rigid
ISMES, Bergamo, Italy	1.20	1.50	Flexible	Cushion	Rigid
University of California, Berkeley, U.S.A.	0.76	0.80	Flexible	Rigid	Rigid
University of Texas at Austin, U.S.A.	Cube 2.1x2.1x2.1		Flexible	Flexible	Flexible
University of Houston, U.S.A.	0.76	2.54	Flexible	Cushion	Cushion
North Carolina State University, U.S.A.	0.94	1.00	Flexible	Rigid	Rigid
Louisiana State University, U.S.A.	0.55	0.80	Flexible	Flexible	Rigid
Golder Associates, Calgary, Canada	1.40	1.00	Flexible	Rigid	Cushion
Virginia Polytechnic Institute and State University, U.S.A.	1.50	1.50	Flexible	Rigid	Rigid
University of Grenoble, France	1.20	1.50	Flexible	Cushion	Cushion
Oxford University, U.K.	0.90	1.10	Flexible	Cushion	Rigid
University of Tokyo, Japan	0.90	1.10	Flexible	Rigid	Rigid
University of Sheffield, U.K.	0.79	1.00	Flexible	Rigid	Flexible
Cornell University, U.S.A.	2.10	2.90	Flexible	Rigid	Rigid
Waterways Experiment Station, U.S.A.	0.80-3.00	Variable	Flexible	Rigid	Rigid
National Chiao-Tung University, Taiwan	0.51	0.76	Flexible	Rigid	Rigid
National Chiao-Tung University, Taiwan	0.79	1.60	Flexible	Flexible	Flexible

FIGURE 1.17 – Chambres de calibration autour du monde Hsu and Huang (1999).

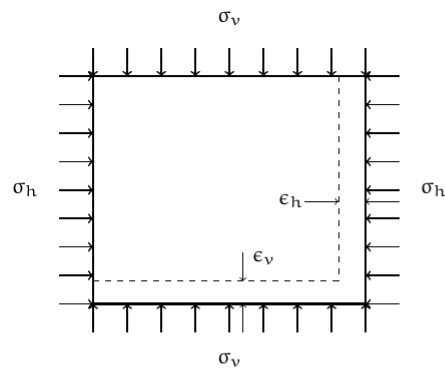
résistance de pointe mesurée en chambre de calibration et sur le terrain est faible. Mayne (1991) et al ont proposé une méthode pour corriger les effets de taille et de conditions limites. Ils ont supposé que pour un rapport  $R_d > 70$  est nécessaire pour éviter ces corrections.

## 1.4.2 Méthodes analytiques et semi-analytiques

### 1.4.2.1 Méthode de la capacité portante

La méthode de la capacité portante a été l'une des premières méthodes utilisées pour analyser la pénétration d'un cône dans le sol. Cette méthode suppose que la résistance de pointe soit égale à la charge de rupture d'une fondation profonde de section circulaire. Dans ce cadre là, Durgunoglu and Mitchell (1973) ont trouvé une solution relativement simple dans le sens où elle peut être facilement mise en œuvre par un praticien familiarisé avec les calculs de capacité portante des fondations. Cependant, Yu and Mitchell (1998) ont souligné que la théorie de la capacité portante appliquée à la modélisation de la pénétration dans le sable ne prend pas en compte la rigidité du sol et son changement de volume. Dans la solution de Durgunoglu and Mitchell (1973), un mécanisme de rupture a été utilisé pour dériver une solution en déformation plane. Suite à cela, un facteur de forme empirique a été appliqué pour prendre en compte la géométrie axisymétrique typique d'un problème de pénétration de pointe conique (figure 1.19).

## 1.4 Modèles d'essais de pénétration statique



	top and bottom boundary		lateral boundary	
	stress	strain	stress	strain
BC1	constant	-	constant	-
BC2	-	0	-	0
BC3	constant	-	-	0
BC4	-	0	constant	-

FIGURE 1.18 – Types de conditions limites en chambre de calibration [Salgado et al. \(1998\)](#).

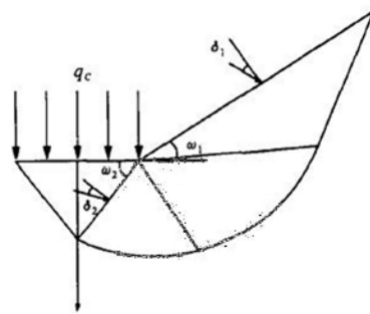


FIGURE 1.19 – Méthode de la capacité portante [Yu and Mitchell \(1998\)](#).

### 1.4.2.2 Méthode de l'expansion de cavité

L'analyse de l'essai de pénétration sur la base d'un problème d'expansion de cavité a été introduite par [Bishop et al. \(1945\)](#) après avoir remarqué que la pression nécessaire pour créer un trou en profondeur dans un milieu élasto-plastique est proportionnelle à celle nécessaire pour élargir une cavité de même volume dans les mêmes conditions. L'utilisation de la méthode d'expansion de cavité pour prévoir la résistance de pointe nécessite deux "ingrédients" :

- (i) une solution théorique (analytique ou numérique) de pression limite pour l'expansion de la cavité dans les sols,
- (ii) une relation entre la pression limite de la cavité et la résistance de la pointe.

La méthode d'expansion de cavité présente l'avantage de prendre en compte les déformations élastiques et plastiques du sol lors de la pénétration et, de manière plus approximative, l'influence

du processus de pénétration du cône sur l'état de contrainte initiale ainsi que l'effet de la rotation des contraintes qui se produit autour de la pointe du cône [Yu and Mitchell \(1998\)](#), voir figure 1.20.

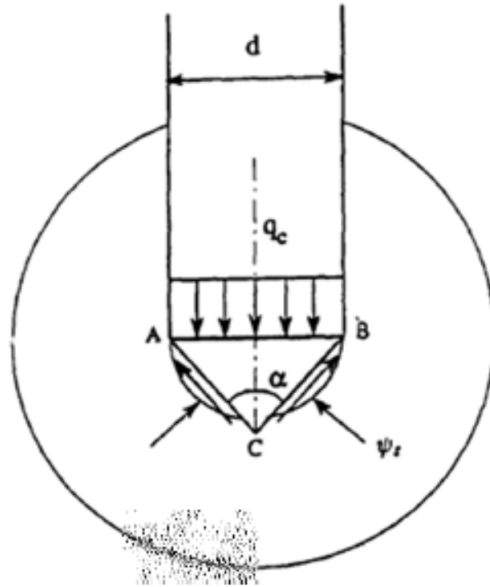


FIGURE 1.20 – Méthode d'expansion de cavité [Yu and Mitchell \(1998\)](#).

### 1.4.2.3 Méthode du chemin de déformation

La méthode du chemin de déformation, connue sous le nom de théorie de l'état stable, est une analyse approximative permettant de prévoir les perturbations du sol causées par des pénétromètres dans le sol et de définir la résistance de pointe. Le sol est traité comme un fluide visqueux et le champ d'écoulement est établi à partir d'une fonction potentielle. L'hypothèse principale considère que les déformations et les champs de déformation provoqués au cours de la pénétration sont cinématiquement contraints et peuvent être estimés indépendamment des propriétés constitutives réelles du sol environnant en différenciant la vitesse d'écoulement. Ainsi, les déformations du sol sont indépendantes de la résistance au cisaillement du sol. À cause de cela, le processus de pénétration est devenu essentiellement un problème contrôlé en déformation [Baligh \(1985\)](#); [Baligh and Levadoux \(1986\)](#).

La méthode du chemin de déformation est considérée comme étant meilleure que la théorie de l'expansion de la cavité car il applique la nature bidimensionnelle du mécanisme de pénétration de CPT. Cependant, la méthode du chemin de déformation n'a pas été entièrement adoptée comme ses équations d'équilibre ne sont pas entièrement satisfaites en ce sens qu'elles ne fournissent qu'une solution d'approximation. De plus, la méthode du chemin de déformation n'a fait ses preuves que pour les analyses de CPT dans les argiles non drainées.

### 1.4.3 Modèles numériques

L'essai de pénétration statique (CPT) est un problème aux conditions limites, difficile à modéliser car il implique des conditions aux limites mobiles, de grandes déformations, un comportement non-linéaire des matériaux ainsi qu'un comportement particulier à l'interface. Les méthodes numériques sont aujourd'hui utilisées de manière courante et présentent comme avantage de pouvoir définir des états de contrainte initiaux, de décrire la rigidité et la compressibilité du sol, les états de contrainte initiaux peuvent être prescrits, une augmentation de la contrainte lors de

## 1.4 Modèles d'essais de pénétration statique

la pénétration peut être facilement évaluée, le comportement discret des milieux granulaires est modélisé (DEM), la micro-mécanique est étudiée (DEM).

### 1.4.3.1 Modèles basés sur la Méthode des Éléments Finis

A partir des années 80 la méthode des éléments finis a été utilisée pour analyser l'essai de pénétration statique. Des chercheurs tels que [De Borst \(1982\)](#) et [Griffiths \(1982\)](#) ont fait des analyses de petites déformations, dans lesquelles le cône est introduit dans un trou pré-percé, avec le sol environnant encore à son état de contrainte in situ. Ensuite, une valeur incrémentale du calcul de l'affaissement plastique est effectuée et la charge d'affaissement est supposée être égale à la résistance de la pointe. Une analyse en grandes déformations prenant en compte les conditions initiales du sol lorsque le pénétromètre s'insère dans le sol a été présentée par [Budhu and Wu \(1992\)](#). La première étude en grande déformation dans les matériaux frottants a été introduite par [Cividini and Gioda \(1988\)](#). Ils ont expliqué la similarité de l'expansion de la cavité avec le processus de pénétration dans le sol au moyen d'un modèle d'éléments finis. Ils ont également souligné l'importance de changer la condition limite à l'extrémité de la pointe. [Susila and Hryciw \(2003\)](#) ont utilisé une formulation lagrangienne modifiée avec une technique de maillage auto-adaptative pour modéliser le CPT dans le sable normalement consolidé. La technique a été utilisée pour observer les grandes déformations autour de la pointe [1.21](#).

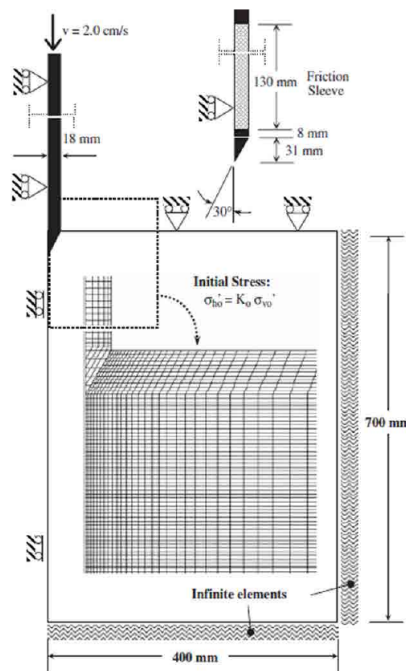


FIGURE 1.21 – Méthode élément fini, la maillage, la géométrie et les conditions limites, [Susila and Hryciw \(2003\)](#).

[Huang et al. \(2004b\)](#) ont aussi utilisé la méthode des éléments finis avec une formulation lagrangienne modifiée pour étudier le CPT dans le sable. Ils ont supposé le cône comme rigide et le sol comme élastique parfaitement plastique selon le critère de rupture de Mohr-Coulomb. Ils ont effectué une étude paramétrique sur l'effet du module de cisaillement, de l'angle de frottement interne et de l'angle de dilatance sur la résistance de pointe et la zone plastifiée autour de la pointe. Les résultats ont montré un bon accord avec ceux issus de la méthode de l'expansion de cavité [1.22](#).

[Ahmadi \(2000\)](#) et [Ahmadi et al. \(2005\)](#) ont présenté une procédure de modélisation pour évaluer

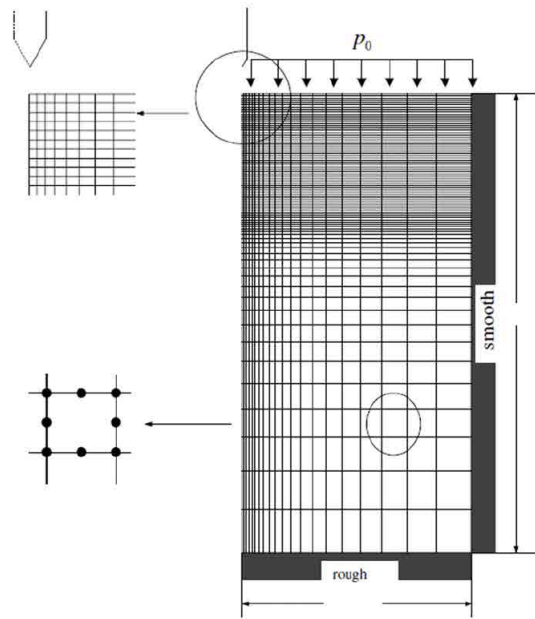


FIGURE 1.22 – Méthode FEM, procédure de maillage, [Huang et al. \(2004b\)](#).

la résistance de pointe dans le sable. La procédure implique une frontière mobile simulant la pénétration du cône. Le sol est modélisé comme un matériau élasto-plastique avec un critère de Mohr–Coulomb. La prédiction numérique de la résistance de pointe a été comparée avec des mesures expérimentales issues d’essais en chambre de calibration. Il s’agissait de 59 essais sur le sable de Ticino avec différents états de densités, de consolidations, de contraintes, et de conditions aux limites. L’analyse a montré que la contrainte horizontale in-situ est un facteur majeur jouant sur la résistance de pointe. Autrement dit, pour des valeurs de contraintes verticales différentes mais pour une contrainte horizontale gardée identique, des résistances de la pointe similaires ont été obtenues [1.23](#).

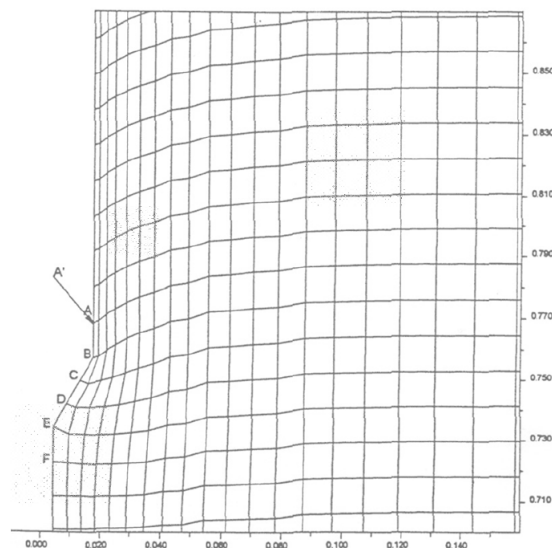


FIGURE 1.23 – Méthode FEM, maillage spécial autour de la pointe pour analyser la déformation, [Ahmadi \(2000\)](#) et [Ahmadi et al. \(2005\)](#).



## 1.4 Modèles d'essais de pénétration statique

### 1.4.3.2 Modèles basés sur la Méthode des Eléments Discrets

La méthode des éléments discrets (DEM) est une alternative prometteuse aux solutions plus conventionnelles comme la méthode des éléments finis (FEM) pour l'analyse de problèmes aux conditions limites impliquant des grandes déformations. La DEM a été développée par [Cundall and Strack \(1979\)](#) et est basée sur l'interaction mécanique de corps discontinus. Le comportement du sol est modélisé comme le résultat des propriétés de l'assemblage de particules et de leurs contacts mutuels. Dans cette méthode sans maillage aucune approche ad hoc pour définir les interactions cône-sol n'est nécessaire. Une caractéristique intrinsèque de la DEM est la capacité d'établir et de rompre des contacts. Par conséquent, la DEM est bien adaptée à la modélisation de problèmes impliquant des grandes déformations ou des grands déplacements. Cependant, une limite de la DEM est son coût de calcul élevé qui est directement lié au nombre de particules.

[Huang and Ma \(1994\)](#) ont développé un modèle numérique DEM d'essai CPT et l'effet de profondeur des pénétrations dans le sable par rapport à l'historique de chargement du matériau. Leurs résultats ont montré que le mécanisme de pénétration et la dilatation du sol dans un matériau granulaire sont affectés par son historique de chargement. [Jiang et al. \(2006\)](#) ont étudié le CPT en milieu granulaire en mettant l'accent sur l'effet du frottement aux interfaces sol-pointe. Un modèle DEM 2D a été utilisé pour effectuer les simulations, ils les ont considéré comme symétrique par rapport à l'axe de la pointe et ils ont présenté la moitié du sol et la pointe en simulation comme montré sur la figure 1.24. Les auteurs ont utilisés des particules de forme circulaire. 10 000 particules ont été utilisées pour couvrir un domaine de hauteur  $16R$  et de largeur  $17,5R$  ( $R$  étant le rayon de la pointe). Le compactage de l'assemblage granulaire a été réalisé suivant la méthode dite multi-couche sous compaction [Jiang et al. \(2003\)](#).

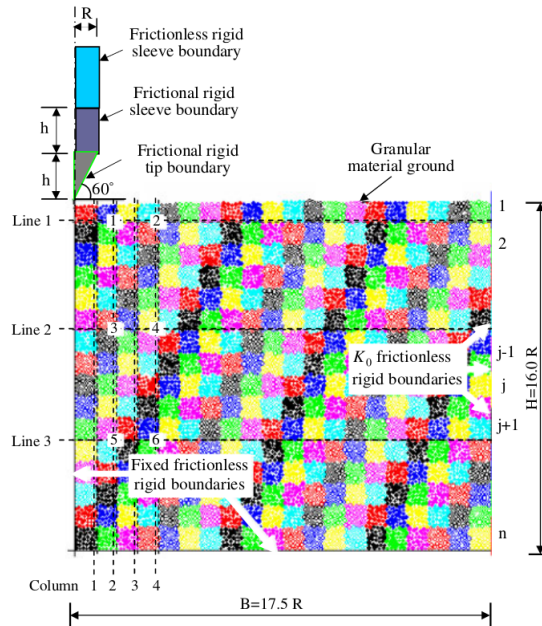


FIGURE 1.24 – Modèle DEM 2D de CPT et conditions aux limites utilisées par [Jiang et al. \(2006\)](#).

Deux séries de simulation d'essais CPT ont été réalisées en appliquant différents frottements entre la pointe et le sol. Pendant la pénétration la résistance de pointe, les chemins de déformation, les chemins de déplacement, les champs de vitesse des particules et de contrainte ont été analysés. Les résultats montrent que la résistance de la pointe augmente avec la profondeur et après elle stabilise et également avec l'accroissement du frottement entre la pointe et le sol.



Il a également été montré que la pénétration conduit à des gradients élevés de déplacement et de champs de vitesse près de la pointe. Enfin, il a été observé que les contraintes dans le milieu granulaire à proximité de la pointe augmentent au passage de la pointe de leurs valeurs initiales jusqu'à des valeurs de contraintes maximales plus élevées pour ensuite se stabiliser à des valeurs légèrement supérieures aux contraintes initiales (cycle de chargement/déchargement).

[Breul et al. \(2009\)](#) ont réalisé des simulations 3D en éléments discrets dans les matériaux grossiers comme le ballast sur la base du code PFC3D. L'objectif était de valider la corrélation entre la résistance de la pointe et la densité du sol. Le sol a été modélisé par des particules sphériques. Les parois limites du domaine ont été considérées comme rigide et sans frottement. Le compactage de l'assemblage granulaire a été réalisé en utilisant la méthode d'expansion radiale des particules (au nombre de 1800 à 2200) pour atteindre des indices des vides de 0,72 à 0,54 tels que présenté sur la figure 1.25. Les simulations ont été réalisées avec une vitesse de pénétration de 100mm/s. La comparaison entre les résultats numériques et expérimentaux de la résistance de pointe en fonction de la densité a montré un bon accord (Figure 1.26). Cependant les valeurs simulées de la résistance de la pointe  $q_d$  sont légèrement plus faibles que celles expérimentales.

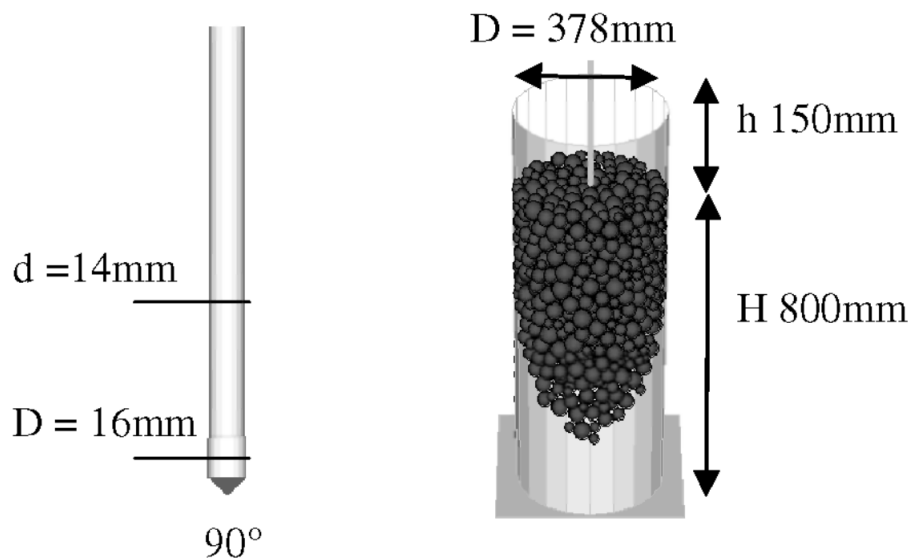


FIGURE 1.25 – Géométrie et caractéristiques de modèle DEM selon [Breul et al. \(2009\)](#).

[Arroyo et al. \(2011\)](#) et [Butlanska et al. \(2013\)](#) ont développé un modèle numérique de CPT en chambre de calibration dite « virtuelle » en utilisant le code PFC 3D. Les résultats numériques ont été comparés avec ceux obtenus expérimentalement en chambre de calibration conduits par [Jamiolkowski et al. \(2003\)](#). Les particules utilisées pour les simulations sont des sphères. Leurs rotations ont été bloquées pour permettre de se rapprocher du comportement mécanique d'un sable constitué de particules anguleuses. Le diamètre de ces sphères est 50 fois plus grand que la taille typique des grains du sable de Ticino avec  $d_{50} = 26,5$  mm. La figure 1.27 montre la géométrie de la chambre de calibration et de la pointe. Les effets de la densité et des conditions d'état de contrainte radiale ont été exploités et comparés aux cas expérimentaux.

[Falagush et al. \(2015\)](#) ont également développé un modèle numérique d'essai CPT avec un code DEM 3D. Ils ont opté pour une description partielle de la chambre de calibration en ne représentant qu'un secteur angulaire de cette dernière (voir les figures 1.28 et 1.29) et la variation de taille des particules pour réduire le poids des calculs tout en limitant l'impact sur la résistance de

## 1.4 Modèles d'essais de pénétration statique

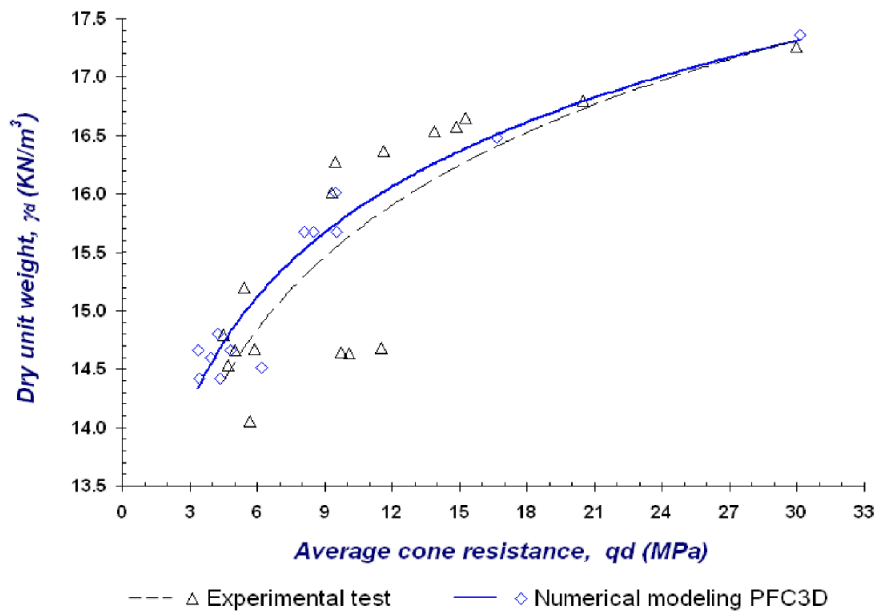


FIGURE 1.26 – Comparaison entre la résistance de pointe  $q_d$  simulée et expérimentale en fonction de la densité du sol, d'après Breul et al. (2009).

pointe simulée. Les conditions de la densité initiale et le coefficient de frottement entre particules ont montré une influence importante sur les résultats. Les solutions analytiques telles que l'expansion de cavité ont été utilisées pour estimer la résistance de pointe, les résultats numériques ont montré un bon accord avec les mesures d'expérimentales.

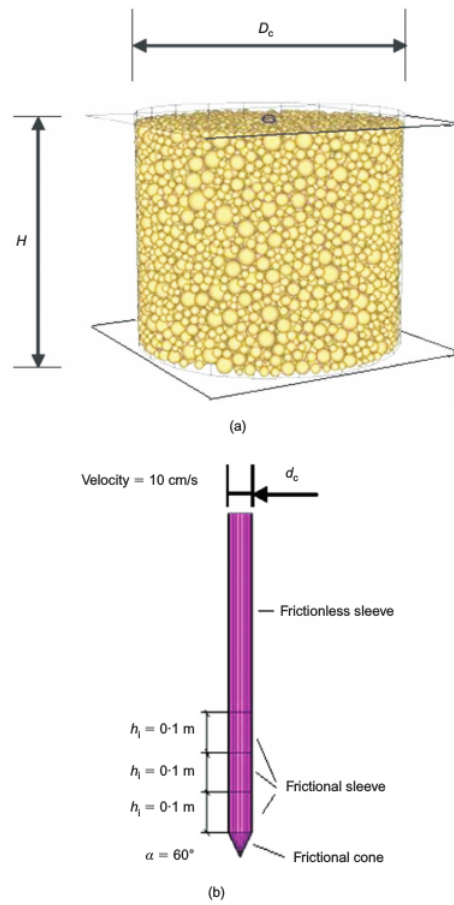


FIGURE 1.27 – a) Représentation de la chambre de calibration virtuelle et b) Modèle numérique de la pointe par [Arroyo et al. \(2011\)](#).

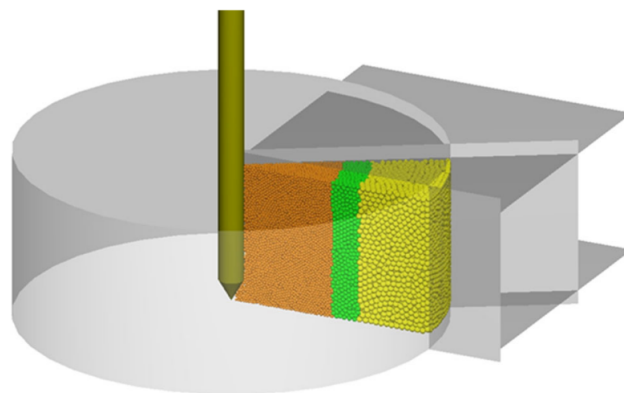


FIGURE 1.28 – Représentation numérique par DEM d'un secteur angulaire d'ouverture  $30^\circ$  d'une chambre de calibration [Falagush et al. \(2015\)](#).

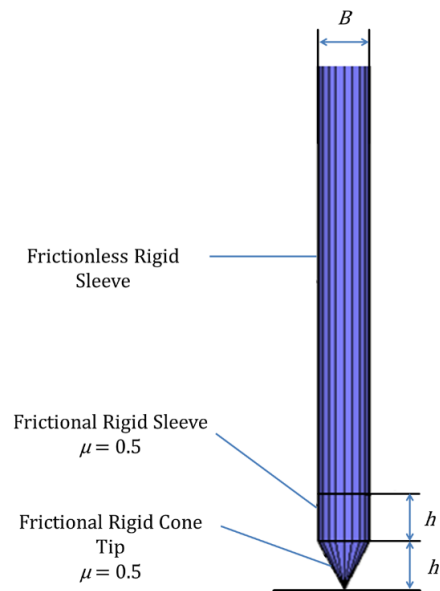


FIGURE 1.29 – Géométrie et conditions limites de frottement du modèle numérique de pointe utilisé par Falagush et al. (2015).

## 1.5 Méthode des éléments discrets (DEM)

La méthode des éléments discrets (DEM) est une approche prometteuse pour étudier le comportement des milieux granulaires. Cette approche a été initiée par [Cundall and Strack \(1979\)](#). Elle est basée sur un schéma numérique explicite dans lequel les interactions entre les particules indépendantes sont actualisées au cours de la déformation du milieu, à chaque itération temporelle. Les particules sont considérées comme des éléments rigides qui peuvent se chevaucher légèrement aux points des contacts, ce qui peut être vu comme une traduction de la déformation de particules.

### 1.5.1 Cycle de calcul

Le processus de calcul de la DEM est schématisé sur la Figure 1.30. Chaque cycle numérique inclue l'application d'une part, de la loi force-déplacement aux contacts et d'autre part, de la deuxième loi de Newton sur les déplacements. Ce processus s'effectue en deux étapes :

1. détection de la liste des interactions et calcul des forces de contact : deux particules sphériques sont en contact si la distance entre leurs centres est inférieure à la somme des rayons de références. Des lois d'interaction sont ensuite appliquées localement pour chaque contact afin de calculer les forces ( $F_i$ ) et les moments ( $M_i$ ) d'interaction.
2. calcul de la position des particules : la deuxième loi de Newton s'applique pour chaque élément discret (sphères dans notre cas) pour déterminer l'accélération résultante de la particule, qui est ensuite intégrée deux fois par rapport au temps, pour retrouver les nouvelles positions et orientations des particules selon  $x, y, z$ . Un schéma aux différences finies centrées du second ordre est utilisé pour cette opération.

Après ces deux étapes, les positions des particules et la liste des interactions seront mises à jour et de nouvelles forces seront calculées pour l'étape suivante. Ce procédé de calcul est répété jusqu'à ce que le temps final de la simulation soit atteint.

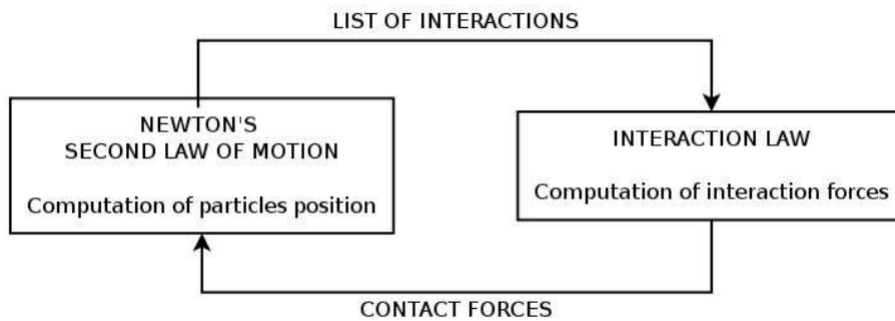


FIGURE 1.30 – Cycle de calcul en DEM

### 1.5.2 Loi d'interaction

#### 1.5.2.1 Loi d'interaction élastique frottante

La définition d'une loi d'interaction entre deux particules constitue un aspect central d'un modèle DEM. Le comportement simulé est largement déterminé par le choix de la loi de contact et de ses paramètres. L'une des forces de la DEM est sa capacité à reproduire des comportements mécaniques complexes, en utilisant peu de paramètres mécaniques. La définition d'une loi de contact simple mais pertinente est donc primordiale.

## 1.5 Méthode des éléments discrets (DEM)

La loi de contact la plus classique, illustrée dans la Figure 1.31, a été introduite par **Cundall and Strack (1979)**. La raideur du contact entre deux sphères dans le domaine élastique est modélisée par des ressorts normaux et tangentiels caractérisés respectivement par la rigidité normale ( $K_n$ ) et la rigidité tangentielle ( $K_s$ ), toutes deux constantes. Un patin frottant est placé en série avec le ressort tangentiel, caractérisé par l'angle de frottement  $\varphi_c$ . Cette loi correspond à un comportement élastique parfaitement plastique avec frottement de Coulomb. Ainsi, les forces de contact normales  $\vec{F}_n$  et tangentielles  $\vec{F}_s$  sont définies par :

$$\vec{F}_n = k_n \delta_n \vec{n} \quad (1.3)$$

$$\Delta \vec{F}_s = -k_s \Delta \vec{U}_s \text{ avec } \|\vec{F}_s\| \leq \|\vec{F}_n\| \tan \varphi_c \quad (1.4)$$

où  $\vec{n}$  est la normale par rapport au plan de contact,  $\delta_n$  la distance d'interpénétration entre les sphères (cf. Figure 1.31b), et  $\vec{U}_s$  le déplacement tangentiel relatif (ou cisaillement) au point de contact. Seules les forces normales de compression sont modélisées, et le contact est perdu dès que l'interpénétration,  $\delta_n$ , s'annule.

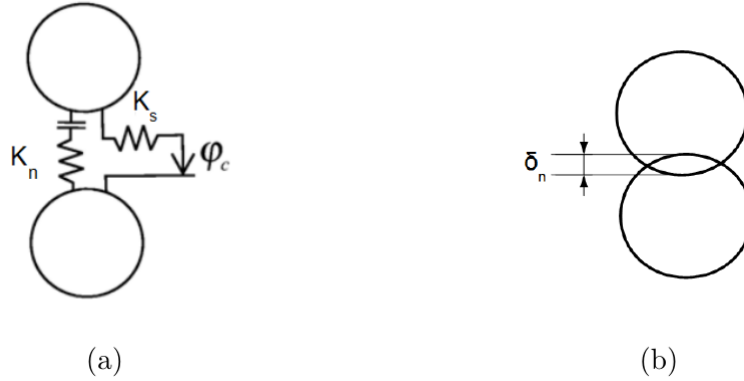


FIGURE 1.31 – (a) Loi d'interaction simple purement élastique dans le direction normale au contact, élastique parfaitement plastique dans la direction tangentielle au contact ; (b) Définition de l'interpénétration entre deux particules sphériques.

Pour éviter toute dépendance des propriétés élastiques macroscopiques sur la taille des particules, les rigidités de contact sont définies à partir d'un module de rigidité,  $E_c$ , et d'un coefficient de cisaillement  $\alpha_s$  tel que :

$$K_n = 2E_c \frac{R_1 R_2}{R_1 + R_2} \quad \text{et} \quad K_s = \alpha_s K_n \quad (1.5)$$

où  $R_1$  et  $R_2$  sont les rayons respectifs des deux sphères en contact.

Un autre modèle de contact couramment utilisé est le modèle de Hertz-Mindlin basé sur une relation élastique non linéaire entre les forces de contact normales et tangentielles ( $F_n$  et  $F_s$ ) et les déplacements relatifs au contact en tenant compte des propriétés mécaniques du matériau (le module de cisaillement  $G$ , et le coefficient de Poisson  $\nu_d$ ) :

$$K_n^* = \frac{dF_n}{d\delta_n} = \frac{G\sqrt{2R}}{1 - \nu_d} \sqrt{\delta_n} \quad (1.6)$$

$$K_s^* = \frac{dF_s}{dU_s} = \frac{(2(G^2 3(1 - \nu_d)R)^{\frac{1}{3}})}{2 - \nu_d} F_n^{\frac{1}{3}} \quad (1.7)$$

où  $R$  est le rayon de particule,  $U_s$  est le déplacement relatif tangentiel et  $\delta_n$  est l'interpénétration entre les deux particules (Figure 1.31). Dans l'implémentation, les rigidités de contact sont mises à jour à chaque itération de la simulation, ce qui rend les calculs plus coûteux [Cundall and Strack \(1979\)](#).

### 1.5.2.2 Loi de contact avec résistance au roulement

L'utilisation de particules sphériques dans un modèle discret constitue une limite. La rotation des particules sphériques est exagérée par rapport à celles des particules d'un sol réel dont la forme plus ou moins anguleuse engendre des blocages entre particules limitant leur rotation. Par conséquent, l'utilisation de particules sphériques ne permet pas de rendre compte quantitativement de la réponse mécanique d'un sol. On peut citer par exemple la saturation de l'angle de frottement macroscopique (même pour des valeurs élevées de l'angle de frottement au contact) à une valeur en général inférieure à celle constatée par exemple dans des sables denses. Une solution est alors de considérer une résistance au roulement au niveau des particules ce qui constitue une traduction indirecte de la forme anguleuse des grains du sol [Hosn et al. \(2017\)](#).

La loi de contact avec résistance au roulement présentée ici est basée sur la loi de contact élémentaire constituée de rigidités normale  $K_n$  et tangentielle  $K_s$  constantes (telle que définies plus haut) d'un frottement de Coulomb  $\varphi_c$  dans la direction tangentielle. A ces éléments là est ajouté une résistance au roulement au contact définie par une rigidité de roulement,  $K_r$ , et un coefficient de frottement au roulement,  $\eta_r$  (communément appelé frottement, en raison de la forme mathématique qu'il prend bien, qu'il n'implique pas directement le frottement entre deux surfaces). Ainsi, le moment de roulement,  $\vec{M}_r$ , agissant contre la rotation au roulement relative des particules,  $\vec{\theta}_r$ , est exprimé comme :

$$\Delta \vec{M}_r = -K_r \Delta \vec{\theta}_r \quad \text{avec} \quad \|\vec{M}_r\| \leq \|\vec{F}_n\| \eta_r \min(R_1, R_2) \quad (1.8)$$

$\Delta \vec{\theta}_r$  est calculée comme la composante tangentielle de la rotation relative incrémentale,  $\Delta \vec{\theta}$ , des sphères de contact. Pour deux sphères soumises respectivement aux rotations incrémentales  $\Delta \vec{\omega}_1$  et  $\Delta \vec{\omega}_2$ , on a  $\Delta \vec{\theta} = \Delta \vec{\omega}_2 - \Delta \vec{\omega}_1$  et :

$$\Delta \vec{\theta}_r = \Delta \vec{\theta} - (\Delta \vec{\theta} \cdot \vec{n}) \vec{n} \quad (1.9)$$

De plus, la rigidité au roulement  $K_r$  dépend du module de rigidité du contact  $E_c$  via le coefficient de roulement  $\alpha_r$  et  $K_s$  :

$$K_r = \alpha_r R_1 R_2 K_s \quad (1.10)$$

### 1.5.3 Pas de temps critique

Le schéma numérique utilisé pour l'intégration numérique des équations du mouvement implique pour le DEM une discrétisation fine du temps. La stabilité d'un système à masse oscillante est une fonction de la période naturelle du système. Dans nos simulations, un pas de temps critique  $\Delta t_{crit}$  est calculé à chaque itération, calculant la période naturelle de chaque particule, pour tous les degrés de liberté, supposés indépendants les uns des autres. La période naturelle est, en translation :

$$T_i^{trans} = \sqrt{\frac{m}{K_i^{trans}}} \quad (1.11)$$

et en rotation :

## 1.5 Méthode des éléments discrets (DEM)

---

$$T_i^{rot} = \sqrt{\frac{J}{K_i^{rot}}} \quad (1.12)$$

où  $m$  est la masse de particule,  $J$  est le moment d'inertie,  $K_i^{trans}$  et  $K_i^{rot}$  sont respectivement les raideurs de translation et de rotation équivalentes évaluées en tenant compte de tous les contacts impliquant une particule à l'instant  $t$ . Les pas de temps critique globaux en translation et en rotation sont ensuite donnés par le minimum obtenu sur toutes les particules :

$$\Delta t_{crit}^{trans} = \min \sqrt{\frac{m}{K_i^{trans}}} \quad \text{et} \quad \Delta t_{crit}^{rot} = \min \sqrt{\frac{J}{K_i^{rot}}} \quad (1.13)$$

Finalement, le pas de temps critique est choisi comme le plus petit pas de temps critique entre  $\Delta t_{crit}^{trans}$  et  $\Delta t_{crit}^{rot}$ .

### 1.5.4 Création de modèle

La génération d'échantillons est une opération très importante et la configuration initiale (densité initiale, granulométrie, homogénéité et isotropie/anisotropie de la microstructure) affecte fortement le comportement macroscopique ultérieur. Il existe deux types de méthodes pour générer des arrangements denses en DEM : méthodes géométriques et méthodes dynamiques.

Les méthodes géométriques sont basées sur des algorithmes de positionnement des particules [Jerier et al. \(2011\)](#), tandis que des méthodes dynamiques sont basées sur des simulations DEM, au cours desquelles les particules peuvent se déposer sous l'action de la gravité ou être compactées sous l'action d'une charge externe. L'avantage d'une méthode dynamique est que le processus de génération aboutit à un échantillon mécaniquement stable et prêt pour la simulation, alors que les méthodes géométriques nécessitent un processus de stabilisation mécanique complémentaire.

### 1.5.5 Conditions aux limites

Pour soumettre un échantillon à un chemin de chargement spécifié, les conditions aux limites sont prescrites en terme de contrainte et/ou de déplacement, comme c'est le cas dans les expériences réelles en laboratoire. On peut distinguer trois différentes conditions aux limites, comme le montre la [Figure 1.32](#).

Le cas avec parois rigides correspond à l'utilisation d'une boîte déformable ([1.32a](#)) avec des murs rigides en contact avec les particules. La position et la rotation de ces murs sont contrôlées pour satisfaire des conditions de contrainte ou de déformation spécifiées. En raison de la rigidité des parois, le champ de déformation est forcé d'être homogène sur l'échantillon. A l'inverse, l'adoption de murs souples ([1.32b](#)) produit des conditions similaires à celles des membranes utilisées en laboratoire. Il a été constaté que ce type de parois pourraient faciliter la localisation de la déformation dans les bandes de cisaillement [Iwashita and Oda \(2000\)](#). Un autre effet des parois rigides est une perturbation de l'arrangement des particules à l'intérieur de l'échantillon, ce qui entraîne une porosité plus élevée près des bords. Un tel effet est généralement éliminé par l'utilisation de conditions aux limites périodiques ([1.32c](#)), en faisant l'hypothèse que l'échantillon fait partie d'un espace périodique, de sorte que les conditions limites spécifiées à l'un des points suivants sont équivalentes à la limite opposée .



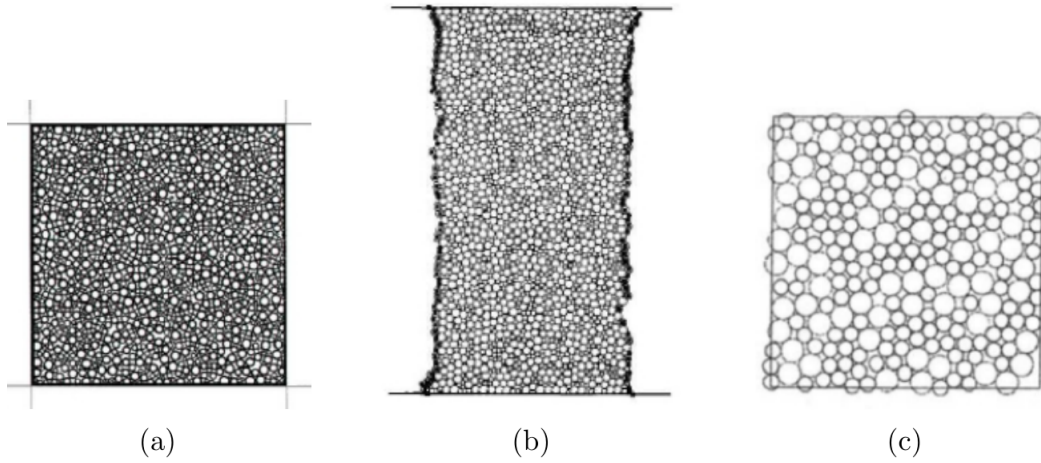


FIGURE 1.32 – Les différents types de conditions limites : (a)Parois rigides (b)Parois flexibles (c)Périodique. [Chareyre \(2003\)](#).

## 1.6 Couplage fluide, Modèles hydromécaniques en DEM

Diverses approches ont été utilisées pour décrire les écoulements dans les milieux poreux, et l'interaction mécanique entre la phase solide et le fluide. Chacune de ces approches est basée sur des simplifications qui dépendent de l'échelle où le problème est abordé. Les principales techniques présentées dans la littérature sont présentées dans cette partie.

### 1.6.1 Modèles basés sur les modèles continus : cellule fluides plus grandes que les grains solides.

Cette approche aborde le couplage à partir d'une vision continue de la phase fluide [Kafui et al. \(2002\)](#); [Zeghal and El Shamy \(2004\)](#); [El Shamy and Denissen \(2010\)](#). Un maillage grossier est utilisé pour la partie fluide du problème. Chaque maille est présentée comme un sous-domaine du modèle DEM où la porosité et la vitesse de la phase solide sont moyennées et introduites comme variables de champs. La vitesse du fluide et l'échange de quantité de mouvement entre les phases à chaque nœud de la grille sont déterminés à partir de lois d'interaction empiriques et d'hypothèses phénoménologiques telles que la relation d'[Ergun \(1952\)](#), pour évaluer la force de traînée (ou, de manière équivalente, la conductivité hydraulique) :

$$\bar{f}_i = (1 - n) \left( 150 \frac{(1 - n)}{n \bar{d}_p^2} \mu_f + 1.75 \frac{\rho_f |\bar{v}_f - \bar{v}_p|}{\bar{d}_p} \right) (\bar{v}_f - \bar{v}_p) \quad (1.14)$$

où  $n$  est la porosité du sol,  $\bar{d}_p$  est le diamètre équivalent des particules,  $\mu_f$  est la viscosité dynamique du fluide,  $\rho_f$  sa densité massique,  $\bar{v}_p$  la vitesse moyenne de particule, et  $\bar{v}_f$  la vitesse moyenne de fluide.

Une fois que les forces de traînée et les forces de contact entre les particules sont obtenues, les équations du mouvement sont résolues pour chaque particule.

L'avantage de l'utilisation de cette méthode est le coût abordable de calcul qui est dû au faible nombre de degrés de liberté associé à la phase fluide par rapport à ceux des particules solides. Cependant les méthodes continues sont basées sur des lois phénoménologiques simples et des relations empiriques qui limitent considérablement la puissance prédictive d'un modèle. Ils ne sont pas capables de décrire finement le comportement et l'effet de fluide à l'échelle des particules,

puisque la moyenne des variables du fluide est calculée à une échelle supérieure à la taille moyenne des particules.

### 1.6.2 Modélisation des écoulements à l'échelle microscopique : taille de la cellule de fluide inférieure à celle des grains solides

#### 1.6.2.1 Discrétisation

Les modèles à l'échelle microscopique comprennent les plus petites échelles de longueur qui affectent les caractéristiques de l'écoulement (on parle alors de modèle "pleinement résolu"). Pour cela, soit la DEM est couplée avec une méthode aux éléments finis (FEM) avec une discrétisation très fine de l'espace poral pour résoudre l'équation de Navier-Stokes [Glowinski et al. \(2001\)](#). Sur le même principe, la DEM peut aussi être couplée avec des méthodes de type Volumes Finis (VF) ou Lattice-Boltzmann (LBM) [Lominé et al. \(2013\)](#); [Yu and Fan \(2010\)](#). La méthode de Lattice-Boltzmann incorpore la physique essentielle des processus microscopiques, de sorte que, les propriétés moyennes macroscopiques obéissent aux équations macroscopiques souhaitées. L'un des avantages de ces couplages est qu'ils ne reposent pas sur des hypothèses phénoménologiques comme celles de la section précédente. Cependant, ils peuvent entraîner un temps de calcul élevé dans les modèles 3D, ce qui limite le problème à de petits domaines de simulation (i.e. peu de grains solides).

### 1.6.3 Modèles de réseaux de pore : taille de la cellule de fluide du même ordre que la taille des grains solides

La modélisation en réseaux de pore couvre une troisième classe de modèles, basés sur une représentation simplifiée du milieu poreux en tant que réseau de pores et de gorges ([Figure 1.33](#)). Vis à vis des précédentes, cette méthode présente un compromis entre le coût de calcul et les hypothèses phénoménologiques [Chareyre et al. \(2012\)](#); [Catalano et al. \(2014\)](#). Les propriétés des gorges sont censées refléter l'effet de la morphologie locale intergrains sur l'écoulement. Cette technique de modélisation réduit le nombre d'inconnues par rapport aux modèles microscopiques. Elle reflète également l'effet de la géométrie locale de l'espace poreux sur l'écoulement et donne des estimations prédictives de la perméabilité, au contraire des approches continues macroscopiques.

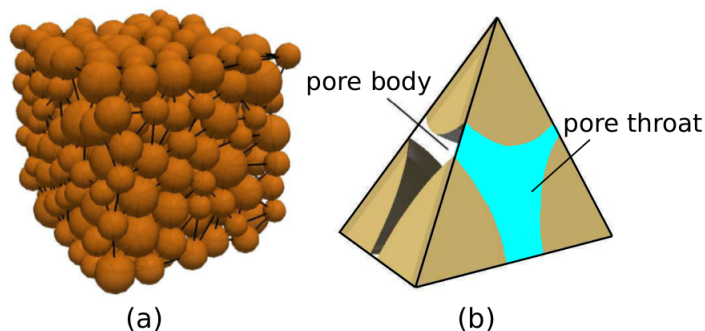


FIGURE 1.33 – a) Définition d'un réseau de pores dans un assemblage de sphères poly-disperses, généré par triangulation régulière. (b) Une géométrie des pores définie par un élément tétraédrique de la décomposition en volumes finis. [Yuan et al. \(2017\)](#)

Dans la méthode PFV (Pore scale Finite Volume), les pores sont définis localement par une triangulation régulière de l'assemblage granulaire (c'est-à-dire la triangulation des centres des particules pondérés par les rayons des particules). L'espace vide étant discrétisé par un maillage

tétraédrique, chaque tétraèdre représentant un pore (Figure 1.34), une formulation en volumes finis de l'écoulement de Stokes entre pores adjacents est rendue possible.

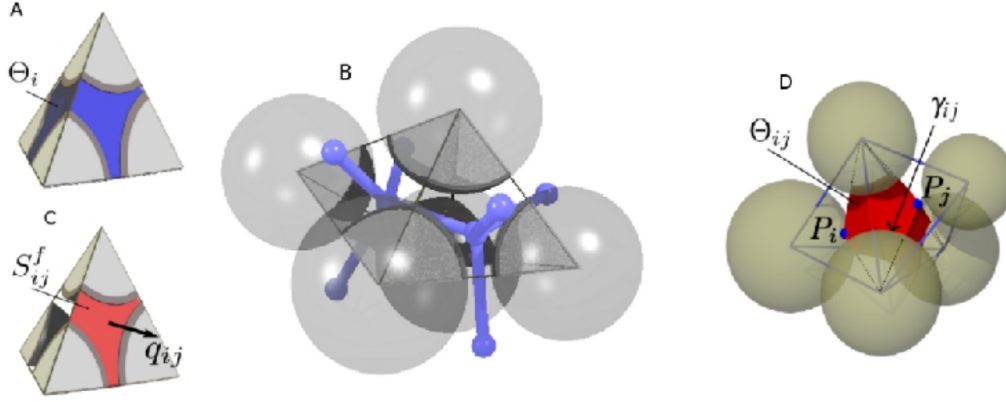


FIGURE 1.34 – Volume de fluide dans un pore (A), pores adjacents et connexions locales (B), domaine fluide du contour du pore (C), domaine considéré pour la définition du rayon hydraulique équivalent (D) [Catalano et al. \(2014\)](#).

Par les propriétés de la triangulation, la tessalation duale (appelée graph de Laguerre) représente les connexions/chemins du fluide entre les pores adjacents. Par la suite, les équations d'écoulement visqueux sont mises à l'échelle au niveau des pores et approximées avec un schéma de volumes finis.

### 1.6.3.1 Conductivité hydraulique : définition originale

Dans le modèle PFV original le flux  $q_{ij}$  entre deux pores connectés,  $i$  et  $j$ , caractérisé par des pressions  $p_i$  et  $p_j$  respectivement, est lié au gradient de pression local et à la morphologie du pore :

$$q_{ij} = g_{ij}(p_i - p_j) \quad (1.15)$$

$$g_{ij} = \frac{(A_f r_{\text{eff}}^2)}{8 \mu l_{ij}} \quad (1.16)$$

Où  $g_{ij}$  est la conductance hydraulique de la gorge entre les pores  $i$  et  $j$ , et  $l_{ij}$  la longueur de cette gorge,  $A_f$  est la section effective de la gorge (occupée par le fluide),  $r_{\text{eff}}$  est le rayon hydraulique de cellule,  $\mu$  est la viscosité dynamique de la fluide.

### 1.6.3.2 Conductivité hydraulique : définition modifiée

La définition originale de la conductivité hydraulique locale permet de prédire approximativement la perméabilité d'un milieu constitué de grains. Cette propriété est potentiellement intéressante mais n'est pas souhaitable dans notre application. En effet : les particules simulées ne reflèteront pas nécessairement la granulométrie réelle des sols, et de plus l'augmentation des tailles de particules à distance de la pointe - l'équivalent d'un raffinement de maillage - produirait en vertu de l'équation 1.16 un champs de perméabilité hétérogène, décroissant au voisinage de la pointe.

Dans la suite nous utiliserons donc une définition modifiée de la conductivité locale qui ne dépend que de la perméabilité macroscopique souhaitée, suivant l'équation

$$g_{ij} = \frac{k_M A_{s+f}}{l_{ij}} \quad (1.17)$$

## 1.7 Conclusion

---

où  $k_M$  est la perméabilité de Darcy et  $A_{s+f}$  est la surface totale de l'interface entre deux éléments (en incluant les parties occupées par le solide et le fluide).

### 1.6.3.3 Résolution

Le champ de pression est obtenu en résolvant un système linéaire composé des équations de continuité appliquées à la phase fluide dans chaque pore. Cette dernière implique que le taux de changement de volume d'un pore est égal à la somme des flux à travers les quatre faces de l'élément tétraédrique. En considérant le pore  $i$ , l'équation de continuité s'écrit :

$$\dot{V}_i^f = \sum_{j=1}^{j=4} q_{ij} = g_{ij}(p_i - p_j) \quad (1.18)$$

où  $\dot{V}_i^f$  est le taux de déformation volumétrique du pore  $i$  déduit des vitesses des particules solides aux quatre sommets du tétraèdre. Enfin, les forces exercées par le fluide sur chaque particule peuvent être déduites du champ de pression et exprimées en intégrale de contour de la pression  $p$  et de la contrainte de cisaillement visqueuse  $\tau$ . Pour une particule  $k$  avec une surface extérieure  $\Gamma_k$ , et en négligeant l'effet de la gravité, la force du fluide  $\vec{F}^k$  s'écrit :

$$\vec{F}^k = \int_{\partial\Gamma_k} p \vec{n} ds + \int_{\partial\Gamma_k} \tau \vec{n} ds \quad (1.19)$$

où  $\vec{n}$  est la normale unitaire à la surface  $\Gamma_k$ . Les détails de cette méthode couplée DEM-PFV sont donnés par [Catalano et al. \(2014\)](#).

## 1.7 Conclusion

Le CPT est un essai in-situ bien établi en génie géotechnique en raison de sa capacité à mesurer les données en continu et de sa répétabilité à un coût relativement faible. Le CPT s'est également révélé être un outil in situ utile pour la classification des sols et la détermination de la stratigraphie et des propriétés des sols. Les problèmes de CPT sont principalement analysés à l'aide des méthodes de la capacité portante, du chemin de déformation, de l'expansion de la cavité, des éléments finis et des éléments discrets. La capacité portante ne représente pas les conditions réelles parce qu'elle ignore la compressibilité du sol, la rigidité et l'influence de l'état de contrainte autour de la pointe et la barre d'enfoncement. L'expansion de la cavité tient compte des déformations du sol pendant le processus de pénétration, des changements dans l'état de contrainte initial et de l'effet de la rotation des contraintes qui se produisent autour de la pointe. Cette méthode peut convenir pour les modélisations pour l'argile et le sable. Le chemin de déformation a également été utilisé avec un certain succès pour analyser le processus CPT dans l'argile.

La méthode des éléments finis (FEM) peut prendre en compte de nombreux facteurs affectant le processus de CPT (états de contrainte initiale, compressibilité et rigidité du sol, augmentation de la contrainte lors de la pénétration). Des approches discrètes peuvent éliminer les problèmes concernant les déformations importantes des mailles et les erreurs importantes causées par ces déformations qu'on pourrait se rencontrer en FEM.

Les essais en chambre de calibration jouent un rôle important dans la vérification et l'établissement des corrélations entre la résistance de la pointe du cône et les propriétés du sol.



## CHAPITRE 2

# ESSAIS EN CHAMBRE DE CALIBRATION DE L'OUTIL PÉNÉTROMÉTRIQUE DÉVELOPPÉ PAR *EQUATERRE*

### Sommaire

<b>2.1 Retour d'expériences et de développements</b> . . . . .	<b>37</b>
2.1.1 Approche dite de la «double mesure» . . . . .	38
2.1.2 Approche dite « cyclique » . . . . .	39
<b>2.2 Expérimentations au pénétromètre à pointe cyclique en chambre de calibration</b> . . . . .	<b>43</b>
2.2.1 Présentation du dispositif . . . . .	43
2.2.2 Préparation des échantillons . . . . .	44
2.2.3 Programme des essais en chambre de calibration . . . . .	46
2.2.3.1 Tests avec CPTU en Chambre de Calibration . . . . .	47
2.2.3.2 Essais de chargement cyclique à la pointe mécanique . . . . .	48
2.2.4 Conclusions . . . . .	55

Ce chapitre donne des explications sur la méthodologie et les innovations apportées par la société *Equaterre* pour l'identification des caractéristiques mécaniques des sols. Une expérimentation en chambre de calibration (CC) avec le CPT cyclique est présentée. Les données obtenues sont analysées en regard d'essais au piézocone (CPTU), également mis en oeuvre en chambre de calibration pour suivre l'évolution de la pression interstitielle. Cette campagne d'essai faisait partie des travaux du stage de master de [F.Celeste \(2018\)](#) financé par le Labex Tec21 de la Communauté Université Grenoble Alpes.

### 2.1 Retour d'expériences et de développements

En France, dans le domaine de la géotechnique, l'utilisation de l'essai pressiométrique reste dominante pour identifier les caractéristiques mécaniques d'un sol. Toutefois, l'utilisation du CPT et du CPTU s'est également développée. Ainsi, le Groupe *Equaterre* utilise des pointes mécaniques de type Gouda (Figure 2.1 et 2.2) avec une assistance dynamique pour traverser des couches résistantes en surface. La pointe Gouda présente la particularité d'être équipée d'une tige centrale solidaire de la pointe elle-même et mobile en translation sur 6 cm, ce qui permet l'action de fermeture et d'ouverture de la pointe. Un train de tige situé à l'intérieur du train de tube et mobile par rapport à ce dernier, permet de commander l'ouverture et la fermeture de la pointe depuis la surface. La Figure 2.3 montre la pointe mécanique sur un chenillard passe-partout avec une assistance dynamique.

### 2.1.1 Approche dite de la «double mesure»

L'approche dite de la double mesure comprend deux étapes : une première étape au cours de laquelle on mesure la force appliquée sur la pointe mécanique Gouda avec une vitesse d'enfoncement de 2 cm/s, appelée  $q_{c_{statique}}$ . La seconde étape consiste à arrêter l'enfoncement et suivre l'évolution de la force appliquée sur la pointe, jusqu'à sa stabilisation, on a alors  $q_{c_{arrêt}}$ . L'écart entre la valeur  $q_{c_{statique}}$  et  $q_{c_{arrêt}}$  est divisé par  $q_{c_{statique}}$  qui est appelé  $\Delta q_c$  exprimé en pourcentage.

$$\Delta q_c = \frac{q_{c_{statique}} - q_{c_{arrêt}}}{q_{c_{statique}}} * 100 \quad (2.1)$$

$\Delta Q_c$  varie selon les paramètres du sol comme le coefficient de consolidation et le coefficient de perméabilité.

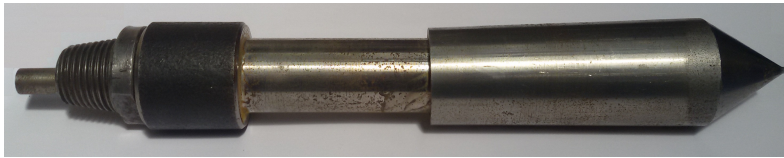


FIGURE 2.1 – Pointe mécanique type Gouda (archive *Equaterre*).

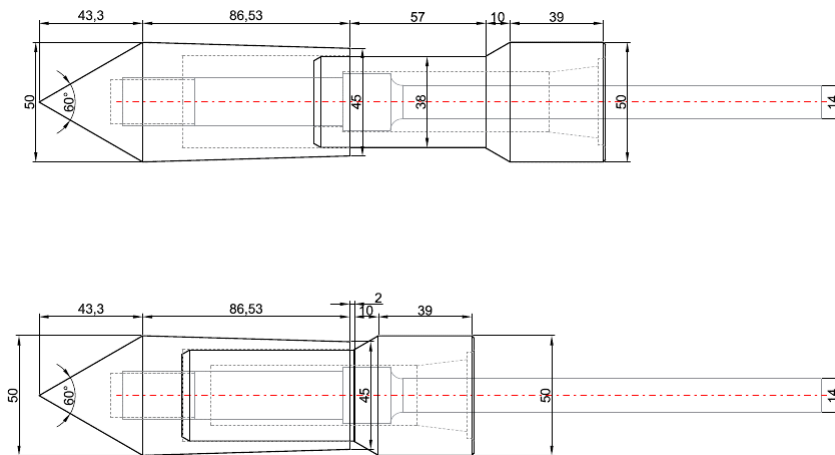


FIGURE 2.2 – Détails de la pointe mécanique Gouda, en position ouverte (haut) ou en position fermée (bas) (archive *Equaterre*).

Il faut souligner que la pointe utilisée est une pointe mécanique sans mesure de pression interstitielle. Ainsi, l'objectif de ces travaux a été de comprendre le phénomène de « dissipation » de la force appliquée sur la pointe et d'en extraire des informations pour identifier la nature et les caractéristiques hydro-mécaniques du sol. Les retours d'expériences issus des campagnes d'essais et des archives du Groupe *Equaterre* montrent que les valeurs de  $\Delta Q_c$  supérieures à 40% témoignent en général, de couches de sols sensibles, notamment vis-à-vis du risque de liquéfaction. Un exemple de profil pénétrométrique selon la procédure de la double mesure est présenté sur la Figure 2.4. Les valeurs de  $q_{c_{statique}}$  et  $q_{c_{arrêt}}$  sont présentées à gauche de la figure. Les valeurs de  $\Delta q_c$  sont aussi présentées à droite, ces valeurs de profondeur de 8,60 à 11,80 ont présenté des valeurs de  $\Delta q_c$  supérieur à 40% qui montre une nette différence avec les couches supérieures et inférieures de celui-ci. Pour cet exemple les essais complémentaires ont montré la susceptibilité de cette couche (8,60 m-11,80 m) vis à vis du risque de liquéfaction.





FIGURE 2.3 – La pointe mécanique type Gouda montée sur un chenillard (archive *Equaterre*).

### 2.1.2 Approche dite « cyclique »

L'approche dite « cyclique » fait l'objet d'un brevet déposé par la société *Equaterre Riegel* (2017). Ce dispositif utilise une pointe mécanique type Gouda, ce qui différencie cette technique des autres vibro-CPT cités au chapitre précédent, qui utilisent une pointe électrique avec mesure de pression interstitielle. Cette pointe mécanique permet de suivre le déplacement vertical de la pointe (ou la force sur la pointe) sous une sollicitation cyclique contrôlée en force (ou en déplacement respectivement). La Figure 2.5 montre le fonctionnement du dispositif cyclique. La pointe initialement en position partiellement fermée qui permet un mouvement de la pointe est soumise à des sollicitations cycliques, pilotées soit, en force soit, en déplacement. La sollicitation cyclique est générée en tête du train de tubes par un module cyclique illustré sur la Figure 2.6. Ce module permet d'appliquer des charges cycliques (force ou déplacement) directement sur le train de tiges centrales qui couissent dans le train de tubes. Par le biais de ces tiges, les charges cycliques sont reportées sur la pointe elle-même. La réponse du sol en terme de déplacement de la pointe (ou force sur cette dernière si contrôle en déplacement) est mesurée en tête du train de tiges par le module cyclique. La nouveauté de cette méthode par rapport aux vibro-cpt est d'obtenir un résultat en déplacement de la pointe au cours du chargement cyclique, ce qui pourrait s'apparenter au comportement d'une fondation sous sollicitation sismique. Il faut souligner que l'idée n'est pas de faire des cycles autour de la valeur de  $q_c$  (et donc au voisinage de la rupture du sol) mais autour d'une valeur de la force sur la pointe qui serait représentative de la contrainte appliquée par une fondation sur le sol à l'ELS. Dans ces conditions là un enfoncement de la pointe sous sollicitation cyclique serait proche du déplacement subit par une fondation chargée à l'ELS au cours d'un séisme.

Dans le cas d'un contrôle en force des cycles, on s'attend à ce que la réponse en terme de



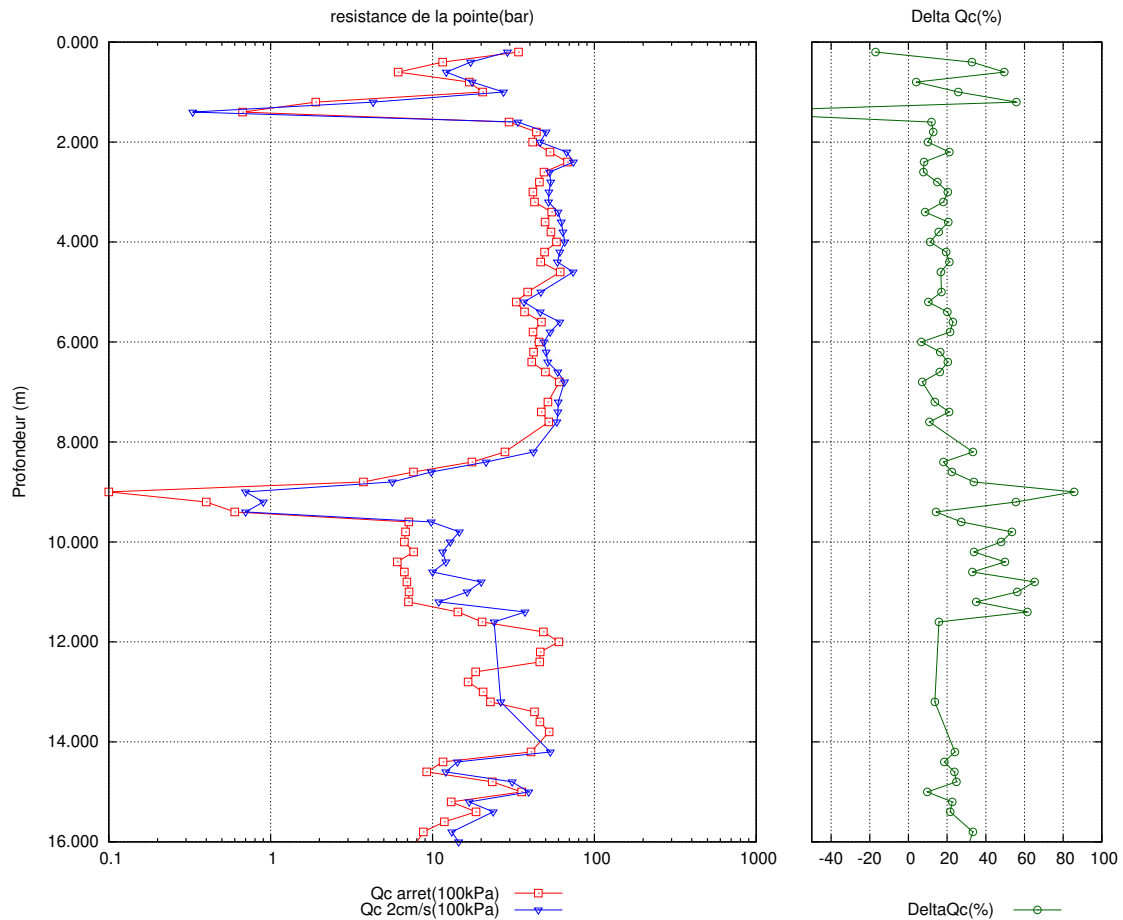


FIGURE 2.4 – Exemple d’un sondage pénétrométrique selon la procédure de la double mesure (archive *Equaterre*) [Sadrabadi et al. \(2016\)](#)

déplacement cumulé de la pointe au fil des cycles varie selon la nature du sol. Pour un sol typiquement dense et dilatant sous fortes contraintes déviatoires, l’enfoncement cumulé de la pointe devrait rester relativement faible sans occasionner la rupture du sol. Au contraire, pour un sol typiquement lâche et contractant, on s’attend à un déplacement cumulé plus important du fait de la tendance du sol à se compacter. Si de plus, le sol est sensible à la liquéfaction (tel qu’un sable fin lâche qui favorisera l’accroissement de la pression interstitielle au fil des cycles), on pourrait même s’attendre à une rupture du sol par liquéfaction au voisinage de la pointe se traduisant par un déplacement non limité de cette dernière et une perte du contrôle en force des cycles.

Pour identifier les sols liquéfiables, la méthodologie développée par le Groupe *Equaterre* (Figure 2.7) consiste à identifier les couches potentiellement sensibles par l’approche de la double mesure dans un premier temps, cette dernière pouvant être réalisée à relativement haut rendement sans nécessité du module de chargement cyclique présenté ci-dessus. Dans un second temps, les couches potentiellement sensibles sont soumises à un chargement cyclique à l’aide du module cyclique, afin d’évaluer plus précisément leur aptitude à la liquéfaction.

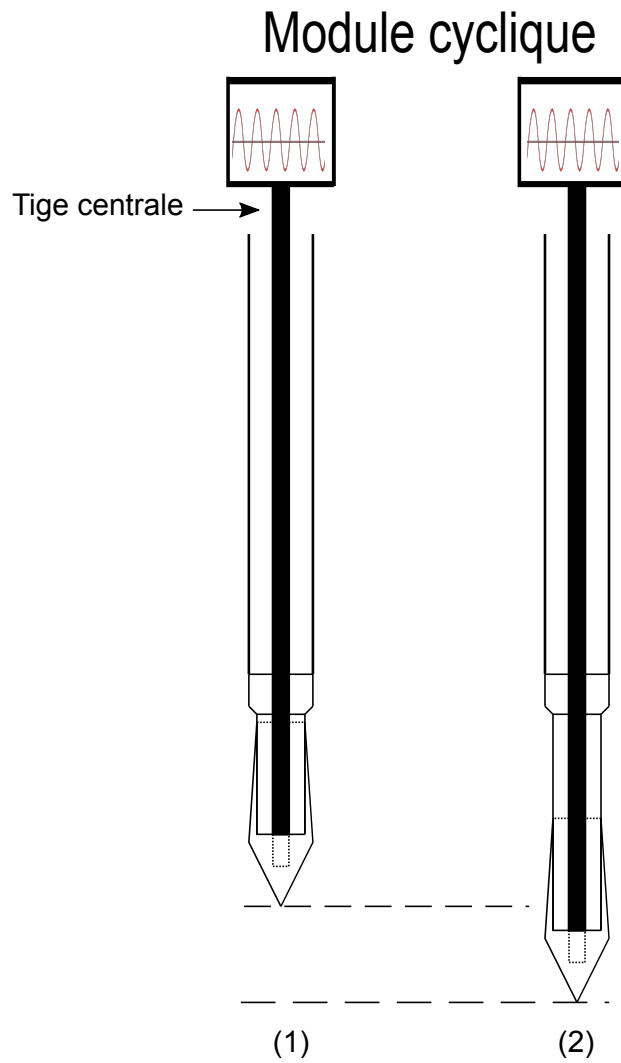


FIGURE 2.5 – Représentation schématique du dispositif de chargement cyclique de la pointe : (1) phase au début du chargement cyclique (2) fin du chargement cyclique



FIGURE 2.6 – Prototype du module de chargement cyclique (situé en tête du train de tiges) utilisé pendant les essais en chambre de calibration au laboratoire 3SR (archive *Equaterre*).

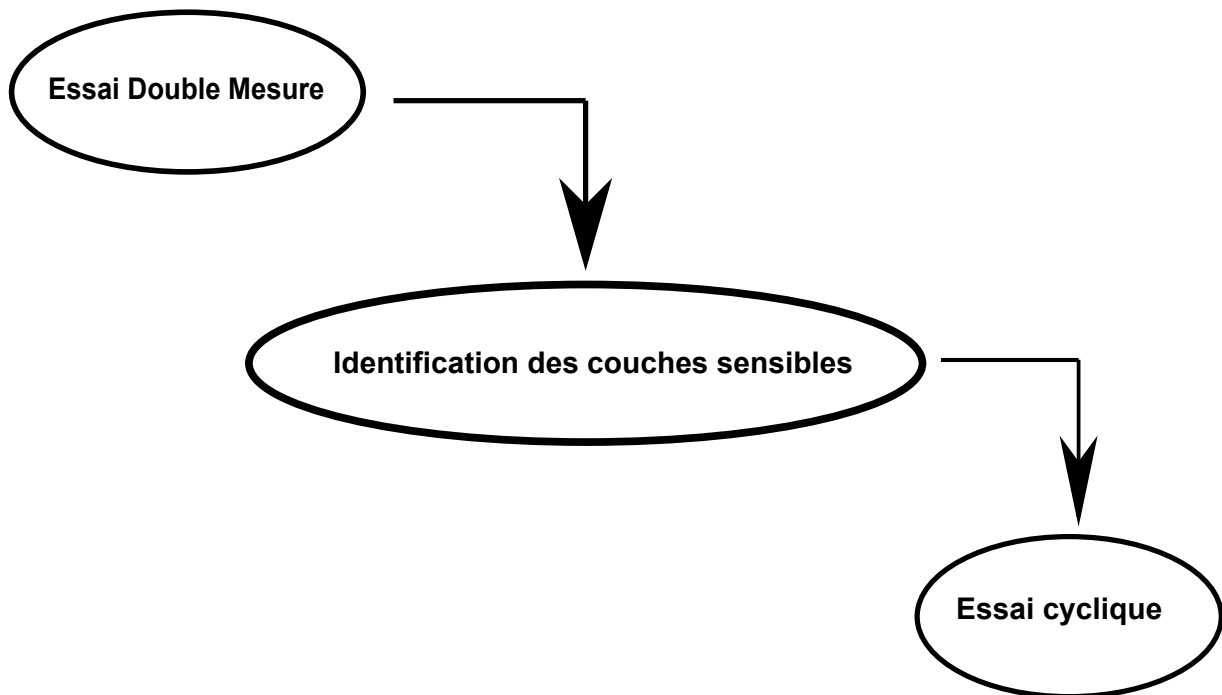


FIGURE 2.7 – Schéma explicite de procédure de l'identification des sols sensibles à la liquéfaction et en fin, réalisation de l'essai cyclique.

### 2.2 Expérimentations au pénétromètre à pointe cyclique en chambre de calibration

#### 2.2.1 Présentation du dispositif

Une série d'essais en chambre de calibration a été effectuée pour s'assurer de la pertinence de l'utilisation du pénétromètre cyclique, de la faisabilité d'un tel essai mais aussi, pour en préciser la méthodologie.

Ces essais ont été réalisés dans la grande chambre de calibration du laboratoire 3SR présentée sur les Figures 2.8 et 2.9. Elle se compose de trois couronnes cylindriques en acier de 0,5 m de hauteur chacune et de 1,20 m de diamètre intérieur. Ces trois couronnes sont assemblées par des boulons métalliques pour obtenir une hauteur totale de 1,5 m. Deux autres plaques rigides forment le couvercle et le fond de la chambre. Le couvercle est muni d'une ouverture centrale permettant le passage d'outils modèles, comme le pénétromètre. Lors de la campagne expérimentale, la chambre de calibration a été utilisée en mode « oedométrique » (conditions dites BC3 comme indiqué dans la Figure 1.18), c'est-à-dire que les parois latérales sont dépourvues de membranes et sont supposées rigides, tandis qu'une membrane positionnée entre le couvercle et la surface du sable (elle-même pourvue d'une ouverture centrale de 12 cm de diamètre) permet d'appliquer une contrainte verticale. Pour améliorer l'étanchéité de la chambre, un liner a été posé sur la paroi intérieure et sur le fond de la cellule (Figure 2.10). En dépit de cette précaution, le niveau d'eau n'a pas pu dépassé 90 cm depuis le fond de la chambre (i.e. 50 cm de profondeur depuis le toit de la couche de sable). Une couche de gravier de 25 cm d'épaisseur repose sur le fond de la cuve et permet d'homogénéiser le flux d'eau dans la couche de sable. Un film géotextile perméable est interposé entre cette couche de gravier et la couche de sable.

Un vérin électrique, solidaire du bâti de chargement, d'une capacité de 40 kN et de course 1200 mm permet d'enfoncer une pointe pénétrométrique dans le sol présent dans la chambre de calibration.



FIGURE 2.8 – Grande chambre de calibration du laboratoire 3SR (au sol) et son bâti de chargement.

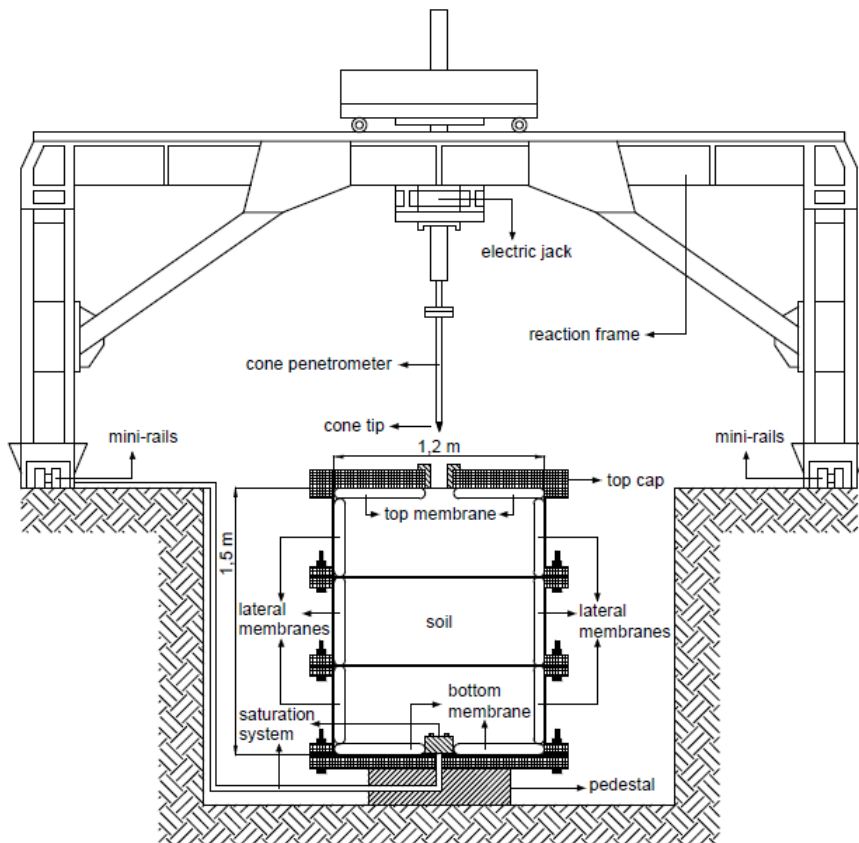


FIGURE 2.9 – Vue en coupe de la grande chambre de calibration au laboratoire 3SR.



FIGURE 2.10 – Dépose des membranes latérales (gauche puis milieu) afin d’assurer des conditions limites de type BC3 et l’application de l’étanchéité.

## 2.2.2 Préparation des échantillons

Le sable de Fontainebleau GA39, fourni par la société Sibelco, a été choisi pour cette campagne d’essais en chambre de calibration. Il présente toutes les potentialités d’un sable liquéfiable (finesse, uniformité) lorsqu’il est mis en place dans un état lâche. La Figure 2.11 présente la courbe granulométrique du sable de Fontainebleau GA39 et le Tableau 2.1 recense ses caractéristiques granulométriques.

$D_{10}$ [mm]	$D_{50}$ [mm]	$D_{60}$ [mm]	$D_{90}$ [mm]	$C_U$ [-]
0,92	0,109	0,112	0,122	1,2

TABLE 2.1 – Paramètres granulométriques du sable de Fontainebleau GA39 selon SIBELCO

Le tableau 2.2 présente les propriétés physiques du sable comme les indices des vides minimum, maximum que le poids spécifique des grains (selon SIBELCO).

## 2.2 Expérimentations au pénétromètre à pointe cyclique en chambre de calibration

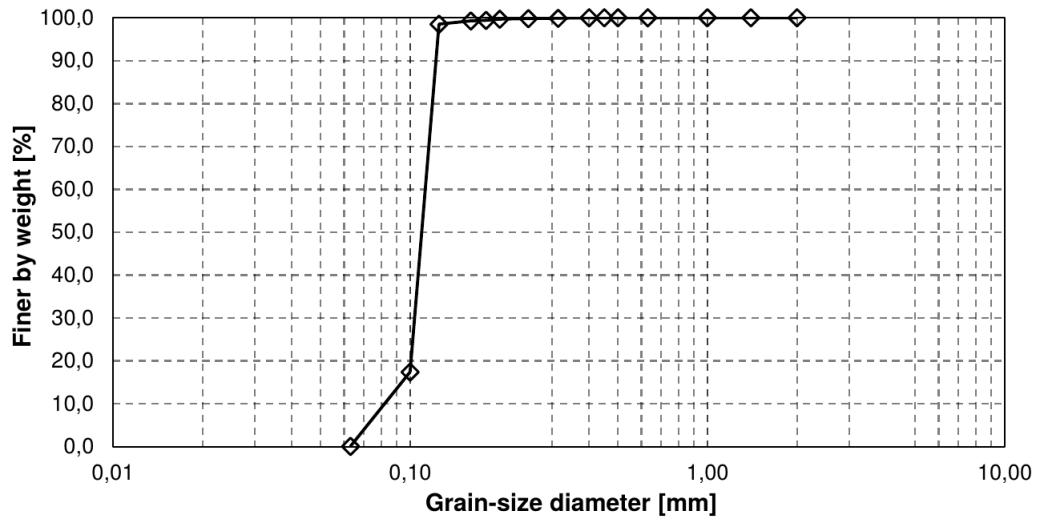


FIGURE 2.11 – Distribution granulométrique du sable de Fontainebleau GA39 (données fournisseur SIBELCO).

$e_{max}[-]$	$e_{min}[-]$	$G_s[-]$
0,56	1,01	2,65

TABLE 2.2 – Propriétés physiques du sable de Fontainebleau GA39 selon SIBELCO.

Deux états de densité du sable ont été considérés, un état moyennement dense et un état lâche. Le sable moyennement dense (densité relative entre 60 à 65 %) a été mis en place par damage à sec, par couches de 10 cm d'épaisseur environ puis, imprégnation d'eau par le bas. Le sable lâche (densité relative de 40%) a été mis en place par pluviation dans l'eau, avec une hauteur de chute nulle. La Figure 2.12 montre l'appareil de pluviation utilisé au sein du laboratoire 3SR.

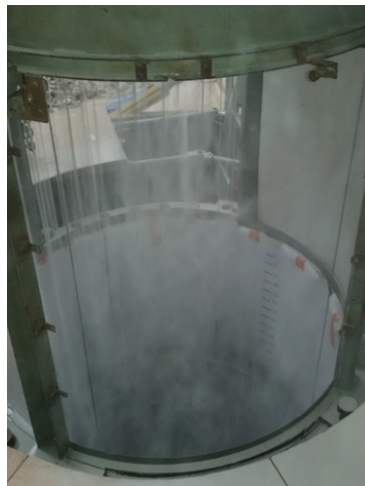


FIGURE 2.12 – Appareil de pluviation utilisé au laboratoire 3SR.

Des fuites d'eau ont été observées malgré l'installation du liner d'étanchéité. Après essai, des petites boîtes d'échantillonnage noyées dans la masse de sable ont été extraites. Elles ont permis de s'assurer de la densité sèche et de mesurer le degré de saturation. Les informations récoltées ont montré que la partie haute de la chambre de calibration n'était que partiellement saturée, voire sèche (jusqu'à 30 cm), et la moitié inférieure bien saturée (de 90 cm à 125 cm) (voir Figure 2.13).



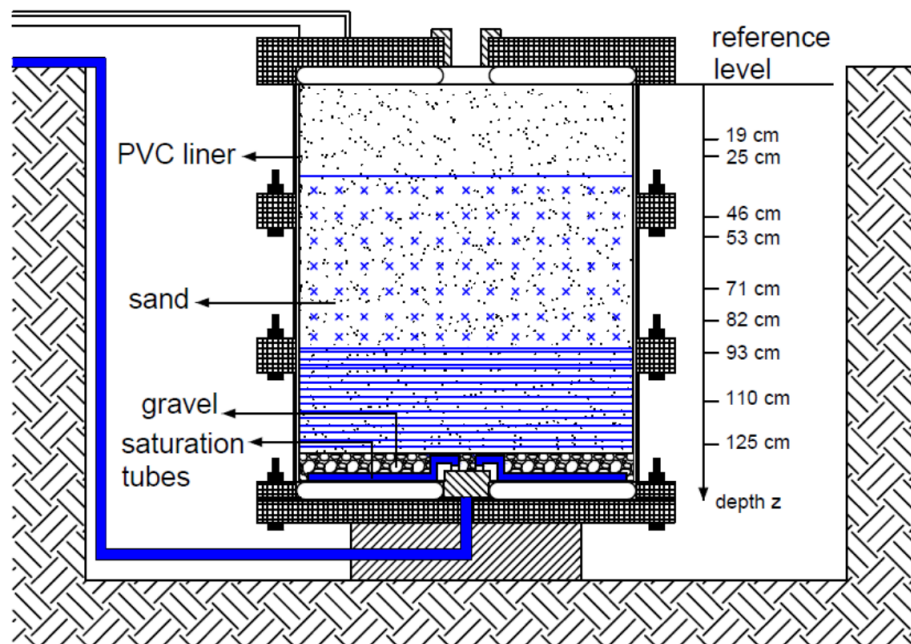


FIGURE 2.13 – Conditions de saturation des massifs de sol, milieu sec jusqu'à 30 cm, milieu avec saturation partielle de 30 à 90 cm (croix bleu), saturation quasi complète (tiret bleu)

### 2.2.3 Programme des essais en chambre de calibration

Pour estimer la capacité du CPT cyclique d'*Equaterre* à évaluer la sensibilité des sols à la liquéfaction, nous avons comparé des essais au CPTu et au CPT cyclique dans des massifs respectivement moyennement dense et lâche :

- Massif 1, sable moyennement dense : essais CPTu et CPT-cyclique sous contrainte verticale de 100 kPa,
- Massif 2, sable lâche : essais CPT-cyclique sous contrainte verticale de 100 kPa, puis en l'absence de confinement vertical essais CPTu et CPT-cyclique.

La pointe CPTu standard (voir Figure 2.14) a été utilisée pour réaliser les essais en chambre de calibration. Ses caractéristiques géométriques sont présentées sur le tableau 2.3. Pendant la phase de pénétration, la résistance de pointe et la pression interstitielle ont été enregistrées en continu, y compris pendant les phases d'arrêt du fonçage nécessaires à l'application de la méthode de la double mesure. La mesure de la pression interstitielle se fait par l'intermédiaire d'une pierre poreuse circulaire située juste derrière la pointe du cône et un capteur de pression interne au CPTu, le système étant préalablement saturé à la glycérine. Avant de commencer les tests, une calibration des capteurs de résistance en pointe et de la pression interstitielle a été effectuée.

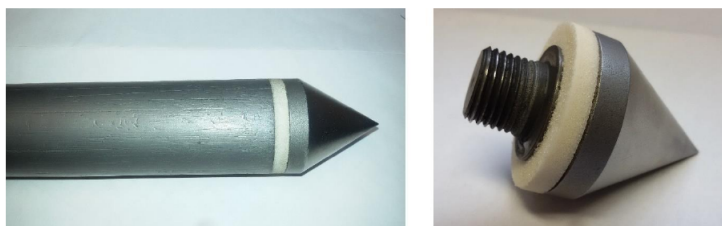


FIGURE 2.14 – Pointe CPTu et pierre poreuse

La pointe mécanique type Gouda a été utilisée pour la partie chargement cyclique (voir Fi-

## 2.2 Expérimentations au pénétromètre à pointe cyclique en chambre de calibration

Cone tip diameter [mm]	35,86
Cone tip section [ $mm^2$ ]	1009,97
Cone apex angle [°]	60
Friction sleeve [mm]	150

TABLE 2.3 – Caractéristiques de la pointe CPTU

gure 2.1). Cette pointe Gouda a les mêmes caractéristiques géométriques que la pointe du CPTu (diamètre 35 mm, surface  $10\text{ cm}^2$ , ouverture  $60^\circ$ ).

Dans le cas de ces essais en chambre de calibration, le chargement cyclique a été piloté en force. Pour cela, une force cible maximale et une force cible minimale ont été données en consigne au module chargement cyclique (Figure 2.6) ainsi qu'une fréquence d'oscillation entre ces deux extremums. En utilisant ce dispositif *EQUATERRE*, seule la résistance de pointe est mesurée sans information directe sur le frottement latéral et la pression interstitielle.

### 2.2.3.1 Tests avec CPTU en Chambre de Calibration

Une série de tests avec la pointe CPTU a été effectuée en chambre de calibration en milieu dense puis lâche. Les résistances de pointe et la pression interstitielle ont été mesurées. Le frottement latéral a été aussi enregistré mais n'a pas été exploité. En fixant une vitesse de déplacement de 1 cm/s (vitesse limite du vérin de fonçage équipant la chambre de calibration, aussi la vitesse normative de 2 cm/s n'a pas pu être atteinte), le CPTu a été enfoncé dans le sable dense avec des phases d'arrêt chaque 10 cm jusqu'à 90 cm de profondeur, puis chaque 5 cm jusqu'à la profondeur ultime de 120 cm. Après chaque étape d'arrêt, un délai d'environ une minute a été imposé avant de procéder à une nouvelle phase de pénétration. Pour les 10 derniers centimètres de pénétration, ce délai a été étendu à environ trois minutes.

La Figure 2.15 montre les résultats obtenus avec le CPTu en milieu dense. La pression interstitielle témoigne du comportement dilatant du milieu, illustré par la diminution de la pression interstitielle en phase de pénétration. Pendant l'arrêt, la pression interstitielle s'accroît pour rejoindre le profil hydrostatique.

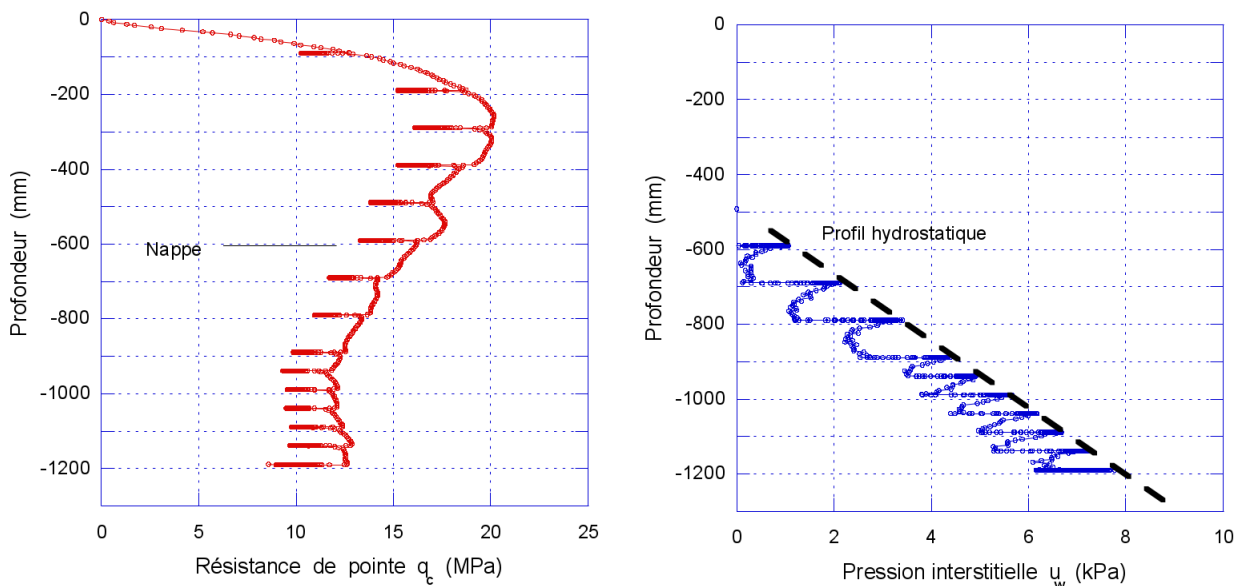


FIGURE 2.15 – Profil de la résistance de pointe (gauche) et de la pression interstitielle (droite) dans la Massif 1 (moyennement dense), les paliers horizontaux correspondent aux phases d'arrêt.



En milieu lâche, une méthode identique a été utilisée avec des arrêts tous les 10 cm. La Figure 2.16 montre les profils de résistance de pointe et de la pression interstitielle en milieu lâche. Le comportement contractant du sol en milieu lâche est bien retrouvé, par la surpression produite pendant la phase de pénétration et l'annulation de ces surpressions pour rejoindre le profil hydrostatique lors des phases d'arrêt.

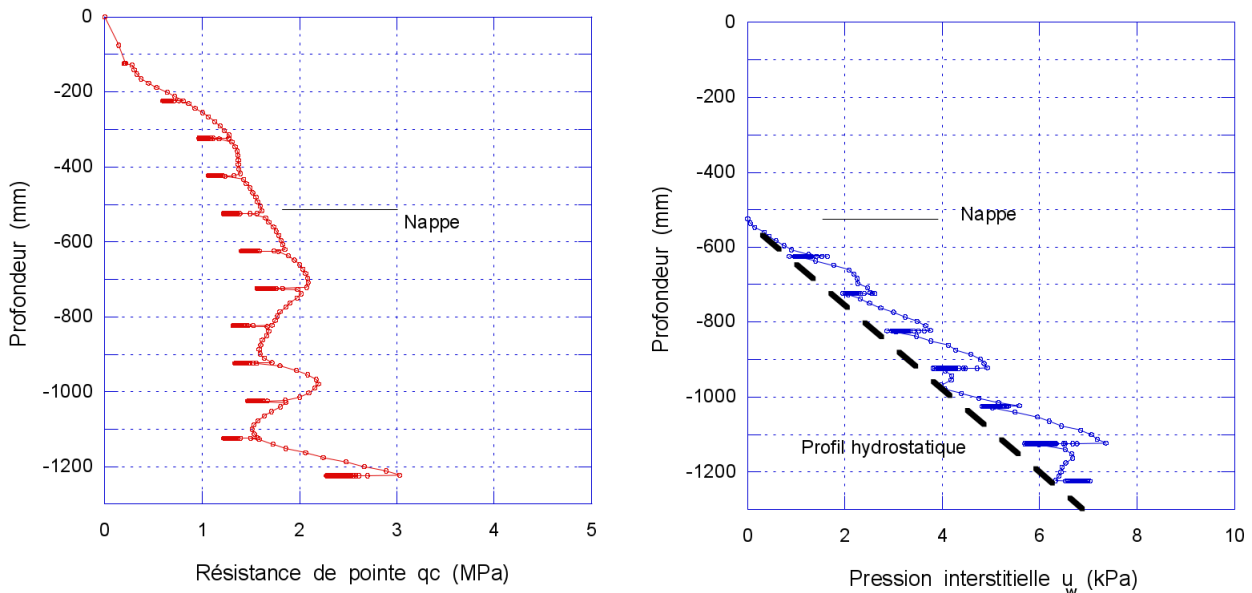


FIGURE 2.16 – Profil de la résistance de pointe (gauche) et de la pression interstitielle (droite) dans la Massif 2 (lâche), les paliers horizontaux correspondent aux phases d'arrêt.

La Figure 2.17 présente une synthèse des résultats au CPTu. Le calcul de  $\Delta q_c$  est également effectué. Les résultats ne sont pas compatibles avec ceux obtenus sur le terrain. L'interprétation du  $\Delta q_c$  nécessite plus de tests, il faut aussi prendre en compte l'effet de vitesse de pénétration  $1\text{cm/s}$  au lieu de  $2\text{cm/s}$  et aussi le fait que le CPTU en milieu lâche a été réalisé sans confinement et avec confinement en milieu dense pourrait être source d'incohérence dans résultats de  $\Delta q_c$  obtenu avec CPTU.

Les données de CPTU ont été analysées par le logiciel Slake pour vérifier la sensibilité à la liquéfaction selon les méthodes NCEER et Robertson. Les résultats ont montré que le milieu lâche a été liquéfiable avec un facteur de sécurité inférieur à 1. Par contre le milieu dense a été considéré comme non-liquéfiable avec facteur de sécurité supérieur à 1.3. Les Figures 2.18 et 2.19 montrent les résultats pour des milieux lâches et denses respectivement.

### 2.2.3.2 Essais de chargement cyclique à la pointe mécanique

Après la réalisation des tests avec CPTU, les tests en milieu dense ont été réalisés avec la pointe cyclique *Equaterre* et pour le milieu lâche cela a été l'inverse, le test cyclique, ensuite CPTU et sans confinement

Dans le cas moyennement dense (Massif 1), cinq tests CPT cycliques ont été réalisés à différentes profondeurs.

Grâce au vérin du bâti de la chambre de calibration, le pénétromètre *EQUATERRE*, le train de tubes et de tiges peuvent être enfoncés de manière continue jusqu'aux profondeurs souhaitées. Les valeurs de résistance de pointe étant trop élevées pour être contrôlées par le système *EQUATERRE*, une fois que le pénétromètre a atteint les positions préétablies. Ensuite le vérin reste fixe et c'est le module cyclique qui entre en action, en agissant uniquement sur le

## 2.2 Expérimentations au pénétromètre à pointe cyclique en chambre de calibration

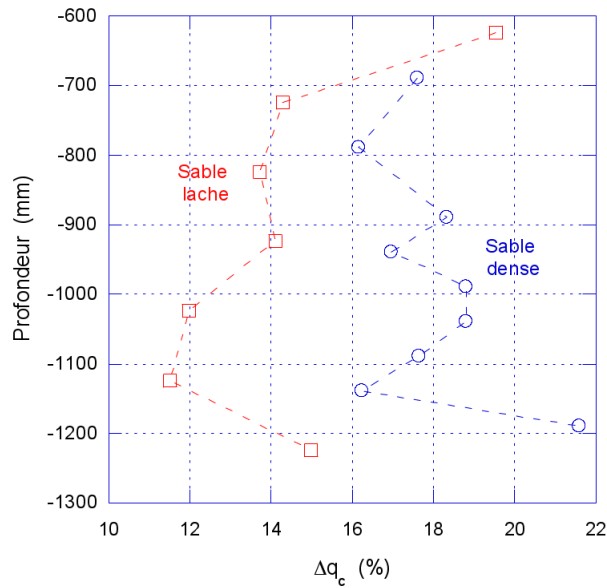


FIGURE 2.17 – Évolution de  $\Delta q_c$  en milieu dense et lâche par les essais CPTu.

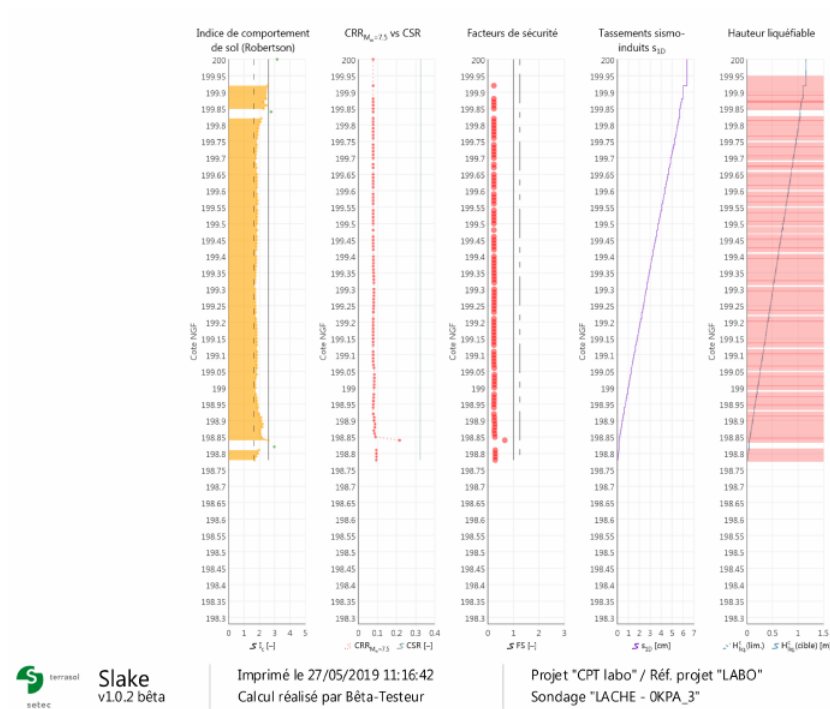


FIGURE 2.18 – Évolution de risque de liquéfaction par la méthode NCEER et Robertson selon logiciel Slake, milieu lâche.

train de tiges. Une étape de déchargement a été réalisée jusqu'à atteindre des valeurs d'effort potentiellement contrôlables par le module cyclique. Car, comme on rappelle le contexte général, consiste à placer non pas à la rupture (c'est-à-dire à la valeur de la résistance de pointe) mais en dessous pour être dans un état de chargement représentatif de l'ELS.

Chaque essai cyclique a été effectué en suivant la même procédure opératoire. Trois phases se succèdent durant chaque test : premièrement, la pointe du cône est enfoncée de manière monotone dans le sol jusqu'à atteindre une force égale à 1000 N (ce qui correspond, avec une surface de

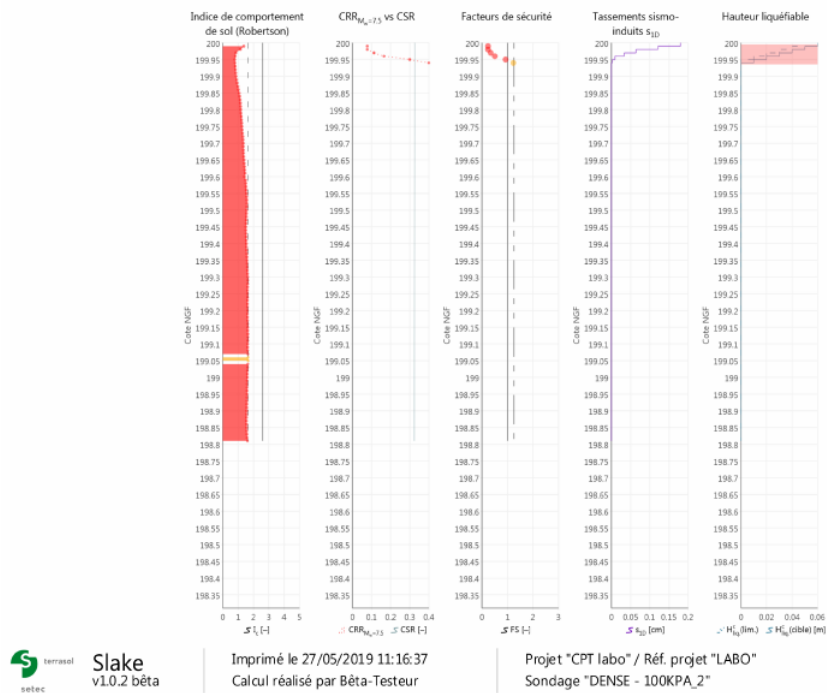


FIGURE 2.19 – Évolution de risque du liquéfaction par la méthode NCEER et Robertson selon logiciel Slake, milieu dense.

la pointe de 10 cm<sup>2</sup>, à une contrainte de 1 MPa); deuxièmement, une minute de dissipation est imposée afin de laisser le système se stabiliser et enfin, la tige centrale applique un mouvement axial cyclique selon les valeurs d'effort précédemment définies. Le plan des tests effectués dans le milieu moyennement dense est présenté sur le tableau 2.4.

Cyclic Test	Depth [cm]	Frquency [Hz]	Force range [N]	Total time [s]	Number of cycles
Test 1	~10	2	-500<F<2500	360	600
Test 2	~20	1	-500<F<3500	360	300
Test 3	~90	1	-500<F<23500	360	300
Test 4	~96	1	-500<F<3500	960	900
Test 5	~105	2	-500<F<3500	960	1800

TABLE 2.4 – Détails des tests cycliques par CPT cyclique dans le massif 1 moyennement dense

La variation cyclique de la force imposée par le dispositif *EQUATERRE* est présentée à titre d'exemple sur la Figure 2.21. Cet exemple fait référence au test 3, avec une fréquence de 1 Hz et des extremums de la force sur la pointe respectivement de -500 N et -2500 N (la force est ici comptée négativement en compression).

L'évolution du déplacement de la tête de la pointe en fonction du temps est montrée sur la Figure 2.22. Le trait noir montre la limite à partir de laquelle le sol se déforme.

Les deux premiers tests en milieux non-saturés, n'ont pas montré de déplacements verticaux importants (maximum 1 mm après 300 cycles) mais plutôt une stabilisation avec le nombre de cycles. Cela est probablement dû à l'état dense et sec des couches superficielles.

Pour les trois derniers tests en milieu saturé, les déplacements ont présenté quelques changements de pente modérés (voir Figure 2.22) au cours de la dernière partie de la charge cyclique mais, leur déplacement cumulatif étaient toujours de l'ordre de quelques millimètres, valeurs trop faibles pour pouvoir les considérer comme des couches liquéfiables. En fait, compte tenu des précédents

## 2.2 Expérimentations au pénétromètre à pointe cyclique en chambre de calibration

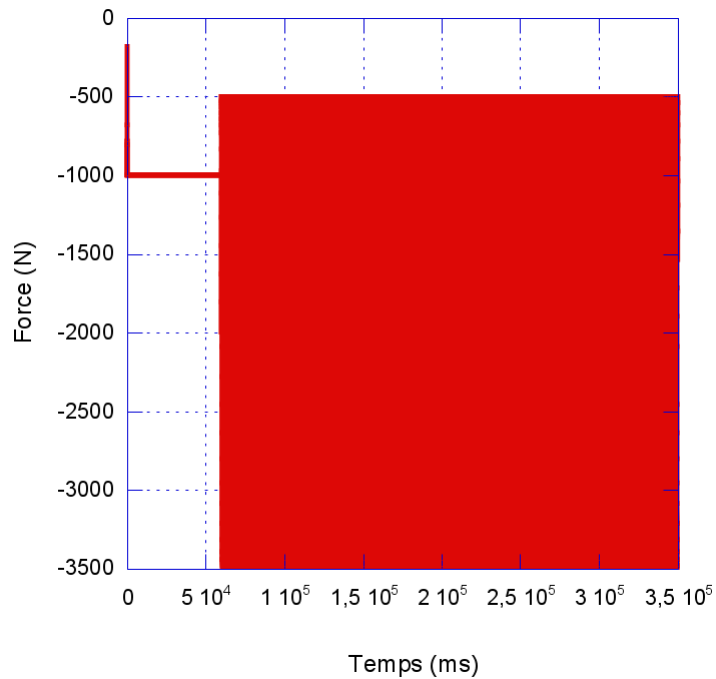


FIGURE 2.20 – Zoom sur l'évolution de la force appliquée sur la pointe en fonction du temps : test 3 effectué sur le massif 1 moyennement dense

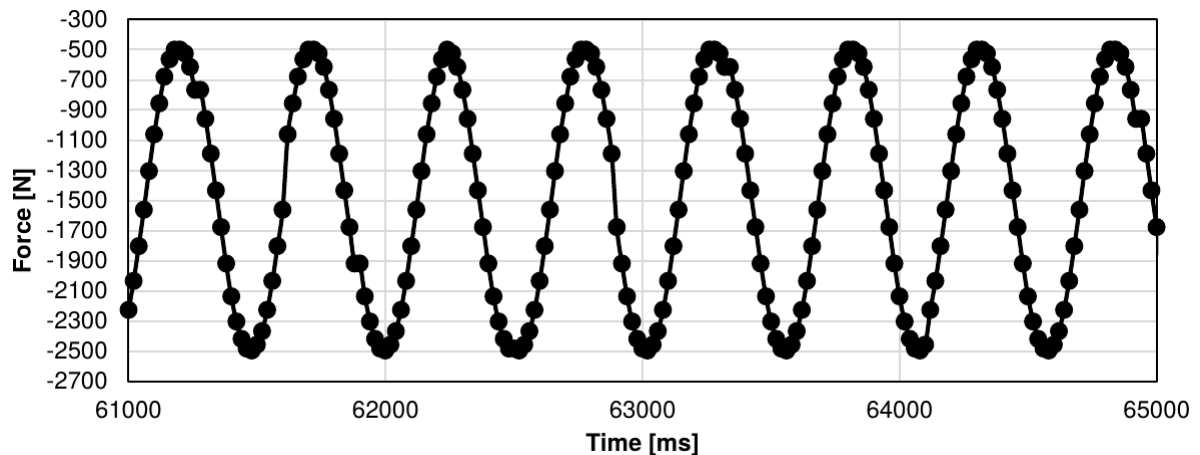


FIGURE 2.21 – Evolution de la force appliquée sur la pointe en fonction du temps : test 1 effectué sur le massif 1 moyennement dense

essais in situ effectués par *EQUATERRE* sur des sols liquéfiables, en fixant des paramètres d'essai similaires (fréquences et forces cibles), une amplitude de quelques centimètres de déplacements cumulés est considérée comme un indice d'instabilité. Cependant, les résultats obtenus dans le cadre de ce programme d'essais concordent avec l'état dense de l'échantillon. De plus, la légère augmentation de la pente des déplacements n'est apparue que dans les couches inférieures (les trois derniers tests) et ce scénario a été jugé raisonnable en raison de leurs valeurs élevées de degré de saturation.

Lorsque l'on trace l'évolution de la force sur la pointe en fonction du déplacement de cette dernière au fil des cycles, tous les tests présentent une réponse non linéaire due à la charge cyclique. Cela peut être rapidement identifié en observant la forme de la boucle d'hystérésis. La pente de la

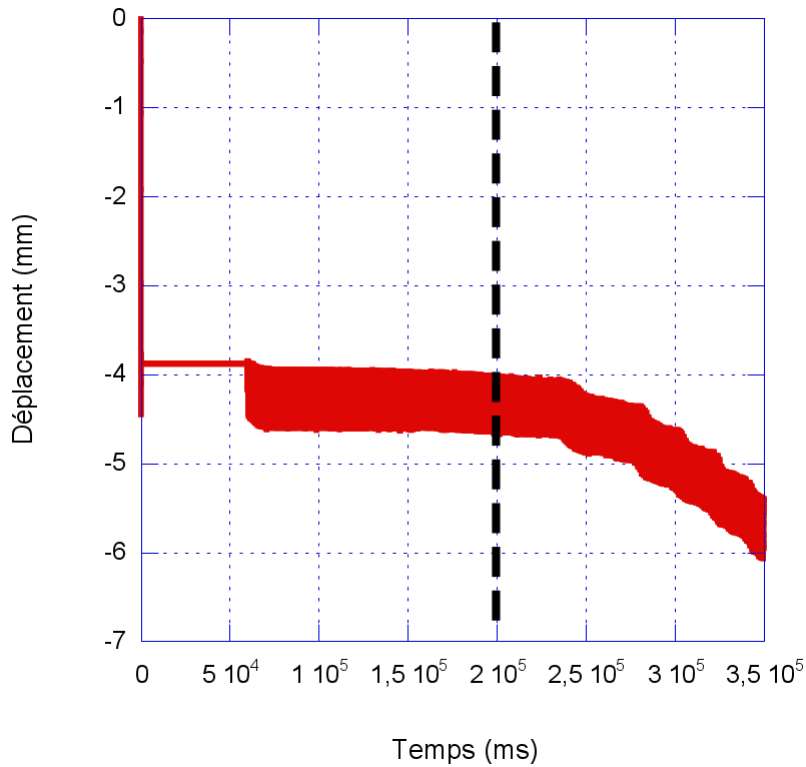


FIGURE 2.22 – Evolution du déplacement de la pointe en fonction du temps : test 3 effectué sur le massif 1

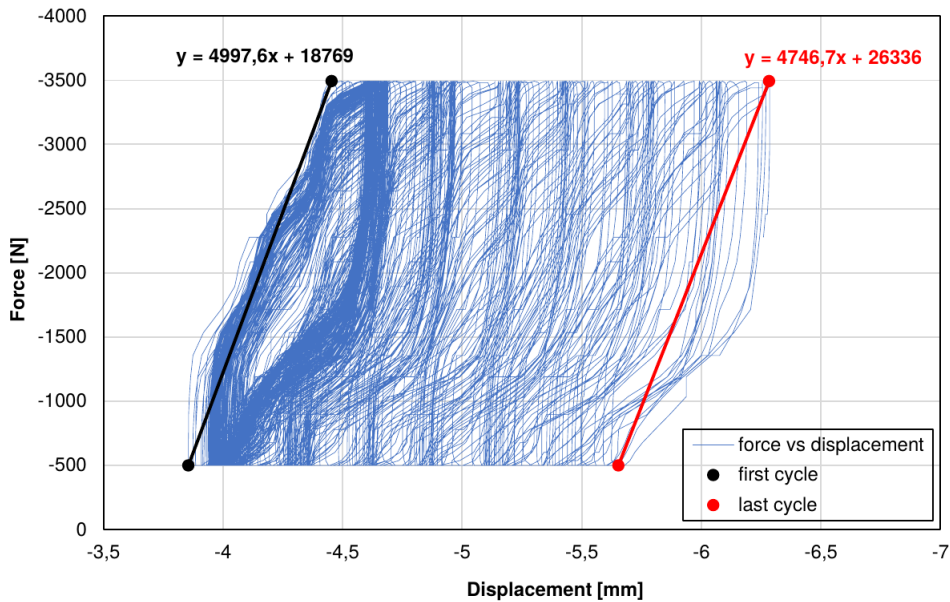


FIGURE 2.23 – Courbe force-déplacement de la pointe pour l'essai 3 sur la massif 1 (moyennement dense)

ligne pic à pic de l'hystérésis est directement liée à la rigidité du sol. L'analyse de l'évolution de cette pente sur plusieurs cycles et à différentes profondeurs est considéré comme un indicateur fiable des changements potentiels des propriétés mécaniques du sable étudié. L'idée a été de comparer les pentes de la première boucle avec la pente de la dernière. Cette comparaison peut permettre de définir la réaction du sol sous une sollicitation cyclique durcissant ou adoucissant.

## 2.2 Expérimentations au pénétromètre à pointe cyclique en chambre de calibration

On pourrait dire que, pour le cas dense, les pentes initiales et finales sont voisines (comme montré sur la Figure 2.23) et que la rigidité du sol ne semble pas avoir été affectée par les cycles.

Quatre essais cycliques exploitables ont été effectués sur la massif 2 de sable lâche. Le programme des tests est montré sur le tableau 2.5. Le test 7 a été en milieu non-saturé, le test 10 a été fait dans une condition partiellement saturé et les tests ont été en milieu saturé.

La Figure 2.24 montre l'évolution du déplacement de la tête de la pointe en fonction du temps pour ces quatre essais. En ce qui concerne l'essai 7, on observe sur cette dernière figure un comportement stabilisant (i.e. non augmentation du déplacement vertical avec les cycles). Ce comportement traduit la réponse d'un sol non-liquéfiable car le test est réalisé dans une zone sèche. Par contre, lors des trois autres tests, l'évolution du déplacement vertical est très marqué. Le déplacement pour ces trois derniers essais a atteint à 4 cm est la valeur maximale du déplacement autorisée avec la pointe *EQUATERRE* tandis que, dans le milieu moyennement dense, on a obtenu maximum 2 mm de déplacement.

Cyclic Test	Depth [cm]	Top confinement [KPa]	Frquency [Hz]	Force range [N]	Total number of cycles	Number of cycles step1	Number of cycles step2
Test 7	~20	100	1	500<F<2000	300	/	/
Test 10	~70	100	1	500<F<3500	264	104	160
Test 11	~90	100	1	500<F<3500	369	174	195
Test 17	~80	0	1	500<F<1000	13	13	/

TABLE 2.5 – Détails des tests cycliques réalisés dans le massif 2 de sable lâche avec la pointe *Equaterre*.

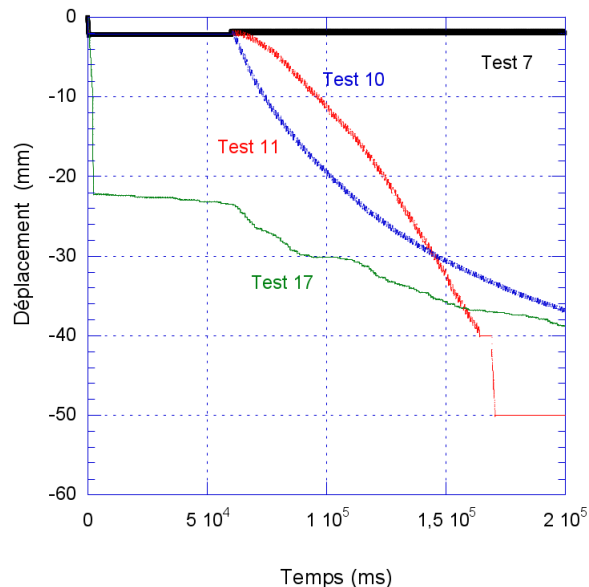


FIGURE 2.24 – Évolution du déplacement de la pointe en fonction du temps pour les essais réalisés dans le massif 2 de sable lâche.

L'essai 17 (Figure 2.25) montre un enfoncement brutal après 13 cycles (haut) et le chargement

cyclique imposé par la force (bas) a été perturbé car le sol a perdu sa résistance et que la pointe n'arrivait pas à atteindre les forces imposées au début de l'essai. On suppose que ce type d'instabilité pourrait être due à la liquéfaction du sol sous la pointe. Les essais 10 (Figure 2.26) et 11 (Figure 2.27) présentent des évolutions du même ordre de grandeur en termes d'enfoncement de la pointe mais avec une pente assez régulière et pas brutale contrairement à celle de test 17. Néanmoins, l'analyse des courbes force-déplacement montre un comportement qu'on pourrait qualifier d'adoucissant pour le test 10 (diminution de la rigidité apparente) et durcissant pour le test 11 (augmentation de la rigidité apparente).

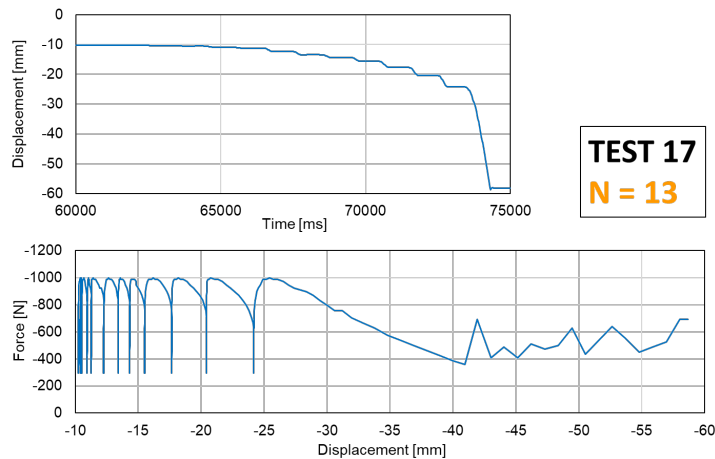


FIGURE 2.25 – Evolution du déplacement de la pointe en fonction du temps et courbe force-déplacement (test 17 réalisé dans le massif 2 de sable lâche), enfoncement brutal.

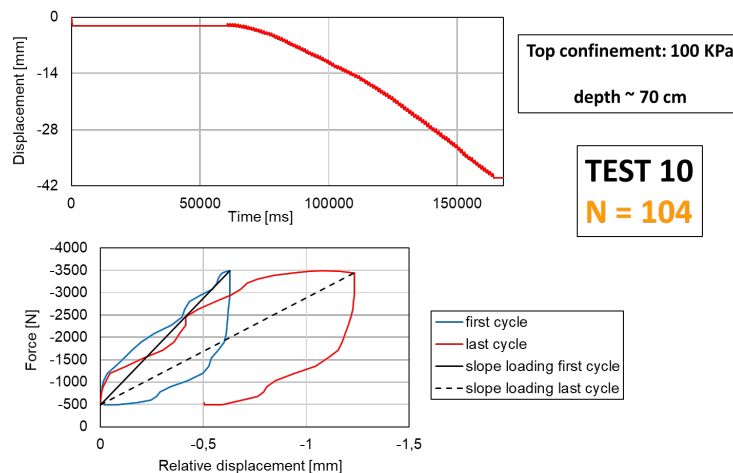


FIGURE 2.26 – Évolution du déplacement de la pointe en fonction du temps et courbe force-déplacement (test 10 réalisé dans le massif 2 de sable lâche), comportement adoucissant.

Une fois les tests cycliques terminés, la résistance de la pointe est mesurée pour vérifier la résistance résiduelle du sol après le chargement cyclique. On pourrait imaginer à nouveau une série de chargement cyclique pour tester la susceptibilité du sol à la liquéfaction si le sol a été déjà une fois se liquéfié. Cette partie n'a pas été dans le cadre de ces travaux et fait partie de travaux futurs.

## 2.2 Expérimentations au pénétromètre à pointe cyclique en chambre de calibration

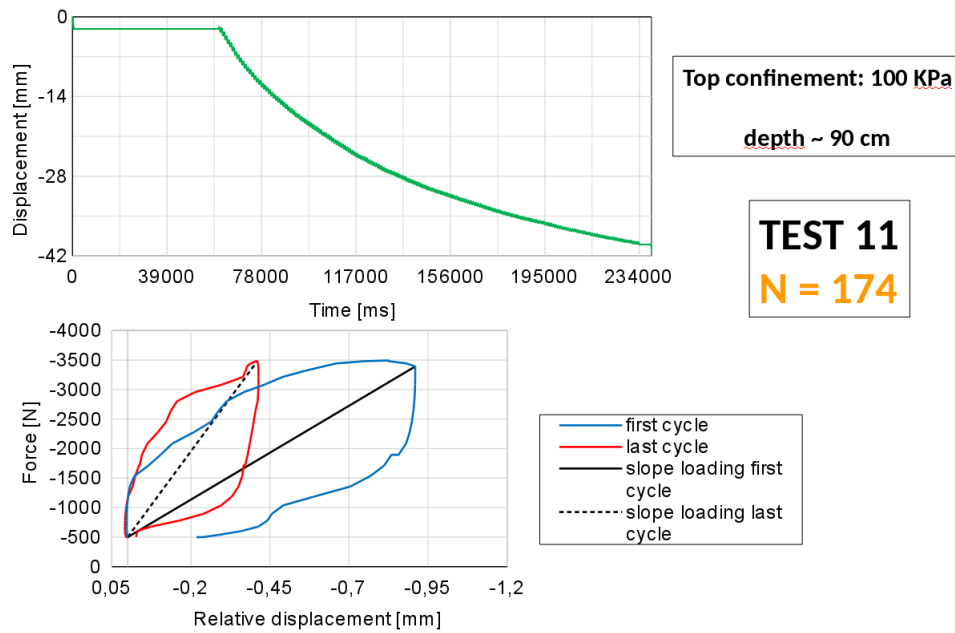


FIGURE 2.27 – Évolution du déplacement de la pointe en fonction du temps et courbe force-déplacement (test10 réalisé dans le massif 2 de sable lâche), comportement durcissant.

### 2.2.4 Conclusions

L'objectif principal de ce chapitre a été d'évaluer le potentiel de la nouvelle méthode CPT Cyclique développée par le Groupe *EQUATERRE*.  $\Delta q_c$  est une approche innovante utilisée par *Equaterre* pour repérer les zones sensibles à la liquéfaction.

Les essais au CPTU, et notamment l'évolution des pressions interstitielles, ont confirmé le comportement dilatant du sable dense et contractant du sable lâche. Les résultats de  $\Delta q_c$  obtenus par le CPTu sont contraires aux observations in situ ce qui pourrait être dû à la différence de confinement en milieu dense et lâche.

Les essais cyclique avec le CPT *EQUATERRE* ont montré des résultats prometteurs. En milieu moyennement dense, les tests cycliques ont présenté des comportements attendus (non-liquéfaction). En milieu lâche, les résultats sont présentés des liquéfactions dues aux grandes déformations de la pointe CPT cyclique (4 cm). En plus, on suppose qu'on pourrait obtenir des informations supplémentaires de ce type d'essais, non seulement le risque d'instabilité mais également de l'information sur le caractère durcissant ou radoucissant du sol sous la pointe qui pourrait être intéressant en ingénierie géotechnique et le traitement des sols sensibles aux tassements importants par exemple.





Deuxième partie

Modélisation numérique



# CHAPITRE 3

## PRINCIPES ET PARAMÉTRAGES DU MODÈLE NUMÉRIQUE DISCRET SEC

### Sommaire

---

<b>3.1</b>	<b>Introduction</b>	<b>59</b>
<b>3.2</b>	<b>Définition du modèle numérique</b>	<b>60</b>
3.2.1	Lois de contact	60
3.2.2	Géométrie du modèle	60
3.2.3	Méthode de raffinement de la discrétisation du sol	61
3.2.4	Génération et compactage de l'assemblage granulaire	63
<b>3.3</b>	<b>Paramètres mécaniques du modèle et résultat type</b>	<b>65</b>
<b>3.4</b>	<b>Etude paramétrique</b>	<b>67</b>
3.4.1	Ouverture du domaine prismatique de simulation	68
3.4.2	Hauteur du domaine prismatique de simulation	68
3.4.3	Effet du gradient de raffinement de la discrétisation du sol fonction de la distance à la pointe	69
3.4.4	Rapport $Rd$ (diamètre chambre calibration / diamètre pointe)	70
3.4.5	Rapport $Rp$ (diamètre pointe / diamètre particules)	73
3.4.6	Vitesse de pénétration	74
3.4.7	Frottement pointe/sol	74
3.4.8	Angle d'ouverture de la pointe	75
<b>3.5</b>	<b>Prise en compte d'une résistance au roulement entre particules</b>	<b>77</b>
3.5.1	Caractérisation du modèle de sol par simulation de compressions triaxiales	77
3.5.2	Simulations types de pénétration statique avec résistance au roulement	78
<b>3.6</b>	<b>Sollicitation cyclique de la pointe</b>	<b>80</b>
3.6.1	Cycles en déplacement imposé	80
3.6.2	Cycles en force imposée	81
<b>3.7</b>	<b>Conclusion</b>	<b>86</b>

---

### 3.1 Introduction

Ce chapitre présente la définition de la simulation, sur la base de la méthode des éléments discrets (DEM), de l'essai de pénétration statique en chambre de calibration dans des milieux granulaires denses et lâches sans fluide interstitiel. Pour ce faire, on décrit en premier lieu la géométrie de la pointe et de la chambre de calibration virtuelle mise en oeuvre ainsi que les conditions limites considérées vis-à-vis de chacun de ces objets. Le mode de préparation de l'assemblage

granulaire au sein de la chambre de calibration est aussi expliqué. Dans un second temps, afin de s'assurer de la pertinence du modèle numérique et de sa validité des études paramétriques, ont été réalisées. On s'est principalement attaché à l'influence de différents facteurs sur la résistance de la pointe ( $Q_c$ ). Enfin, dans le but de s'approcher d'un point de vue quantitatif du comportement d'un sable et d'élargir la gamme de densités initiales accessibles par l'assemblage granulaire (en particulier du côté des faibles densités), une résistance au roulement a été introduite au niveau des contacts. Des simulations de pénétration monotone (classique) et cyclique ont été réalisées avec cette résistance au roulement et est présentée en fin de ce chapitre.

## 3.2 Définition du modèle numérique

### 3.2.1 Lois de contact

Le modèle 3D de l'essai de pénétration est composé de particules sphériques. Deux types de loi de contact entre particules ont été utilisées successivement :

- une première loi dite «élastique frottante» qui présente l'avantage de ne comporter qu'un très faible nombre de paramètres mécaniques (des rigidités normale et tangentielle,  $K_n$  et  $K_s$ , constantes déduites du module de rigidité  $E_c$  et du coefficient de cisaillement  $\alpha_s$ , ainsi qu'un angle de frottement  $\varphi_c$ ), mais qui ne permet pas de s'affranchir de la forme sphérique trop idéalisée des particules ;
- une deuxième loi avec résistance au roulement qui inclue deux paramètres supplémentaires (une rigidité au roulement  $K_r$  déduite du coefficient de roulement  $\alpha_r$  et un frottement de roulement  $\eta_r$ ). Celle-ci conduit à une meilleure description quantitative de la résistance au cisaillement d'un sol et permet aussi de profiter d'une étendue de densités initiales sensiblement plus grande, notamment du côté des faibles densités.

Ces lois de contact et leurs paramètres ont été présentées et définis dans le chapitre précédent dédié à l'introduction de la méthode des éléments discrets.

### 3.2.2 Géométrie du modèle

Afin de s'affranchir des effets de bord sur la résistance de pointe, le rapport  $R_d$  entre le diamètre de la chambre de calibration et le diamètre de la pointe du pénétromètre doit être suffisamment grand, idéalement supérieur à 70 [Butlanska et al. \(2010\)](#); [Salgado et al. \(1998\)](#). Par conséquent, une représentation complète tridimensionnelle d'une chambre de calibration conventionnelle représenterait un coût en calcul prohibitif étant donné le grand nombre de particules qu'il serait nécessaire d'utiliser avec la DEM (le coût en calcul étant en directe relation avec le nombre de particules). Il a alors été choisi de tirer avantage de la symétrie de révolution du problème pour ne représenter numériquement qu'un secteur angulaire (Figure 3.1). Le domaine de simulation se présente donc sous la forme d'un prisme dont une des hauteurs est confondue avec l'axe de symétrie soit, l'axe du pénétromètre.  $Hc$  représente la hauteur du prisme et  $Rc$  la distance entre l'axe du pénétromètre et la face verticale opposée du prisme (autrement dit  $Rc$  est la hauteur de la base triangulaire du prisme). L'angle d'ouverture du prisme est noté  $\alpha_c$ . Les limites du prisme sont constituées de parois rigides fixes non frottantes. Ainsi, le domaine de simulation est limité par une enveloppe prismatique de volume constant.

Concernant la pointe du pénétromètre, la géométrie de celle-ci dans le modèle numérique, suit la géométrie originale de la pointe Gouda utilisée par la société *Equaterra* (Figure 3.2). Numériquement la pointe est constituée de sphères en parties superposées afin de reproduire cette géométrie originale (Figure 3.3). Ces sphères sont associées à un même "clump" rendant l'ensemble du modèle de pointe comme un corps rigide et indéformable pour le modèle numérique.

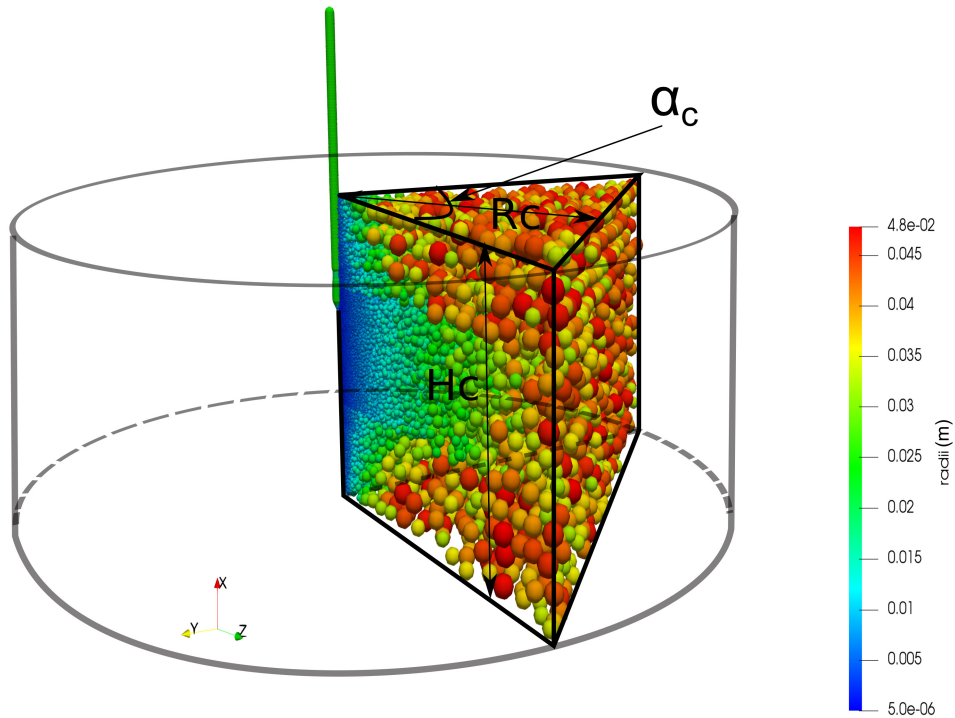


FIGURE 3.1 – Géométrie prismatique du modèle numérique de pénétration, au centre se situe la pointe du pénétromètre en partie enfouie dans le sol (l'échelle de couleur est relative à la taille des particules).

Le rayon de la pointe est noté  $R$  (et fixé dans ce travail à  $R = 0,025$  m). Ainsi, pour le modèle numérique le rapport  $Rd$  est défini par  $Rd = Rc/R$ .

Le mécanisme de translation de l'extrémité de la pointe par rapport au train de tubes du pénétromètre (voir Figure 3.2) n'a pas été reproduit dans le modèle numérique. Cette simplification a été rendue possible en considérant les sphères constituant le train de tube au-dessus de la pointe non-frottantes avec le sol environnant. De cette manière, un mouvement de translation (éventuellement cyclique) peut être imposé directement à la pointe sans effet parasite du frottement sol-train de tube comme cela est possible avec la pointe Gouda. Concernant la pointe elle-même, celle-ci peut-être considérée comme frottante ou non avec le sol. Une étude paramétrique vis-à-vis de ce point est d'ailleurs présentée plus loin dans ce chapitre.

#### 3.2.3 Méthode de raffinement de la discrétisation du sol

Toujours afin de contrôler le coût en calcul nous avons opté pour un raffinement variable de la discrétisation du sol en éléments discrets en fonction de la distance à la pointe. En effet, au voisinage de la pointe le sol est remanié de manière très importante et il est indispensable d'utiliser une description fine de celui-ci. En revanche, à une distance suffisante de la pointe, le réarrangement granulaire est absent et les déformations restent faibles et essentiellement élastiques.

La Figure 3.4 donne une représentation schématique de la distribution spatiale de la taille des sphères en fonction de la distance à la zone de pénétration de la pointe du pénétromètre. Le sol est divisé en trois couches : «couche supérieure», «couche centrale» et «couche inférieure». Par ailleurs, le modèle numérique est initialement généré avec la pointe du pénétromètre enfouie jusqu'au toit de la couche centrale et l'enfoncement de la pointe au cours de la simulation de l'essai de pénétration est limité à la hauteur de la couche centrale (i.e. la pénétration est volontairement

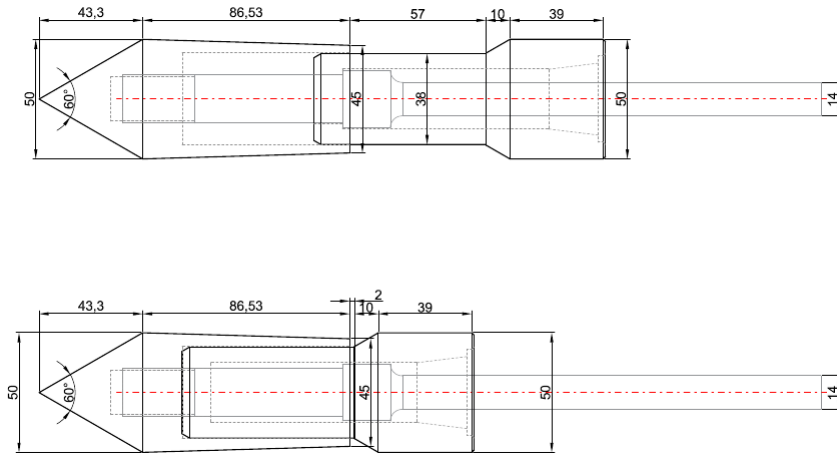


FIGURE 3.2 – Géométrie réelle de la pointe Gouda utilisée par la société *Equaterre* (cotes en mm).

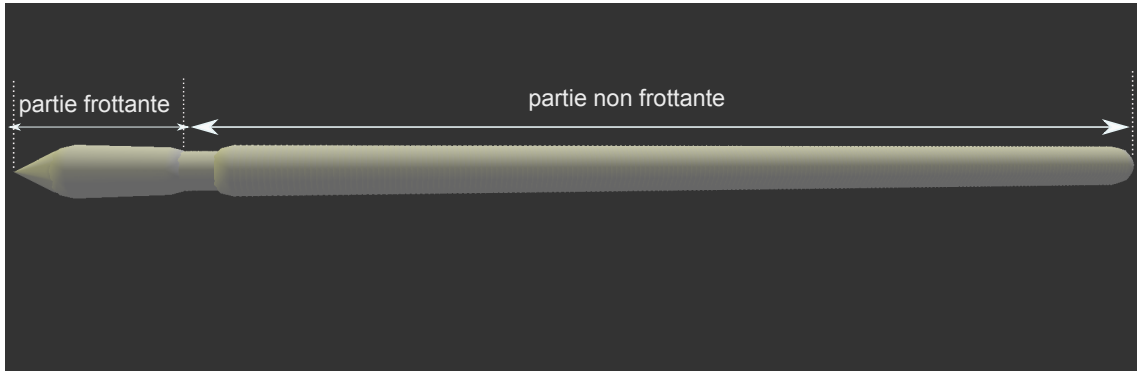


FIGURE 3.3 – Modèle numérique de la pointe constituée d'un «clump» de sphères.

stoppée lorsque la pointe atteint le toit de la couche inférieure). Par conséquent, une discrétisation plus fine du sol est assurée dans la couche centrale alors qu'on tolère une discrétisation un peu plus grossière dans les couches supérieures et inférieures. De plus, seule une variation radiale (par rapport à l'axe du pénétromètre) de la discrétisation est implémentée dans la couche centrale avec les rayons des particules qui augmentent en s'éloignant de l'axe du pénétromètre, alors que cette discrétisation est variable radialement et axialement (les particules sont d'autant plus grosses que l'on s'approche du toit ou de la base de la chambre de calibration virtuelle) dans les couches inférieures et supérieures.

Le coefficient de grossissement des particules dans la direction radiale  $Cr$ , est une variable du modèle numérique que l'on définit ici. Tout d'abord une zone tampon est définie dans la couche centrale sur une distance  $u_0 = 1,3R$  à l'axe du pénétromètre. Dans cette zone tampon, à proximité de la pointe du pénétromètre, il n'y a pas de variation radiale de la taille des particules dont le rayon moyen  $r$  est fixé en fonction du rayon de la pointe  $R$  par le rapport  $Rp = R/r$  choisi par l'opérateur.

Au delà d'une distance  $u_0$  le rayon moyen  $r_{\text{mean}}$  des particules est donné par :

$$r_{\text{mean}} = r b \quad (3.1)$$

où  $b$  dépend de la distance  $u$  à l'axe du pénétromètre en fonction de la relation :

$$b = \left( Cr \frac{Rc}{u_0} \right)^{u/Rc} \quad (3.2)$$

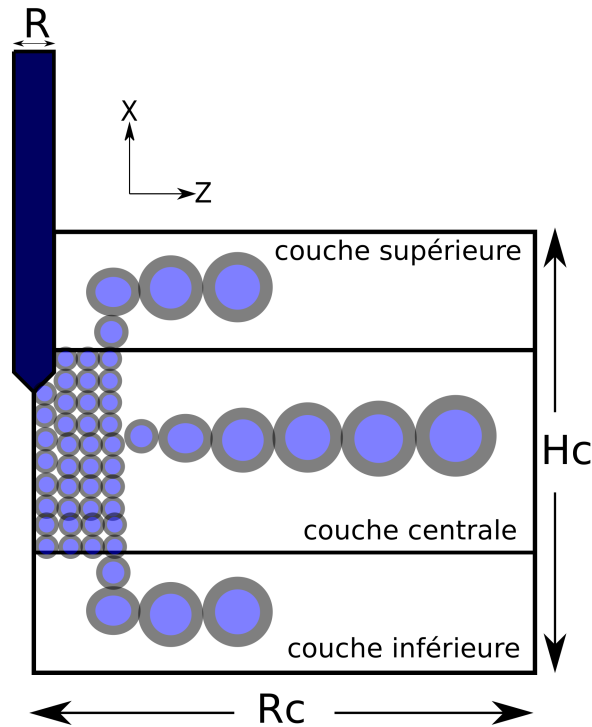


FIGURE 3.4 – Principe du raffinement de la discrétisation du sol en éléments discrets suivant la distance à la zone de pénétration de la pointe.

avec  $Cr$  le coefficient de grossissement radial tel que  $\frac{u_0}{Rc} \leq Cr \leq 1$ .

Ainsi, près de la pointe, le rapport  $u/Rc$  tend à s'annuler et  $r_{\text{mean}}$  tend vers  $r$ . La taille moyenne des particules suit une croissance exponentielle vis-à-vis de la distance  $u$  à l'axe du pénétromètre. Enfin, à proximité de la paroi externe du prisme, opposée à l'axe du pénétromètre,  $u/Rc$  tend vers 1 et  $r_{\text{mean}} = r \left( Cr \frac{Rc}{u_0} \right)$ . De plus, pour  $Cr = u_0/Rc$ ,  $b = 1$  quelque soit la distance  $u$  à l'axe du pénétromètre et il n'y a pas de grossissement des particules avec l'éloignement de la pointe du pénétromètre, alors que, pour  $Cr = 1$  le taux de grossissement des particules avec la distance  $u$  sera le plus important et le nombre particules représentant le sol sera fortement réduit.

En plus de la variation de la taille moyenne des particules en fonction de la distance à la pointe du pénétromètre une polydispersité des tailles de particules est introduite pour éviter toute cristallisation du milieu. Ainsi, en un point de l'espace donné, la taille de particule générée est choisi aléatoirement sur un intervalle  $[0,8 r_{\text{mean}}; 1,2 r_{\text{mean}}]$  selon une loi uniforme.

#### 3.2.4 Génération et compactage de l'assemblage granulaire

L'assemblage granulaire représentatif du sol est généré de manière à obtenir deux densités différentes, l'une typiquement lâche (qui serait représentative d'un sol liquéfiable si la perméabilité est suffisamment faible), l'autre typiquement dense (qui serait représentative d'un sol non liquéfiable) pour un confinement donné du sol. Le confinement du sol a été évalué via la contrainte normale de compression  $\sigma_f$  appliquées par les particules du sol sur la paroi verticale du prisme opposée à l'axe du pénétromètre (voir Figure 3.1).  $\sigma_f$  est d'une certaine manière représentative de la contrainte exercée par la sol sur la paroi périphérique d'une chambre de calibration.

Pour atteindre ces densités, l'assemblage granulaire est créé en trois étapes successives :

1. génération du modèle numérique de pénétromètre (Fig. 3.3) dans le domaine de simulation, de manière à ce que la pointe du pénétromètre s'encastre légèrement dans le toit de la couche centrale,



2. génération d'un nuage de grains sans contact dans le domaine de simulation en respectant la distribution des tailles de particules telle que définie dans la section 3.2.3 et telle que montrée sur la Figure 3.6
3. compactage de l'assemblage granulaire par grossissement des particules jusqu'à atteindre une contrainte  $\sigma_f = 100kPa$  et un état d'équilibre satisfaisant du milieu. L'équilibre du milieu granulaire est évalué via la force de déséquilibre adimensionnée  $Uf$  calculée comme le rapport de la moyenne des forces résultantes sur les particules sur la force de contact moyenne. L'équilibre statique parfait est atteint pour  $Uf = 0$  et le milieu a été considéré à un état d'équilibre satisfaisant pour  $Uf = 0,01$ . La Figure 3.5 montre l'évolution de  $\sigma_f$  et  $Uf$  au cours du compactage. La contrainte  $\sigma_f$  augmente lorsque que les particules augmentent de diamètre, le volume du domaine de simulation étant gardé fixe (la distribution de la taille des sphères est conservée lors du grossissement de ces dernières). La densité obtenue après compactage est fonction de l'angle de frottement au contact introduit pendant la phase de compactage, variable entre 0 (pour obtenir la densité maximum) et la valeur nominale utilisée au cours de la simulation de la pénétration (pour obtenir la densité la plus faible).

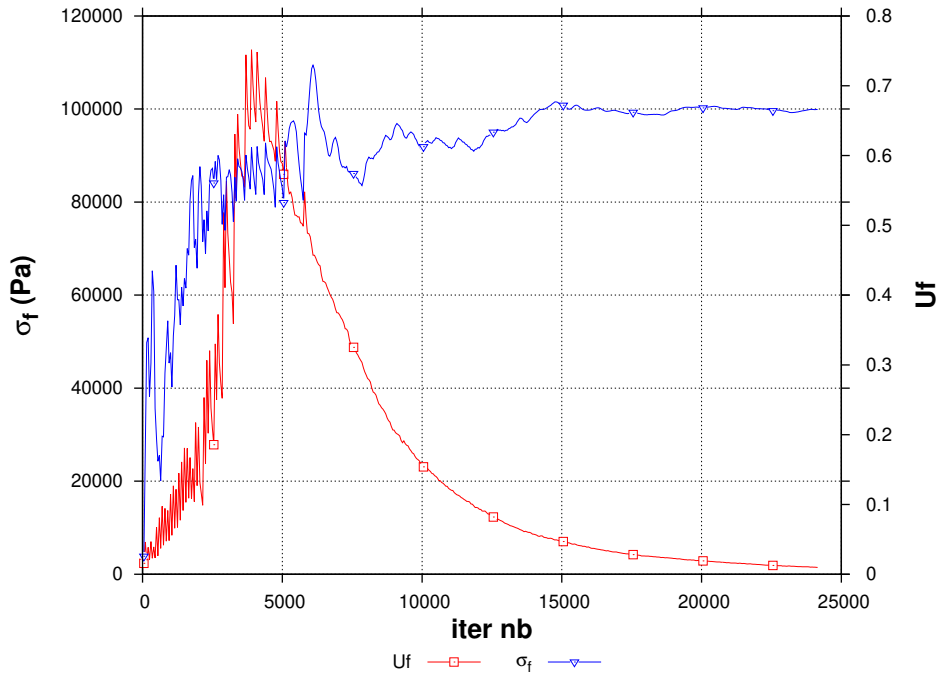


FIGURE 3.5 – Evolution de la contrainte  $\sigma_f$  et de la force de déséquilibre adimensionnée  $Uf$  au fil des itérations de la simulation pour le compactage de l'assemblage granulaire par grossissement des particules.

Le modèle numérique après compactage est présenté sur la Figure 3.7. Cette vue correspond aux paramètres géométriques donnés dans le Tableau 3.1 et retenus après l'étude paramétrique détaillée plus loin dans ce chapitre, pour la réalisation des simulations des essais de pénétration statique, de double mesure et de chargements cycliques de la pointe (y compris avec la prise en compte du couplage avec l'eau interstitielle, cf. chapitre suivant).

$\alpha_c^\circ$	$Hc$ (m)	$Rc$ (m)	$R$ (m)	$Rd$	$Rp$	$Cr$	nombre de particules
90	1.3	1.5	0.025	60	18	0,7	45 000

TABLE 3.1 – Caractéristiques géométriques du modèle numérique de pénétration statique.

### 3.3 Paramètres mécaniques du modèle et résultat type

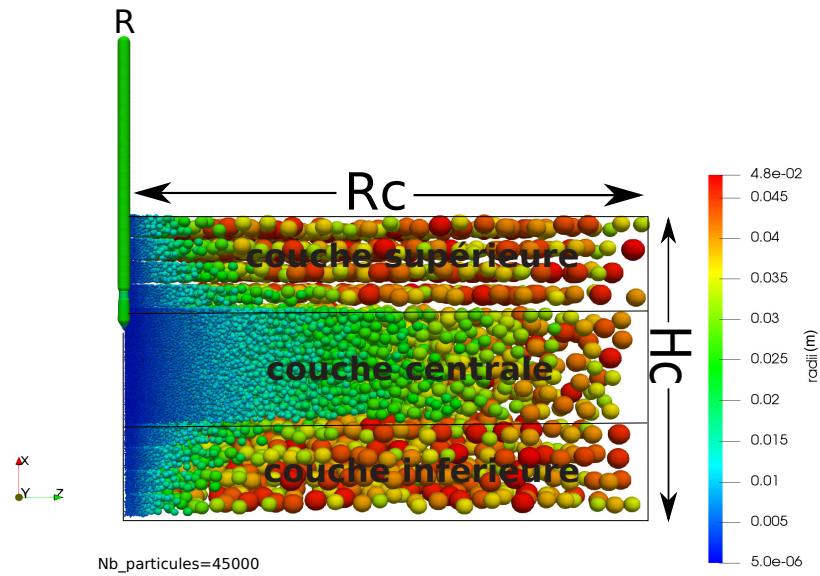


FIGURE 3.6 – Coupe verticale du modèle numérique après génération du nuage de sphères (i.e. avant compactage).

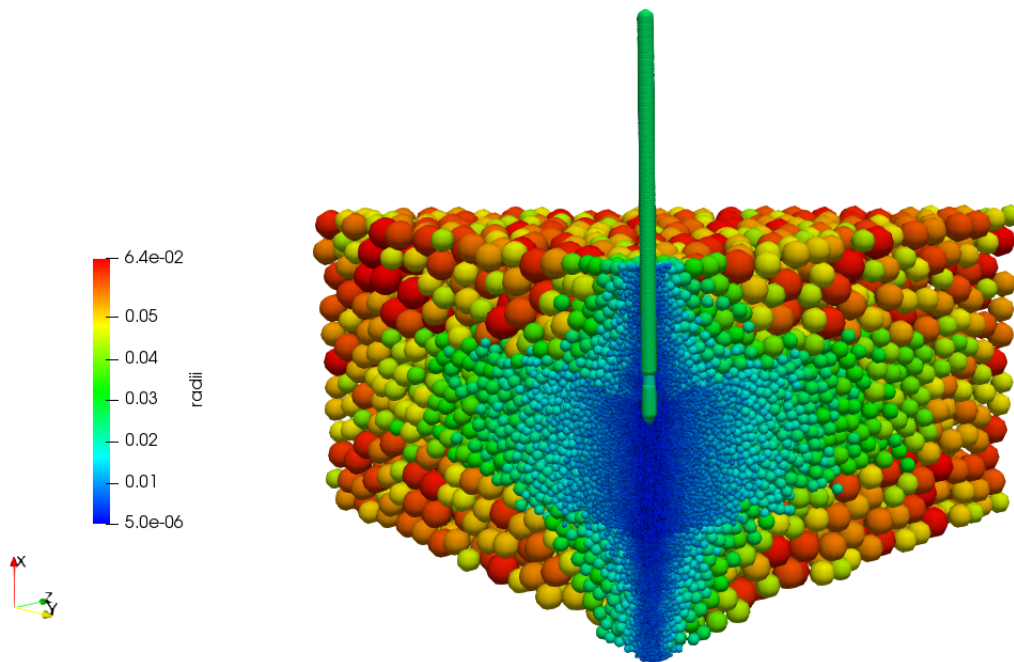


FIGURE 3.7 – Vue du modèle numérique après compactage de l'assemblage granulaire ( $H_c = 1.3m$ ,  $R_d = 60$ ,  $\alpha_c = 90^\circ$ ,  $R_p = 18$  au voisinage de la pointe, nombre de particules du sol = 45000).

### 3.3 Paramètres mécaniques du modèle et résultat type

L'étude de faisabilité du modèle numérique ainsi que l'étude paramétrique décrite ci-après ont été réalisées avec la loi de contact «élastique frottante» avec des valeurs des paramètres mécaniques typiques de celles considérées pour des modèles numériques discrets de sol granulaires.

Ces paramètres sont donnés dans le tableau 3.2.

	$E_c$ (MPa)	$\alpha_s$ (-)	$\varphi_c$ (deg)	masse volumique (kg.m <sup>-3</sup> )
Sol	3.10 <sup>7</sup>	0,5	30	3000
Pointe	3.10 <sup>7</sup>	0,5	0	élt. non dynamique

TABLE 3.2 – Paramètres mécaniques par défaut utilisés pour la loi de contact «élastique frottante»

Par ailleurs, on notera qu'il n'y a pas eu d'introduction d'un amortissement (numérique ou visqueux) lors des simulations d'essais de pénétration, il n'y a donc pas d'effet d'un tel paramètre sur les résultats obtenus. Seul un amortissement numérique de type «Cundall» a été considéré lors de la phase de compactage de l'assemblage granulaire pour faciliter l'atteinte d'un état quasi-statique à l'issue de cette phase.

Deux densités initiales (i.e. après compactage et sous un confinement de 100 kPa) de référence de l'assemblage granulaire ont été choisies, l'une dite «lâche» avec une porosité  $n = 0.44$  et un nombre de coordination  $z = 3.8$  et l'autre dite «dense» avec  $n = 0.35$  et  $z = 4.7$ .

La Figure 3.8 montre les résistances de pointes simulées pour chacun des états denses et lâches pour un enfoncement de la pointe à une vitesse de 0.02 m/s à travers la couche centrale du modèle (cf. Figure 3.6) et pour les paramètres géométriques du modèle donnés dans le tableau 3.1. Les résistances de pointe  $Q_c$  simulées sur les milieux lâche et dense sont environ de 550 kPa et 800 kPa respectivement.

Par ailleurs, une estimation de la résistance de pointe peut être déduite de la contrainte limite de pointe  $q_{pl}$  telle que déterminée selon le DTU 13.2 13.2 (1992) pour le calcul des fondations profondes. Pour un ancrage supérieur à l'ancrage critique :

$$q_{pl} = a.N_{qmax} + \lambda.c'.N_{cmax} \quad (3.3)$$

avec  $a = 0,05$  MPa et une cohésion  $c' = 0$  dans notre cas. Ainsi, pour un sable typiquement lâche  $\varphi' = 20^\circ$  et  $q_{pl} = 650$  kPa; pour un sable plus dense la résistance de pointe  $q_{pl}$  atteint 2850 kPa pour  $\varphi' = 30^\circ$  et 6700 kPa pour  $\varphi' = 35^\circ$ .

La résistance de pointe simulée en milieu lâche est assez cohérente avec l'estimation du DTU 13.2 malgré de fortes oscillations (liées à la nature discrète du mode de représentation du sol). En effet, l'angle de frottement interne (macroscopique) du modèle discret de sol est voisin de  $20^\circ$  avec les paramètres utilisés. En revanche, le modèle sous-estime la résistance de pointe dans le cas d'un milieu dense, ce qui est a priori attendu puisque l'angle de frottement interne du modèle de sol plafonne à des valeurs inférieures à  $30^\circ$  du fait des particules sphériques (même pour un angle de frottement au contact très important). La mise en oeuvre plus loin dans ce chapitre de la loi de contact avec résistance au roulement permettra de réduire cet écart dans le cas dense.

### 3.4 Etude paramétrique

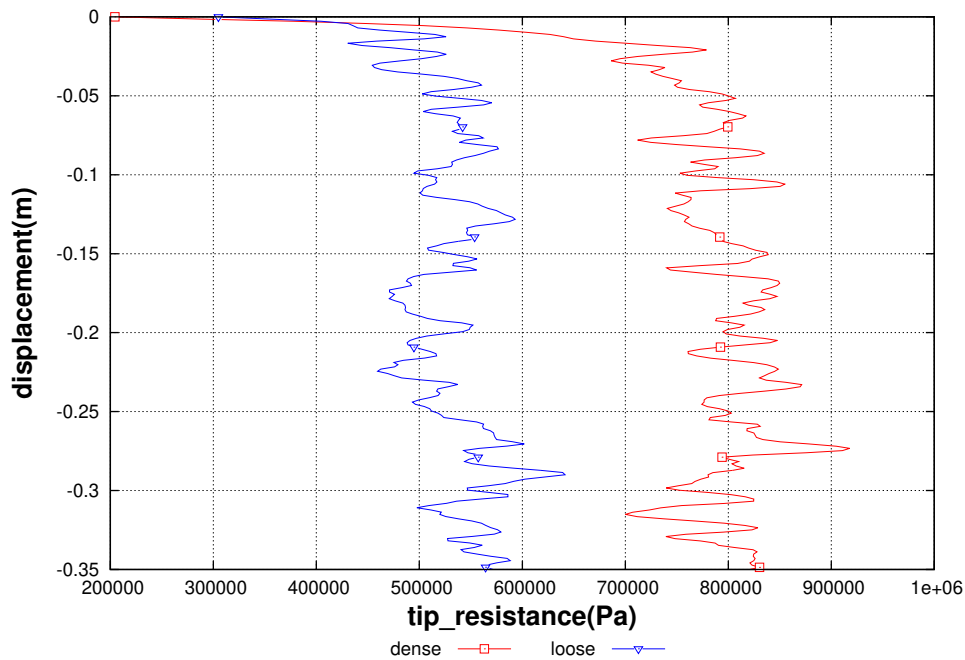


FIGURE 3.8 – Profils de résistance de pointe  $Q_c$  typiques simulées dans un milieu dense et un milieu lâche avec la loi de contact «élastique frottante».

### 3.4 Etude paramétrique

L'étude paramétrique a porté sur une série de paramètres du modèle :

- certains sont propres à la discrétisation du sol (taille des particules, gradient de discrétisation du sol),
- d'autres définissent la géométrie du domaine de simulation (hauteur, rayon et angle d'ouverture du secteur angulaire représentatif de la chambre de calibration),
- d'autres encore sont liés aux caractéristiques de la pointe du pénétromètre (angle d'ouverture de la pointe, frottement pointe/sol),
- enfin, l'effet de la vitesse de pénétration du pénétromètre a également été étudiée.

L'objectif de cette étude paramétrique, était entre autres, de nous guider dans le choix de certains types de paramètres (liés à la discrétisation du sol, à la géométrie du domaine de simulation ou encore, à la vitesse de pénétration) pour optimiser le coût des calculs sans trop restreindre les limites du modèle. D'autre part, l'effet du frottement pointe/particules, et de l'angle d'ouverture de la pointe ont été étudiés à des fins informatives sans conséquence sur les limites ou les performances du modèle.

Les paramètres mécaniques utilisés pour cette étude sont ceux donnés dans le tableau 3.2. Pour chaque cas d'étude les paramètres géométriques sont définis dans le tableau 4.1. Le choix des valeurs de certains de ces paramètres (tel que le rayon de la chambre de calibration  $R_c$  volontairement réduit dans différents cas) ne correspondent pas nécessairement aux valeurs optimisées, mais permettent d'étudier l'effet du paramètre considéré tout en réduisant le coût des calculs qui sont nécessairement multipliés pour une étude paramétrique.

Dans tous les cas la résistance de pointe  $Q_c$  constitue la réponse simulée du modèle, qui est, systématiquement, suivie au cours de cette étude paramétrique.

Paramètre étudié	$\alpha_c$ (deg)	$Hc$ (m)	$Rc$ (m)	$R$ (m)	$Rd$	$Rp$	$Cr$	Remarque
Ouverture du prisme $\alpha_c$	30 à 120	2,6	1,0	0,025	40	8	0,7	-
Hauteur du prisme $Hc$	90	1,3 à 5,2	1,5	0,025	60	8	0,7	-
Gradient taille particules $Cr$	90	1,3	0,5	0,025	20	12	0,35 à 1,0	-
Rapport $Rd$ ( $\phi_{Ch. Cal.}/\phi_{pointe}$ )	90	1,3	0,125 à 3,0	0,025	5 à 120	18	0,7	-
Rapport $Rp$ ( $\phi_{pointe}/\phi_{particule}$ )	90	1,3	1,5	0,025	60	8 à 18	0,7	-
Vitesse de pénétration	90	1,3	0,5	0,025	20	18	0,7	pénétration de 2 à 1000 cm/s
Frottement $\phi_p$ pointe/sol	90	1,3	1,5	0,025	20	18	0,7	$\phi_p = 0$ à 20 deg
Angle ouverture pointe $\alpha_p$	90	1,3	0,5	0,025	20	18	0,7	$\alpha_p = 45$ à 120 deg

TABLE 3.3 – Détail des paramètres géométriques du modèles pour chaque cas de l'étude paramétrique.

### 3.4.1 Ouverture du domaine prismatique de simulation

La Figure 3.9 représente la résistance de pointe simulée pour le milieu lâche en fonction de l'ouverture  $\alpha_c$  (de  $30^\circ$  à  $120^\circ$ ) du prisme représentant le domaine de simulation tel que définie sur la Figure 3.1.

On remarque que pour  $\alpha_c < 90^\circ$  la résistance de pointe est fonction de l'ouverture du prisme avec une sous-estimation croissante pour des valeurs de  $\alpha_c$  décroissantes. En effet, pour un angle d'ouverture trop réduit certaines particules du sols sont exclues du voisinage de la pointe du pénétromètre pour des raisons simplement géométriques conduisant à une augmentation «artificielle» de la porosité du sol dans cette zone. En revanche, le nombre de particules de sol est bien sûr croissant avec l'angle d'ouverture du prisme comme indiqué dans le tableau 3.4. Par conséquent, une ouverture du prisme  $\alpha_c$  de  $90^\circ$  a été choisie pour éviter une influence de  $\alpha_c$  sur la résistance de pointe  $Q_c$  tout en limitant le coût des calculs.

$\alpha_c$ (deg)	30	45	60	90	120
N	2200	3500	5100	9100	15700

TABLE 3.4 – Nombre de particules du sol (N) pour différentes ouvertures  $\alpha_c$  du domaine prismatique de simulation

### 3.4.2 Hauteur du domaine prismatique de simulation

Les profils de résistance de pointe  $Q_c$  pour différentes hauteurs  $Hc$  de la chambre de calibration virtuelle sont montrés sur la Figure 3.10 pour le milieu dense. Pour les trois valeurs de  $Hc$  testées (1,3; 2,6 et 5,2 m) la pénétration du pénétromètre a toujours été simulée sur un déplacement de 35 cm centrée par rapport à la hauteur  $Hc$ .

Il n'y a pas d'effet notable de la hauteur sur la résistance de pointe pour la gamme de valeurs de  $Hc$  testée. Ainsi, on retient la plus faible valeur,  $Hc = 1,3$  m, afin de limiter le nombre de particules de sol.

### 3.4 Etude paramétrique

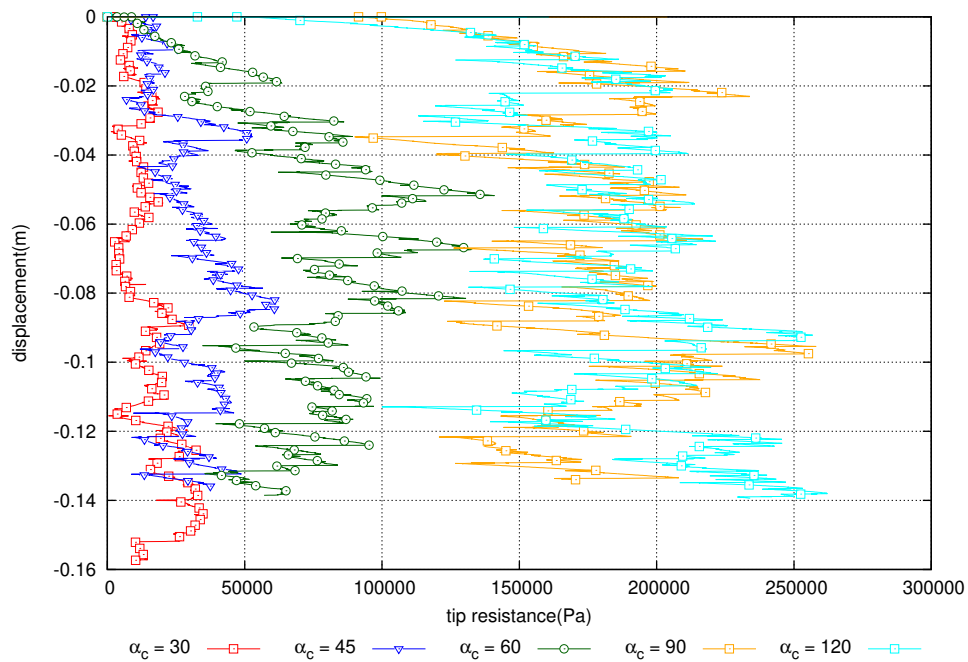


FIGURE 3.9 – Profils de résistance de pointe  $Q_c$  dans le milieu lâche pour différentes ouvertures du domaine prismatique ( $\alpha_c = 30^\circ$  à  $120^\circ$ ).

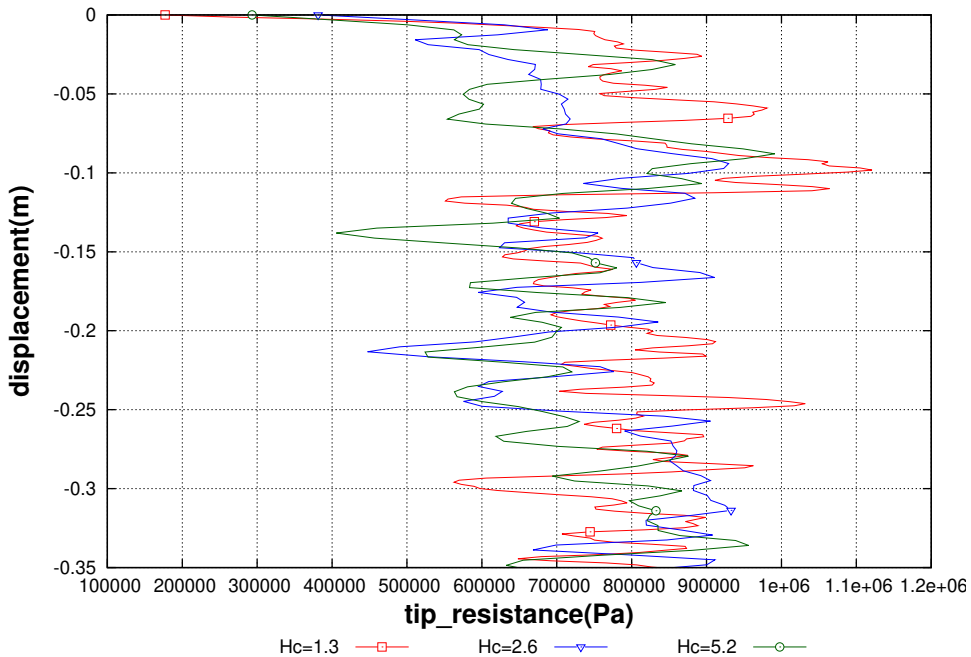


FIGURE 3.10 – Profils de résistance de pointe  $Q_c$  dans le milieu dense pour différentes hauteurs du domaine prismatique ( $H_c = 1,3$ ;  $2,6$  et  $5,2$  m).

#### 3.4.3 Effet du gradient de raffinement de la discrétisation du sol fonction de la distance à la pointe

Comme expliqué à la section 3.2.3 le gradient de taille des particules de sol en fonction de la distance radiale à la pointe du pénétromètre est contrôlé par le paramètre  $Cr$  (Equation 3.2). Autrement dit, on présente dans cette partie l'effet sur la résistance de pointe du coefficient

$Cr$ , traduisant le raffinement de la discrétisation du sol en particule en fonction de la distance à la pointe. Cette étude a été menée sur le milieu lâche car le plus sensible aux effets d'une discrétisation qui serait trop grossière (même de manière éloignée de la pointe).

La Figure 3.11 présente les profils de résistance de pointe  $Qc$  pour  $Cr = 0,35$ ;  $0,7$  et  $1,0$ . Les simulations ont été répétées trois fois pour chaque valeur de  $Cr$  (en utilisant des générations aléatoires différentes du nuage de particules initiales). Le paramètre  $N$  dans la légende des figures indique le nombre de particules pour chaque simulation. Pour des valeurs décroissantes de  $Cr$  le taux de grossissement des particules avec la distance à la pointe est de plus en plus faible (i.e. la discrétisation loin de la pointe est de plus en plus fine, mais la taille des particules au voisinage de la pointe reste inchangée) et le nombre de particules  $N$  est de plus en plus élevé. Ainsi, avec les paramètres utilisés pour cette étude (cf. Tableau 4.1) les nombres moyens de particules sont de 13 742; 17 436 et 35 524 pour  $Cr = 1,0$ ;  $0,7$  et  $0,35$  respectivement.

Pour un fort gradient d'augmentation de la taille des particules ( $Cr = 1,0$ ) les profils de  $Qc$  sont relativement sensibles aux hétérogénéités et présentent de ce fait une fluctuation importante et une répétabilité modérée. Une réduction de  $Cr$  permet de réduire ces fluctuations et d'améliorer la répétabilité de manière quasi équivalente pour  $Cr = 0,7$  et  $0,35$ . Toutefois, pour  $Cr = 0,35$  le nombre de particules est environ le double de celui pour  $Cr = 0,7$ . Par conséquent, on retiendra pour la suite une valeur de  $Cr = 0,7$ .

### 3.4.4 Rapport $Rd$ (diamètre chambre calibration / diamètre pointe)

Les essais physiques en chambre de calibration présents dans la littérature montrent que le rapport  $Rd$  entre le diamètre de la chambre de calibration et le diamètre de la pointe peut fortement influencer la résistance de pointe s'il est choisi trop petit. La limite semble dépendre de l'état de densité du sol ainsi que du type de conditions limites.

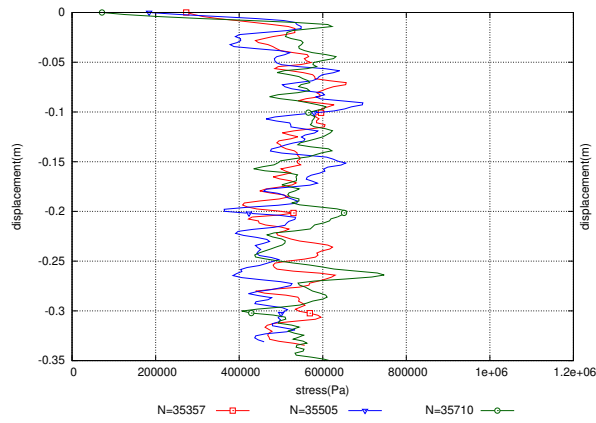
Pour le modèle numérique développé ici  $Rd$  est défini tel que  $Rd = Rc/R$  (où  $Rc$  est la hauteur de la base triangulaire du prisme, cf. Figure 3.1, et  $R$  le rayon de la pointe). Des simulations de pénétration statiques ont été réalisées pour des valeurs de  $Rd = 5$ ;  $10$ ;  $20$ ;  $60$ ;  $80$ ;  $120$  qui ont été obtenues en faisant varier la dimension  $Rc$  du domaine de simulation (représentatif du rayon de la chambre de calibration), alors que le rayon  $R$  de la pointe a été gardé constant (ainsi le rapport  $Rp$  est gardé constant). Les simulations ont été répétées trois fois pour chaque valeur de  $Rd$  sur la base d'une génération aléatoire différente du nuage de particules initial (avant compactage). On a retenu pour chaque simulation la valeur moyenne du profil de résistance de pointe  $Qc$  simulée. La Figure 3.12 présente ces résistances moyennes de pointe  $Qc$  en fonction de  $Rd$  pour les milieux dense et lâche respectivement. Les courbes sont tracées à partir des valeurs moyennes sur les trois simulations de répétabilité des valeurs de  $Qc$  moyennées sur les profils pénétrométriques; les barres d'erreurs donnent les valeurs maximum et minimum de  $Qc$  moyennées sur chaque profil parmi les trois simulations de répétabilité.

Dans le cas du milieu dense il semble qu'il y ait une légère tendance à une sous-estimation de la résistance de pointe pour les valeurs les plus faibles de  $Rd$  (5; 10 et 20), ce qui va dans le sens des observations à partir des essais physiques en chambre de calibration. Concernant le milieu lâche, il n'y a pas de tendance claire et monotone qui se dégage. Expérimentalement les effets de  $Rd$  semblent effectivement plus marqués pour les essais sur sols denses que sur sols lâches.

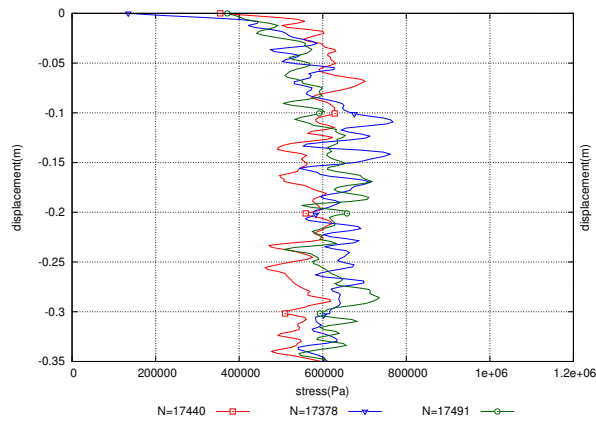
Afin de caractériser de manière plus complète les possibles effets du paramètre  $Rd$  la contrainte de compression  $\sigma_f$  exercée par le sol sur la paroi verticale du domaine prismatique opposée à l'axe de pénétromètre (ce qui correspondrait à l'enceinte périphérique de la chambre de calibration) a été suivie au cours de la descente du pénétromètre. En effet, cette paroi (comme les autres du modèle) est fixe et la contrainte  $\sigma_f$  exercée sur cette paroi constitue aussi une réponse du modèle. La variation relative de cette contrainte  $\delta\sigma_f / \sigma_{f \text{ initial}}$  obtenue à la fin de la simulation de l'essai de pénétration est montrée sur la Figure 3.13 en fonction de  $Rd$ . On note une augmentation



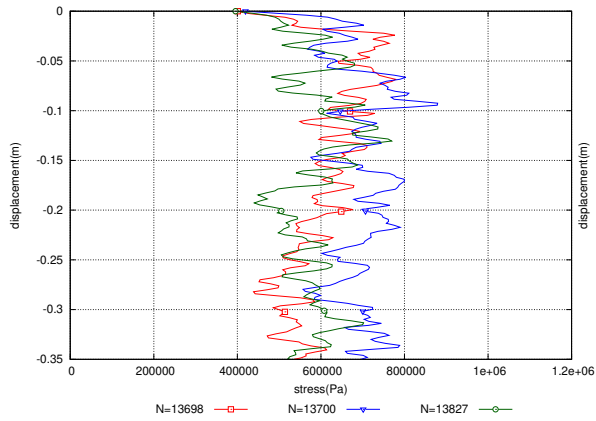
### 3.4 Etude paramétrique



(a)  $Cr = 0,35$ .



(b)  $Cr = 0,7$



(c)  $Cr = 1,0$

FIGURE 3.11 – Profils de résistance de pointe  $Q_c$  pour des valeurs de  $Cr$  de 0,35 (a), 0,7 (b) et 1,0 (c) simulés avec le milieu lâche ; pour chaque condition les simulations ont été répétées trois fois pour des modèles de sols réputés identiques ( $N$  représente le nombre de particules de sol dans le modèle).

remarquable de  $\sigma_f$  pour les petites valeurs de  $Rd$  qui s'explique par le fait que la pénétration s'effectue à volume global constant (toutes les frontières du domaine de simulation sont fixes) : ainsi, le volume vu par le sol est en légère réduction du fait de la place prise par le pénétromètre en fin de descente. Cet effet est plus limité dans le cas du milieu lâche grâce à son comportement



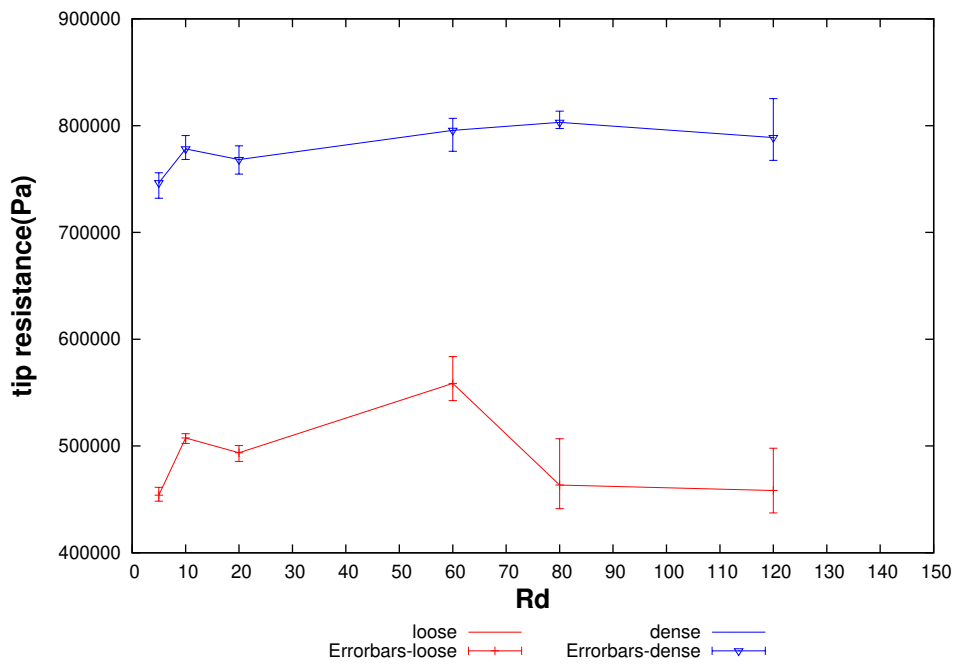


FIGURE 3.12 – Résistances de pointe  $Q_c$  moyennes simulées pour un rapport  $Rd$  variable dans les milieux dense et lâche.

contractant ce qui se traduit par un plus faible accroissement de  $\sigma_f$ .

Pour  $Rd = 60$  l'augmentation relative de  $\sigma_f$  est respectivement d'environ 0,3 % et 0,5 % pour les milieux lâche et dense et l'effet du volume constant imposé par les conditions limites est négligeable. La valeur de  $Rd = 60$ , cohérente avec les résultats de la littérature, est donc retenue pour la suite.

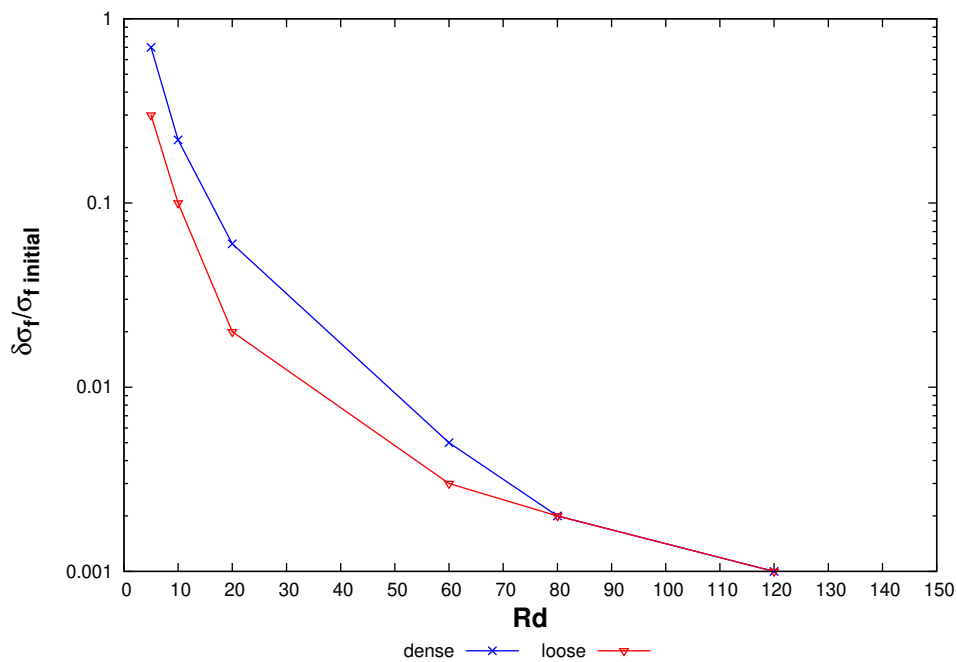


FIGURE 3.13 – Variation relative de la contrainte  $\sigma_f$  sur la paroi opposée à l'axe du pénétromètre en fonction du rapport  $Rd$  pour les milieux dense et lâche.

### 3.4 Etude paramétrique

#### 3.4.5 Rapport $R_p$ (diamètre pointe / diamètre particules)

La taille des particules de sol au voisinage direct de la pointe peut être fixée indépendamment du gradient de taille des particules en fonction de la distance à la pointe du pénétromètre (Pour une valeur de  $Cr$  fixée les particules de sol à une distance donnée de la pointe seront d'autant plus grosses que les particules au voisinage de la pointe seront elles-mêmes plus grosses). On caractérise la taille des particules au voisinage de la pointe par le rapport  $R_p$  entre le diamètre de la pointe  $R$  et le diamètre moyen des particules de sol au voisinage de la pointe.

L'étude sur le paramètre  $R_p$  a été conduite avec tous les autres paramètres géométriques ( $\alpha_c$ ,  $H_c$ ,  $R_d$  et  $Cr$ ) fixés à leurs valeurs définitives (cf. Tableau 4.1). De cette façon, les résultats simulés et le nombre de particules impliquées dans les simulations en fonction de  $R_p$  correspondent directement à ce qui serait attendu dans la configuration finale du modèle numérique.

Trois valeurs de  $R_p$  ont été testées,  $R_p = 8$ ; 12 et 18, conduisant respectivement à des nombres de particules de sol  $N = 5\,500$ ; 17 000 et 46 000. Les profils de résistance de pointe  $Q_c$  simulés dans ces conditions pour le milieu lâche (le plus sensible à une discrétisation trop grossière du sol) sont présentés sur la Figure 3.14. Pour la gamme de valeurs de  $R_p$  considérée, on ne distingue pas d'effet notable de  $R_p$  sur la valeur moyenne de la résistance de pointe  $Q_c$  (pas d'ordonnement avéré des profils de résistance de pointe en fonction de  $Q_c$ ). Toutefois, les fluctuations visibles sur les profils de  $Q_c$ , dues à la nature discrète du modèle de sol, sont relativement importantes (par rapport à la valeur moyenne de  $Q_c$ ) pour  $R_p = 8$  et 12, et nous paraissent acceptables pour  $R_p = 18$ . Le nombre de particules dans ce dernier cas ( $N = 46\,000$ ) reste raisonnable, il conduit à un temps de calcul pour une simulation d'une pénétration sur 35 cm de profondeur d'environ 12 heures sur un ordinateur conventionnel de bureau.

Ainsi, la valeur de  $R_p$  a été fixée à 18 pour la suite de ce travail.

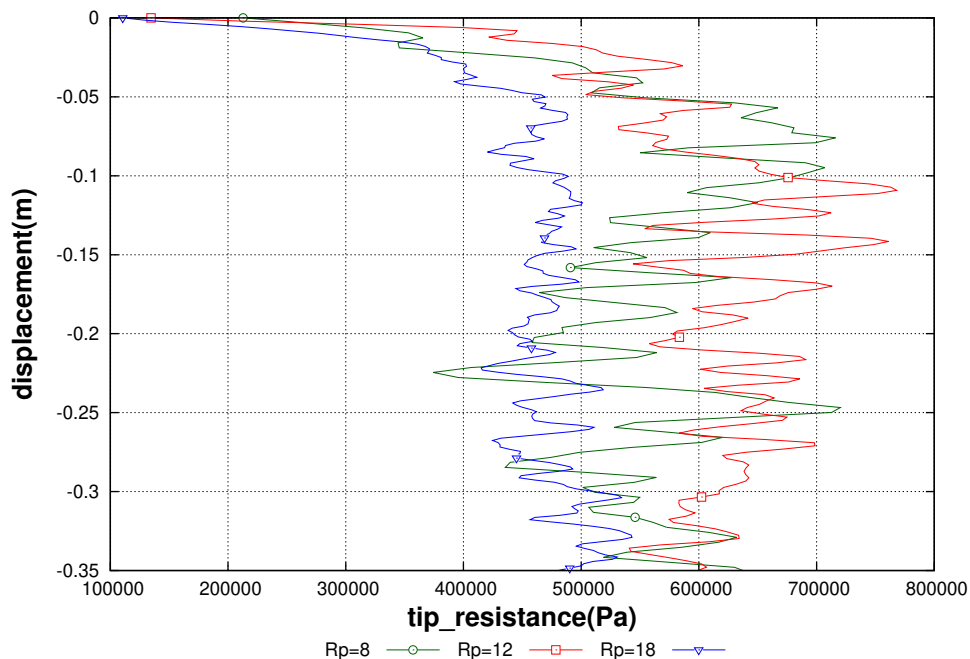


FIGURE 3.14 – Profils de résistances de pointe  $Q_c$  simulés dans le milieu lâche pour des valeurs de  $R_p = 8$ ; 12 et 18.

### 3.4.6 Vitesse de pénétration

La vitesse de pénétration simulée impacte directement le temps physique à simuler et donc, le temps de calcul. La résistance de pointe moyenne simulée en fonction de la vitesse de pénétration est présentée sur la Figure 3.15 respectivement pour les milieux dense et lâche. Pour chaque vitesse de pénétration (2 ; 10 ; 20 ; 100 ; 200 ; 500 et 1000 cm/s) les simulations ont été répétées trois fois (sur des modèles de sol réputés identiques) et les barres d'erreur donnent les résistances de pointe moyennes minimum et maximum obtenues sur ces trois simulations.

Pour le modèle numérique, l'effet de la vitesse de pénétration sur la résistance de pointe est peu marqué jusqu'à 200 cm/s. Au-delà, les effets inertiels viennent affecter la résistance de pointe dite quasi-statique. Ainsi, une vitesse de pénétration de 100 cm/s a été adoptée pour la suite de ce travail.

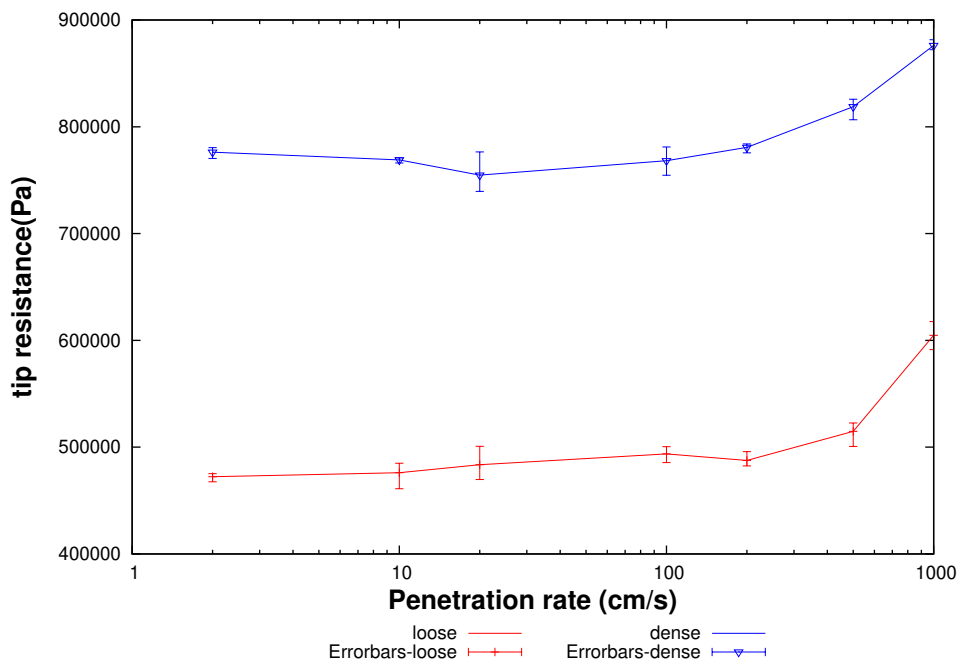


FIGURE 3.15 – Effet de la vitesse de pénétration sur la résistance de pointe moyenne simulée sur les milieux denses et lâches.

### 3.4.7 Frottement pointe/sol

Cette étude paramétrique et la suivante (sur l'angle d'ouverture de la pointe) ont été réalisées avec la loi de contact avec résistance au roulement. L'introduction dans le modèle numérique de cette résistance au roulement est présentée dans la partie suivante 3.5. Toutefois, dans un souci d'homogénéité de présentation de l'étude paramétrique nous avons préféré regrouper ensemble les différents cas analysés et les conclusions apportées dans ces cas restent indépendantes de l'utilisation d'une résistance au roulement.

Comme expliqué dans la section 3.2.2 et sur la Figure 3.3 le modèle numérique du pénétromètre est constitué d'une partie non-frottante et correspondant au train de tubes et d'une partie sur laquelle le frottement peut être activé ou non, correspondant à la pointe en elle-même. Il a été choisi initialement par défaut d'imposer une condition de non frottement de la pointe avec le sol. Dans cette partie, on s'intéresse à l'effet du frottement pointe-sol caractérisé par l'angle de frottement au contact  $\phi_p$ . La Figure 3.16 montre les profils de résistance de pointe simulés dans le milieu dense pour  $\phi_p = 0$  (pas de frottement),  $10^\circ$  et  $20^\circ$ . La résistance de pointe  $Q_c$  est fortement

### 3.4 Etude paramétrique

influencée par l'activation ou non d'un frottement à l'interface sol/pointe, toutefois, il n'y a pas d'effet visible de l'importance de ce frottement pour la gamme de valeurs de  $\phi_p$  considérée (les profils de  $Q_c$  pour  $\phi_p = 10^\circ$  et  $20^\circ$  sont tout à fait similaires).

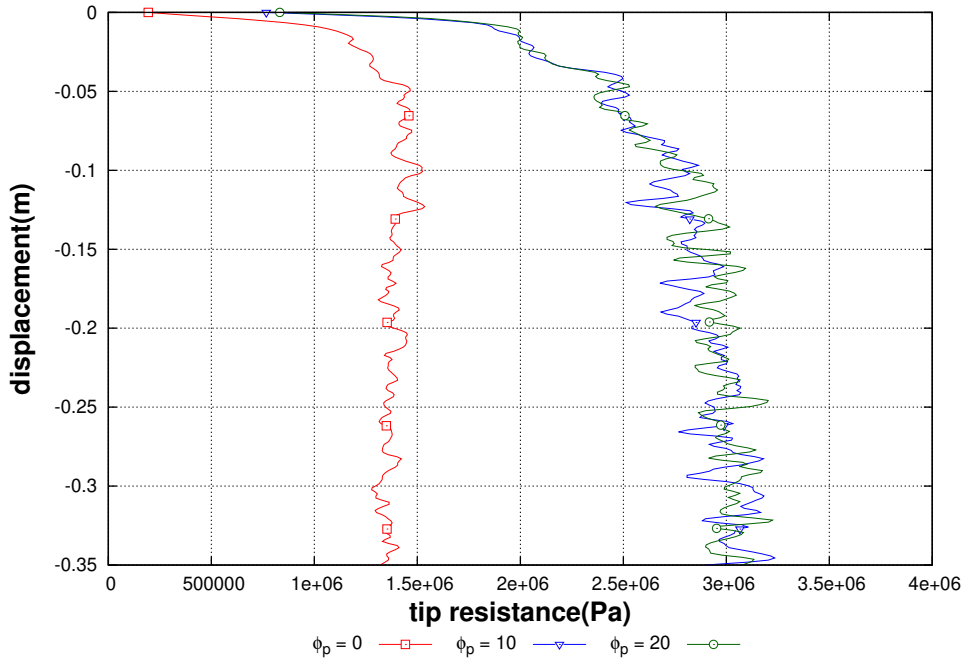


FIGURE 3.16 – Profils de résistance de pointe  $Q_c$  simulés dans le milieu dense pour différentes valeurs du frottement au contact pointe/sol  $\phi_p = 0^\circ$ ;  $10^\circ$  et  $20^\circ$ .

Un frottement nul à l'interface pointe-sol constitue peut-être un cas particulier un peu trop idéalisé de la réalité où le contact sol/métal de la pointe présente a priori un frottement réduit mais sans doute non nul.

#### 3.4.8 Angle d'ouverture de la pointe

L'angle d'ouverture  $\alpha_p$  de la pointe a été fixé initialement à  $60^\circ$  conformément à l'angle d'ouverture réel de la pointe Gouda et aux recommandations des textes normatifs.

On profite ici du modèle numérique pour faire varier cet angle d'ouverture  $\alpha_p$  de  $45^\circ$  à  $120^\circ$  dans les cas d'une pointe non frottante ( $\phi_p = 0$ ) et d'une pointe frottante ( $\phi_p = 20^\circ$ ) respectivement. Les résistances de pointe simulées sur le milieu dense sont montrées sur la Figure 3.17 pour le cas non frottant et sur la Figure 3.18 pour le cas frottant. La dépendance de la résistance de pointe  $Q_c$  à l'angle d'ouverture de la pointe  $\alpha_p$  est clairement marquée dans le cas de la pointe non frottante, alors que  $Q_c$  est relativement peu dépendant de  $\alpha_p$  lorsque la pointe est frottante.

Ici encore, on préférera s'éloigner du cas idéalisé de la pointe non frottante et on choisit pour la suite de privilégier le cas de la pointe frottante en utilisant  $\phi_p = 20^\circ$  (mais une valeur de  $\phi_p = 10^\circ$  aurait conduit à des résultats similaires), ce qui présente également l'avantage d'obtenir des résistances de pointe relativement peu sensibles à la forme (ie. à l'ouverture) de la pointe.

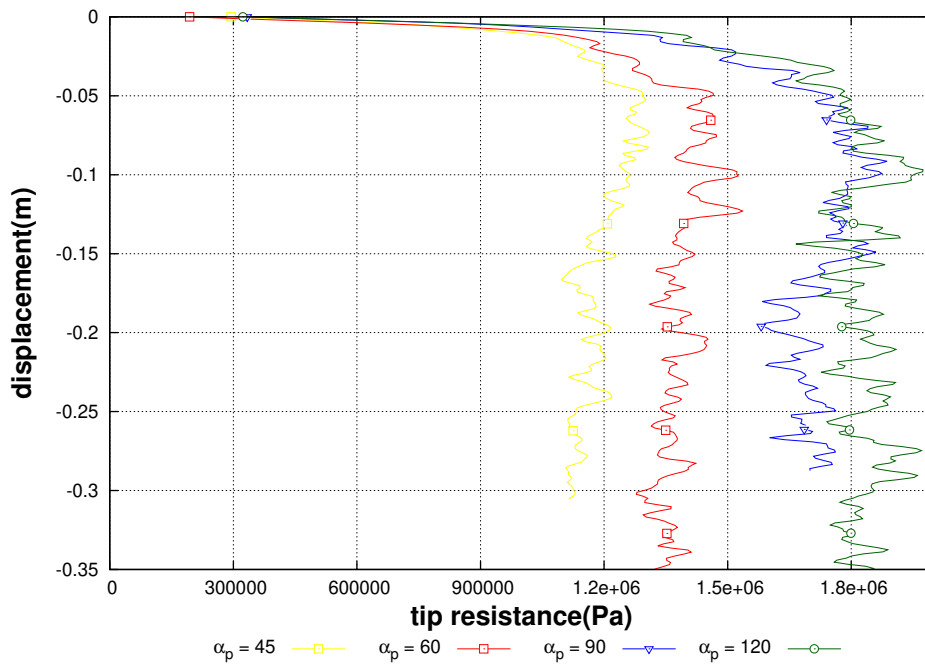


FIGURE 3.17 – Profils de résistance de pointe  $Q_c$  simulés dans le milieu dense et avec une pointe non frottante pour différentes ouvertures de l'angle de la pointe  $\alpha_p = 45^\circ$ ;  $60^\circ$ ;  $90^\circ$  et  $120^\circ$ .

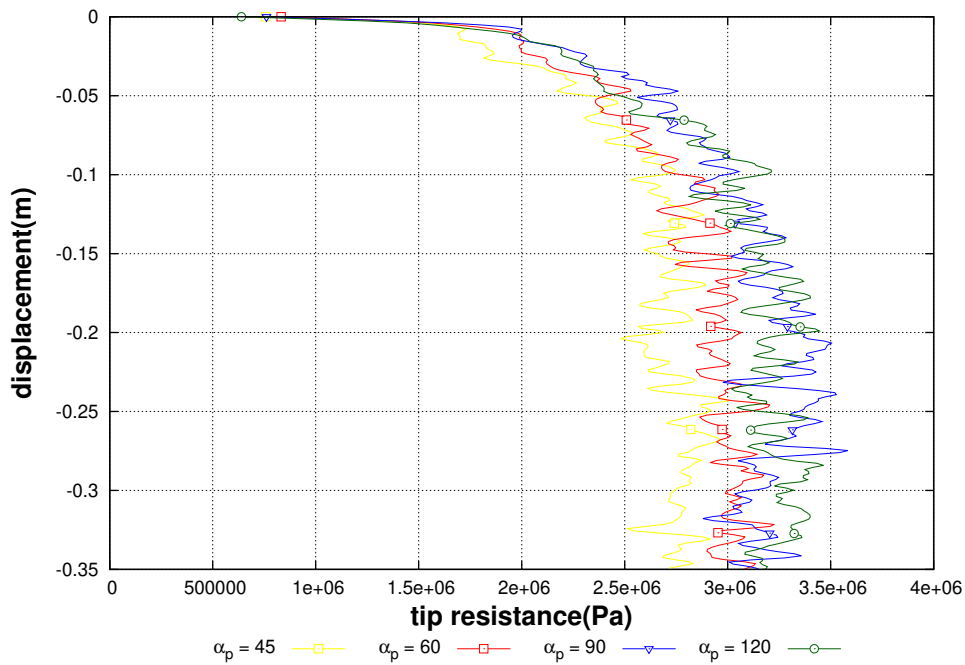


FIGURE 3.18 – Profils de résistance de pointe  $Q_c$  simulés dans le milieu dense et avec une pointe frottante ( $\phi_p = 20^\circ$ ) pour différentes ouvertures de l'angle de la pointe  $\alpha_p = 45^\circ$ ;  $60^\circ$ ;  $90^\circ$  et  $120^\circ$ .

## 3.5 Prise en compte d'une résistance au roulement entre particules

### 3.5.1 Caractérisation du modèle de sol par simulation de compressions triaxiales

Outre une meilleure description quantitative du comportement d'un sol, l'utilisation d'une loi de contact avec résistance au roulement entre particules sphériques a pour objectif d'accentuer l'écart de comportement (en terme de variation de volume et de résistance au cisaillement) entre des modèles de sol lâche et dense. Pour cela, il est essentiel, en complément de l'utilisation d'une résistance au roulement, de contrôler la densité initiale de l'assemblage granulaire en suivant une méthodologie numérique de création des assemblages granulaires qui permet d'accéder à une gamme relativement large de densité. Cette méthodologie consiste en un compactage de l'assemblage par grossissement progressif de grains (de manière identique au compactage réalisé avec la loi de contact «élastique frottante»), au cours de laquelle soit l'angle de frottement au contact est réduit pour atteindre des densités élevées (puis remis à sa valeur nominale après compactage), soit une adhésion inter-particule est ajoutée pour atteindre des densités faibles (et remis à zéro après compactage) [Hosn et al. \(2017\)](#).

De cette manière, deux modèles discrets de sol typiquement lâche et dense ont été définis et caractérisés en simulant des compressions triaxiales axi-symétrique en conditions drainées et non-drainées. Comme précédemment ces modèles de sol seront dénommés modèles «dense» et «lâche» respectivement.

Les paramètres mécaniques de chacun de ces modèles sont donnés dans le tableau 3.5 et les réponses simulées à une compression drainée pour un confinement de 100 kPa (i.e. le confinement considéré dans le modèle numérique de chambre de calibration) sont présentées sur la Figure 3.19 :

- le modèle dense est caractérisé par un angle de frottement interne (macroscopique) de  $38,5^\circ$  atteint pour une déformation axiale de 5,3 % et une forte dilatance avec une augmentation de volume d'environ 6 % en fin de compression ;
- le modèle lâche ne présente pas de pic de résistance au cisaillement et un angle de frottement interne à grande déformation (à 40 % de déformation axiale) de  $33^\circ$  pour une diminution de volume (contractance) de 6 % environ en fin de compression.

Ces réponses mécaniques simulées peuvent être considérées comme typique d'un sable (tel que le sable d'Hostun par exemple) dans des états dense et lâche.

	$E_c$ (MPa)	$\alpha_s$ (-)	$\alpha_r$ (-)	$\varphi_c$ (deg)	$\eta_r$ (-)	masse volumique ( $\text{kg.m}^{-3}$ )	porosité initiale (-)
Modèle dense	$2.10^8$	0,5	0,5	19	0,55	3000	0,360
Modèle lâche	$3.10^7$	0,5	0,5	19	0,55	3000	0,409

TABLE 3.5 – Paramètres mécaniques utilisés pour la loi de contact avec résistance au roulement

Pour confirmer la sensibilité à la liquéfaction de chacun de ces modèles de sol, des compressions en conditions non-drainées ont également été simulées et sont montrées sur la Figure 3.20. A noter que numériquement la condition non-drainée est traduite par une condition de volume constant, le couplage avec l'eau interstitielle n'étant pas prise en compte pour ces compressions triaxiales. Le modèle lâche présente une très rapide liquéfaction statique conduisant à l'annulation des contraintes effectives, alors que le modèle dense, de part son caractère dilatant, conduit à un chemin en contrainte remontant le critère de Mohr-Coulomb sans aucun signe de liquéfaction.

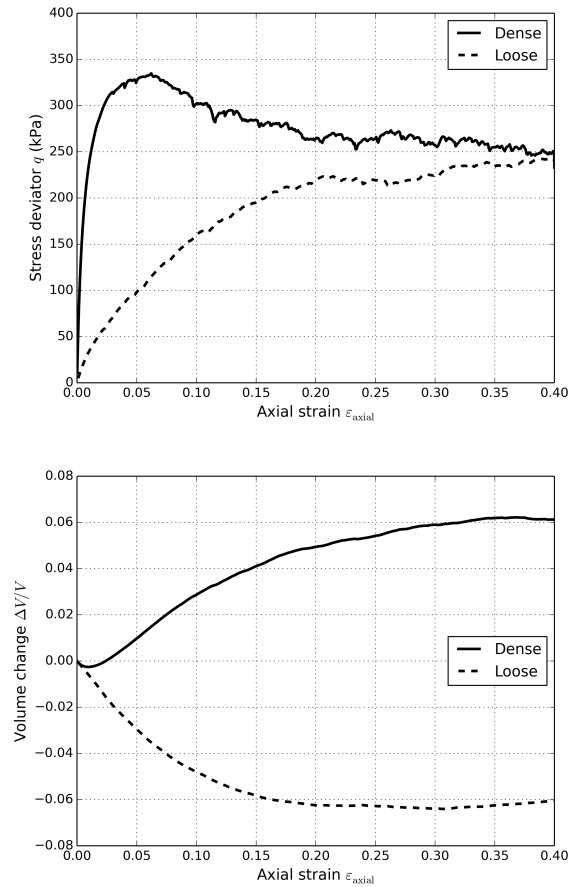


FIGURE 3.19 – Compressions triaxiales drainées simulées sur les milieux dense et lâche avec prise en compte d’une résistance au roulement des contacts.

### 3.5.2 Simulations types de pénétration statique avec résistance au roulement

La Figure 3.21 montre les profils de résistance de pointe  $Q_c$  simulés dans les milieux dense et lâche définis ci-dessus avec la loi de contact avec résistance au roulement. Les paramètres géométriques utilisés sont ceux déduits de l’étude paramétrique et mentionnés dans le tableau 3.1. Les paramètres mécaniques sont indiqués ci-dessus dans le tableau 3.5. Pour les particules constituant la pointe des paramètres mécaniques identiques à ceux du sol ont été utilisés mis à part l’angle de frottement des contacts pointe-sol caractérisé par un angle  $\phi_p = 20^\circ$ . Les porosités initiales du sol générées dans le modèle de pénétration sont très proches de celles obtenues pour les simulations d’essais triaxiaux avec  $n = 0,37$  pour le milieu dense et  $n = 0,40$  pour le milieu lâche.

L’ordre de grandeur des résistances de pointe simulées ( $Q_c = 500$  à  $1000$  kPa pour le milieu lâche et  $Q_c \simeq 3000$  kPa pour le milieu dense) sont en accord avec la résistance ultime de pointe  $q_{pl}$  donnée par le DTU 13.2 et calculées dans la partie 3.3. Dans le cas lâche la valeur de  $Q_c$  simulée surestime un peu la valeur de  $q_{pl} = 650$  kPa mais la résistance au cisaillement du modèle numérique lâche est effectivement dans la gamme haute de ce que l’on peut attendre d’un sol lâche avec un angle de frottement interne de  $33^\circ$ .

### 3.5 Prise en compte d'une résistance au roulement entre particules

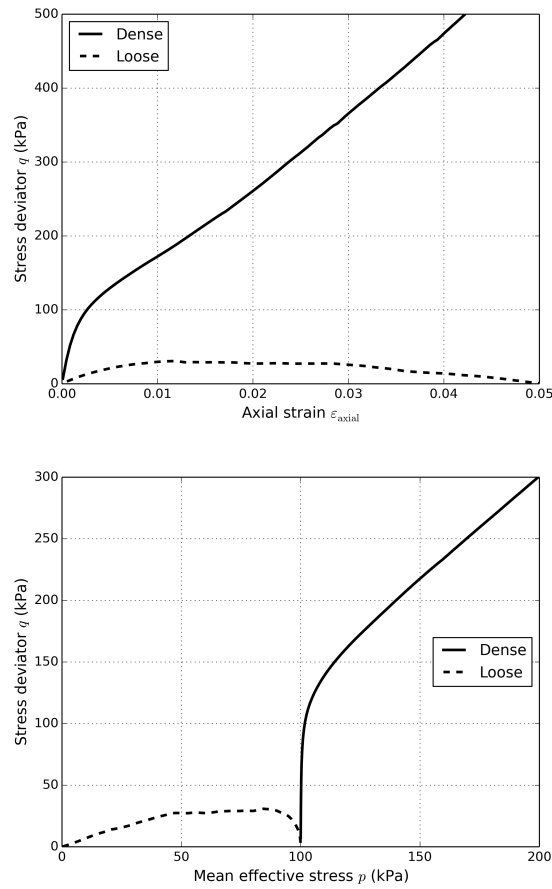


FIGURE 3.20 – Compressions triaxiales non-drainées simulées sur les milieux dense et lâche avec prise en compte d'une résistance au roulement des contacts.

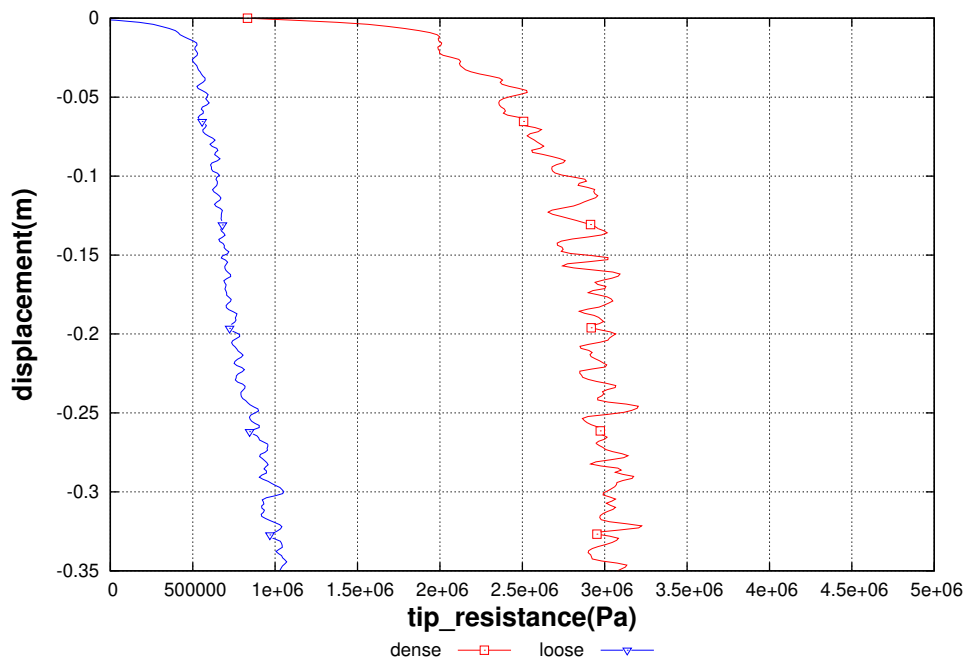


FIGURE 3.21 – Profils de résistance de pointe  $Q_c$  simulés dans un milieu dense et un milieu lâche avec une résistance au roulement des contacts et un frottement pointe/sol.



## 3.6 Sollicitation cyclique de la pointe

Sur le terrain la sollicitation cyclique de la pointe s'effectue à la suite d'une pénétration statique pour atteindre l'horizon de sol à tester. Dans le modèle numérique la sollicitation cyclique est réalisée après un enfoncement de la pointe sur une profondeur de 5 cm. Une fois cette profondeur atteinte deux modes de contrôle de la pointe ont été mis en oeuvre : un contrôle en déplacement et un contrôle en force. Nous présentons dans cette partie chacun de ces modes de chargement et la réponse sur le pointe, respectivement en force ou en déplacement, est illustrée par des simulations sur le milieu sec effectuées avec le modèle incluant une résistance au roulement.

### 3.6.1 Cycles en déplacement imposé

La position verticale de la pointe  $x_c$  suit dans ce cas une fonction sinusoïdale telle que :

$$x_c = p_c + a \cos(\omega t) \quad \text{avec une pulsation : } \omega = \frac{2\pi}{T} \quad (3.4)$$

avec :

$p_c$  la profondeur atteinte avant l'initiation de la sollicitation cyclique,  
 $a$  l'amplitude du déplacement fixée à 1 mm soit 4% du rayon de la pointe,  
 $t$  le temps compté à partir de l'initiation de la sollicitation cyclique,  
 $T$  la période fixée à 0,004 s.

Numériquement, il est plus aisé de contrôler la vitesse  $v_c$  de la pointe que sa position  $x_c$ , ainsi la vitesse de la pointe est prescrite suivante l'expression :

$$v_c = -a\omega \sin(\omega t) \quad (3.5)$$

Concernant la période  $T$  de 0,004 s celle-ci est relativement faible par rapport à celle envisagée pour les essais in-situ (de l'ordre de 1 s). Une étude paramétrique a montré (Figure 3.22) que sur le milieu sec l'effet de la période vis-à-vis de la contrainte appliquée par le sol sur la pointe restait faible pour le modèle numérique avec des valeurs de période testées entre 0,004 s à 0,4 s. Des valeurs de période plus grandes n'ont pas été testées et cette étude paramétrique serait donc à compléter. Dans un soucis de limiter le temps physique à simuler et donc le temps de calcul une période  $T = 0,004$  s a donc été choisie pour la suite.

La Figure 3.23 présente une simulation sur le milieu lâche pour 6 cycles. On observe le mouvement sinusoïdale de la pointe sur une hauteur de 2 mm et la contrainte appliquée par le sol sur la pointe évolue au fil des cycles : à l'initiation des cycles celle-ci correspond à la résistance de pointe obtenue à 5 cm de profondeur (environ 600 kPa, voir la Figure 3.21), puis globalement la contrainte décroît avec les cycles.

La Figure 3.24 présente la contrainte sur la pointe pour la même simulation mais poursuivie sur plus de 350 cycles. Les cycles ne sont alors plus visibles individuellement mais on remarque que la contrainte appliquée sur la pointe décroît rapidement au cours des 50 premiers cycles pour ensuite se stabiliser autour d'une valeur moyenne de 50 kPa. A noter que, la pointe étant considérée comme frottante avec le sol, la contrainte exercée par le sol sur le pointe peut être négative (force résultante sur la pointe de traction) au cours d'une phase d'un cycle de chargement comme le montre la Figure 3.24.

Le sollicitation cyclique a également été simulée sur le milieu dense. La Figure 3.25 présente les résultats en terme de contrainte sur le pointe sur 6 et 280 cycles. On observe également une baisse de la contrainte sur la pointe, qui se stabilise après un nombre de cycles plus grand que dans le cas lâche (au moins 150 cycles) autour d'une valeur moyenne qui reste relativement élevée à environ 1200 kPa et le sol exerce, à tout moment, une force résultante en compression sur le

### 3.6 Sollicitation cyclique de la pointe

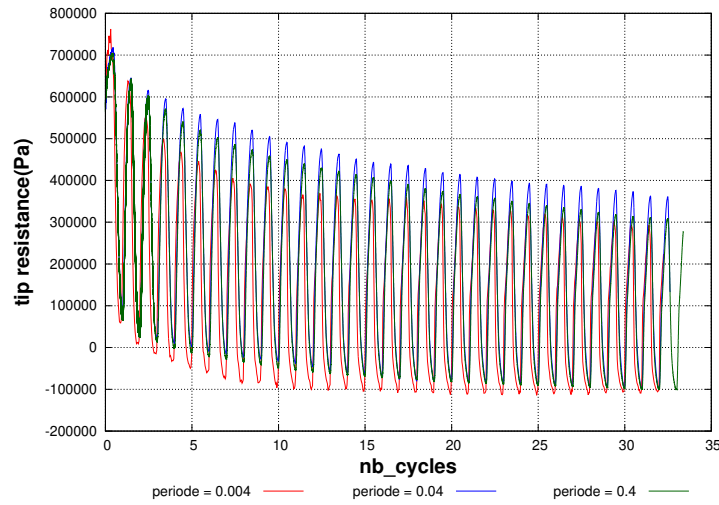


FIGURE 3.22 – Contrainte sur la pointe pour des cycles contrôlés en déplacement et caractérisés par des périodes  $T = 0,004$  ;  $0,04$  et  $0,4$  (milieu lâche).

pointe.

Dans le cas lâche comme dans le cas dense, la sollicitation cyclique de la pointe semble conduire à un tassement du sol situé en dessous de la pointe. Ce tassement reste limité dans le cas dense conduisant à une réduction de la contrainte moyenne sous la pointe modérée (d'un facteur d'environ 2,2 par rapport à la valeur de  $Qc$  avant l'initiation des cycles) alors que, dans le cas lâche cette réduction de la contrainte est beaucoup plus conséquente (rapport d'environ 12 par rapport à la valeur de  $Qc$  avant l'initiation des cycles) et conduit presque à un décollement de la pointe par rapport au sol à certaines phases des cycles (contrainte de traction à l'interface sol/pointe).

#### 3.6.2 Cycles en force imposée

Comme le permet le dispositif qui sera mis en oeuvre sur le terrain, la sollicitation cyclique de la pointe de pénétromètre peut aussi être contrôlée en force (ou de manière équivalente ici en contrainte). Ainsi, il est imposé numériquement une oscillation sinusoïdale de la contrainte  $\sigma_c$  sur la pointe de la forme :

$$\sigma_c = A \cos(\omega t) + B \quad (3.6)$$

où  $A$  et  $B$  sont définis de telle façon que la contrainte sur la pointe varie entre une contrainte minimum  $\sigma_c^{\min}$  et une contrainte maximum  $\sigma_c^{\max}$  respectivement égales à 20% et 80% de la résistance de pointe  $Qc$  à l'initiation des cycles :

$$A = \frac{\sigma_c^{\max} - \sigma_c^{\min}}{2} \quad \text{et} \quad B = \frac{\sigma_c^{\max} + \sigma_c^{\min}}{2} \quad (3.7)$$

Cette consigne en contrainte ne peut pas être appliquée directement sur la pointe, c'est alors la vitesse de la pointe qui est ajustée à chaque itération via une boucle d'asservissement de manière à suivre l'oscillation cyclique de la contrainte.

Le chargement cyclique en force a été simulé dans le milieu lâche. Une géométrie réduite du modèle numérique a été considérée pour ce test avec  $Rp = 6$  et  $Rd = 20$ , les autres paramètres étant inchangés. La Figure 3.26 présente la sollicitation en contrainte et la réponse en terme de déplacement de la pointe sur 5 cycles. Des oscillations sont visibles sur la courbe représentant

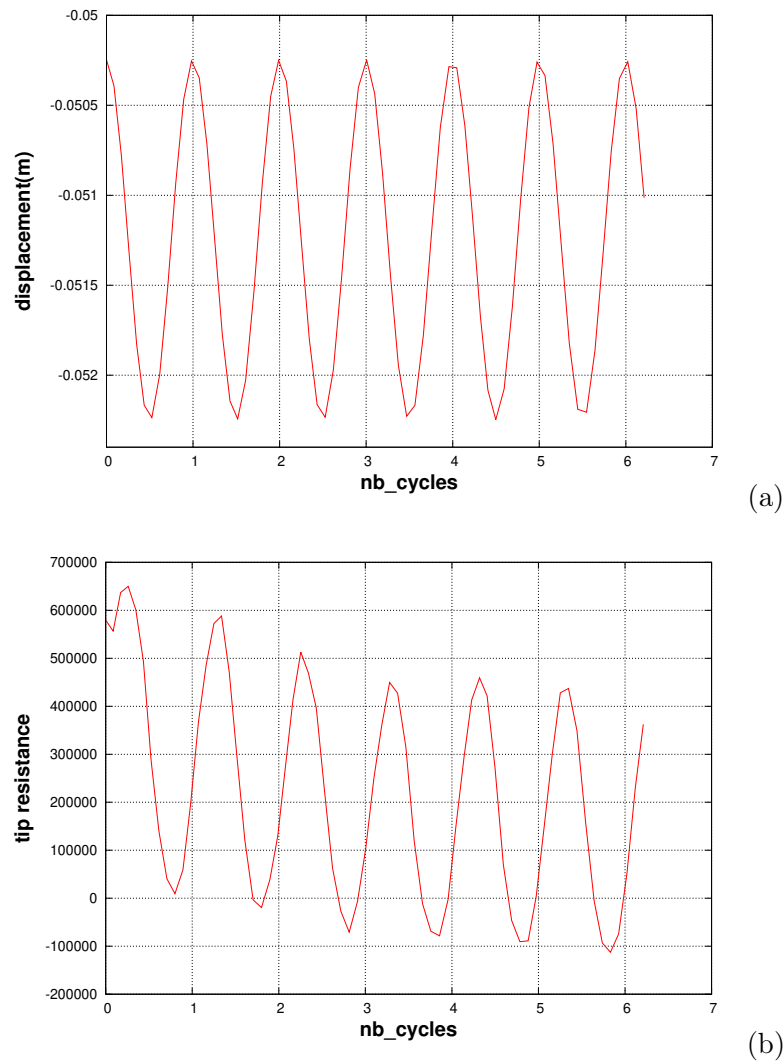


FIGURE 3.23 – Simulation sur 6 cycles dans le milieu lâche de la sollicitation cyclique de la pointe contrôlée en déplacement (a) et contrainte sur la pointe (b).

la sollicitation en contrainte, elles résultent de l'algorithme d'asservissement de la pointe en contrainte. Elles sont relativement importantes dans ce milieu lâche qui est peu stable. Par ailleurs, on observe au cours du 1er cycle une remontée de la pointe de l'ordre d'un demi millimètre afin que la contrainte sur la pointe diminue de la contrainte de rupture  $Q_c$  à une contrainte maximum  $\sigma_c^{\max} = 0,8 Q_c$ .

Cette simulation est poursuivie sur 28 cycles sur la Figure 3.27 qui montre un enfoncement progressif de la pointe d'environ 7 mm après les 28 cycles. On observe également une légère décroissance de l'amplitude de la sollicitation en contrainte (qui, en toute rigueur, devrait rester constante) qui témoigne de la difficulté de la boucle d'asservissement de respecter au fil des cycles les extremums fixés en contrainte dans le milieu lâche. Comme dans le cas du contrôle en déplacement de la sollicitation cyclique, ces résultats semblent témoigner d'un tassement du sol sous la pointe.

### 3.6 Sollicitation cyclique de la pointe

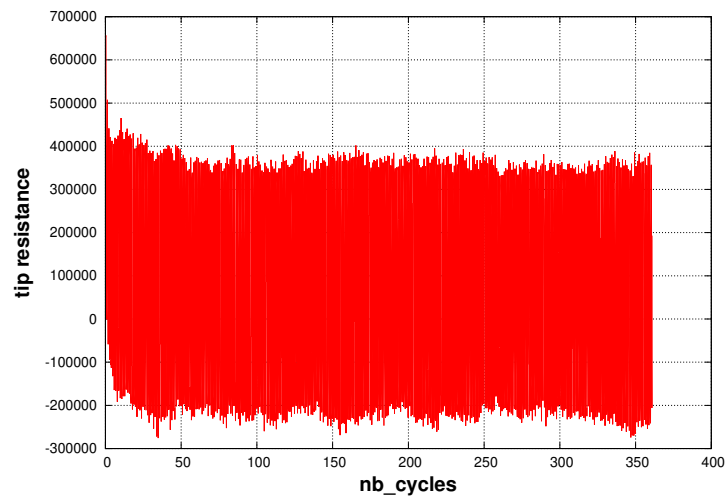


FIGURE 3.24 – Contrainte sur la pointe simulée dans le milieu lâche sur plus de 350 cycles contrôlés en déplacement.

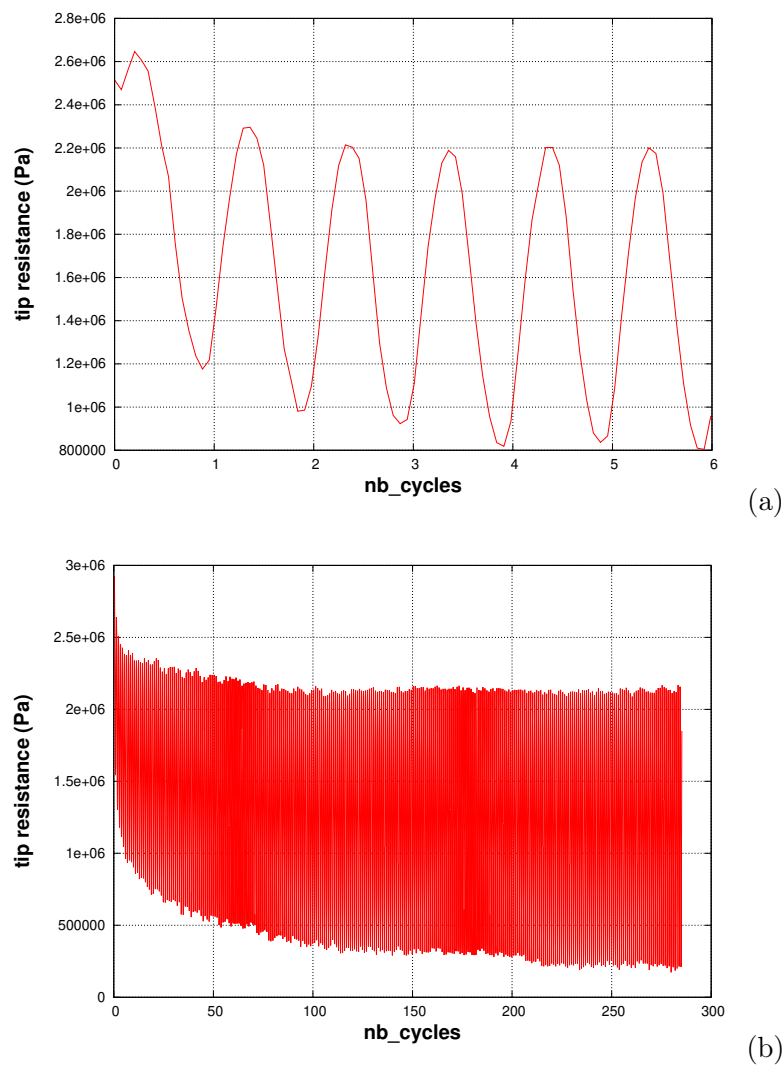


FIGURE 3.25 – Contrainte sur la pointe simulée dans le milieu dense sur 6 cycles (a) et 280 cycles (b) contrôlés en déplacement.

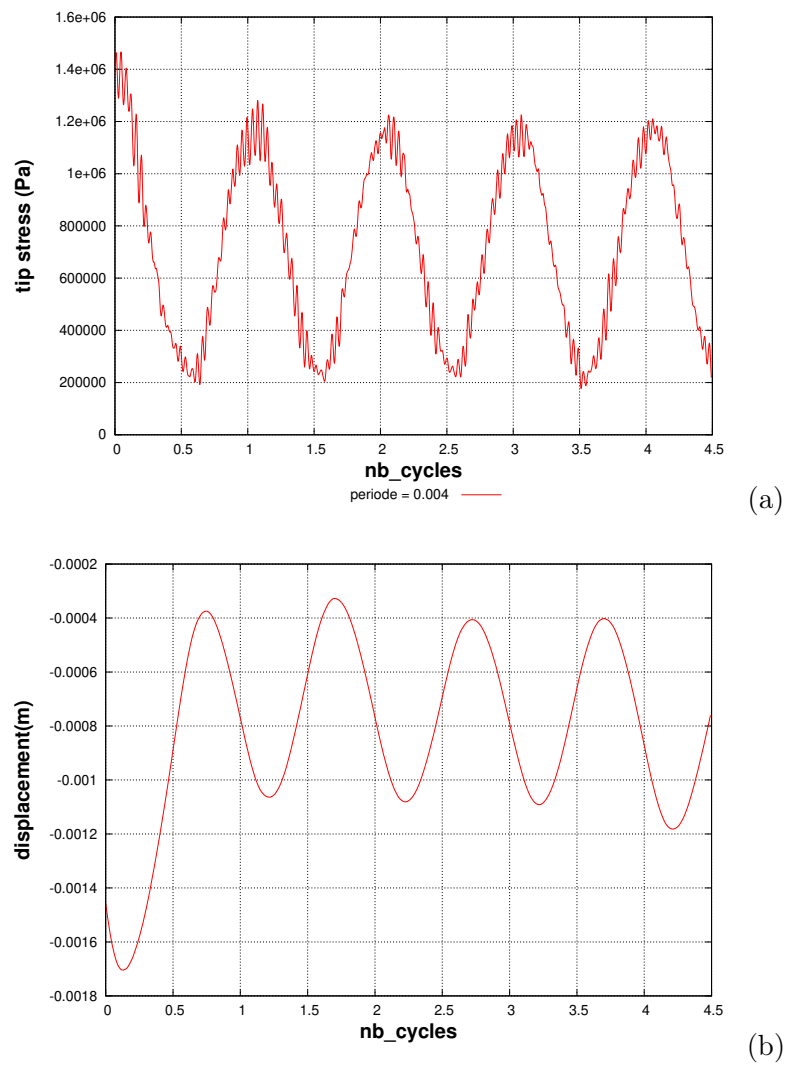


FIGURE 3.26 – Simulation dans le milieu lâche d’une sollicitation cyclique contrôlée en contrainte (a) sur 5 cycles et réponse en terme de déplacement de la pointe (b).

### 3.6 Sollicitation cyclique de la pointe

---

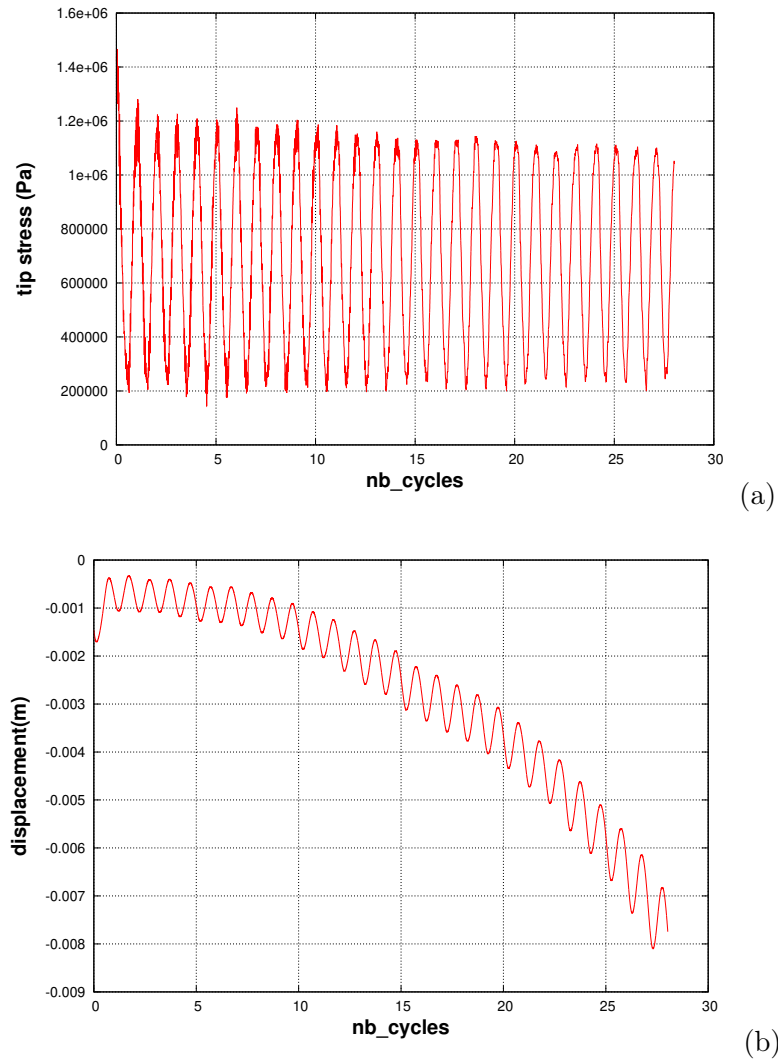


FIGURE 3.27 – Simulation dans le milieu lâche d’une sollicitation cyclique contrôlée en contrainte (a) sur 28 cycles et réponse en terme de déplacement de la pointe (b).

### 3.7 Conclusion

L'ensemble des éléments nécessaires à la mise en oeuvre d'un modèle numérique discret de l'essai de pénétration statique ont été présentés dans ce chapitre. En particulier, afin d'optimiser le coût en calcul une solution originale en DEM a été proposée consistant à ne décrire qu'un secteur angulaire du problème (à symétrie de révolution) et à introduire une discrétisation variable en fonction de l'espace. Les dimensions du domaine représenté et les autres caractéristiques géométriques du modèles, ainsi que des paramètres propres à la simulation (tels que la vitesse d'enfoncement ou le frottement pointe/sol) ont été évalués et choisis par le biais d'une étude paramétrique.

Le modèle a été ensuite enrichi en introduisant une loi de contact entre particules avec résistance au roulement. Les simulations d'essais de pénétration ont montré dans ce cas que l'on obtient des résistances de pointe tout à fait réalistes, pour des sols denses et lâches sans avoir à ajuster de paramètre ad hoc (les paramètres mécaniques du modèle de sol ont juste été choisis de manière à avoir des réponses en compression triaxiales typique d'un sable).

Enfin, une procédure numérique pour simuler une sollicitation cyclique de la pointe contrôlée en déplacement ou en force a été définie. L'application de cette sollicitation aux modèles de sols dense et lâche montrent une sensibilité beaucoup plus grande pour le sol lâche que dense avec, a priori, un tassement relativement important du sol lâche sous la pointe. Ce tassement témoignerait d'une réduction de volume sous l'effet du cisaillement répétitif induit par le mouvement cyclique de la pointe.

---

## CHAPITRE 4

# MODÉLISATION DU CPT EN CHAMBRE DE CALIBRATION AVEC COUPLAGE FLUIDE-SOLIDE

### Sommaire

---

<b>4.1</b>	<b>Intoduction</b>	<b>87</b>
<b>4.2</b>	<b>Essai CPT conventionnel (chargement monotone)</b>	<b>87</b>
4.2.1	Milieu lâche (contractant)	89
4.2.2	Milieu dense (dilatant)	90
<b>4.3</b>	<b>Essai de dissipation</b>	<b>95</b>
<b>4.4</b>	<b>Sollicitation cyclique</b>	<b>96</b>
4.4.1	Chargement cyclique en déplacement imposé	96
4.4.1.1	Milieu lâche	97
4.4.1.2	Milieu dense	97
4.4.2	Chargement cyclique en force imposée	98
4.4.2.1	Milieu lâche	100
4.4.2.2	Milieu dense dilatant	102
<b>4.5</b>	<b>Conclusion</b>	<b>108</b>

---

## 4.1 Intoduction

Ce chapitre présente des modélisations basées sur le modèle aux éléments discrets (DEM) couplé avec le modèle PFV (Pore Finite Volume) présenté au chapitre 3. Des simulations de tests CPT classiques (monotones) avec différentes perméabilités sont présentées pour des milieux denses et lâches. On simule également le phénomène de dissipation de pression après arrêt de la pointe, et enfin, la réponse à des chargements cycliques contrôlés en déplacement puis, en force. Dans tous les cas, les conditions aux limites pour le fluide sont des frontières imperméables sur tout le contour du domaine simulé, à l'exception de la face supérieure, supposée drainante et où, une pression nulle est imposée. Cette condition de pression constante est la plus proche de la situation expérimentale où, l'eau a une surface libre (saturation incomplète de la chambre de calibration).

## 4.2 Essai CPT conventionnel (chargement monotone)

Le couplage DEM-PFV permet [Catalano et al. \(2014\)](#) de suivre l'évolution de la pression interstitielle dans le milieu granulaire pendant une sollicitation par la pointe. La Figure 4.1 montre le champ de pression interstitielle pendant une phase de pénétration. On remarque que le champ



de pression interstitielle est loin d'être uniforme. Afin de quantifier les variations au cours du temps, quatre points particuliers ont été définis au voisinage de la pointe. Ils sont représentés sur la Figure 4.2. Ces quatre points (A, B, C et D) sont définis relativement à la position de la pointe et se déplacent avec cette dernière. Le point A met en évidence une zone de surpression dans la partie du sol directement comprimée par la pointe. Le point B correspond au contraire à une zone de dépression qui traduit un phénomène d'aspiration au dessus de la tête de la pointe. Le même type de doublet pression/dépression apparaît à une plus petite échelle au voisinage du point C où se situe un élargissement de la section du pénétromètre. Au voisinage du point D, qui se trouve 8 cm en dessous de la pointe, la pression est peu modifiée.

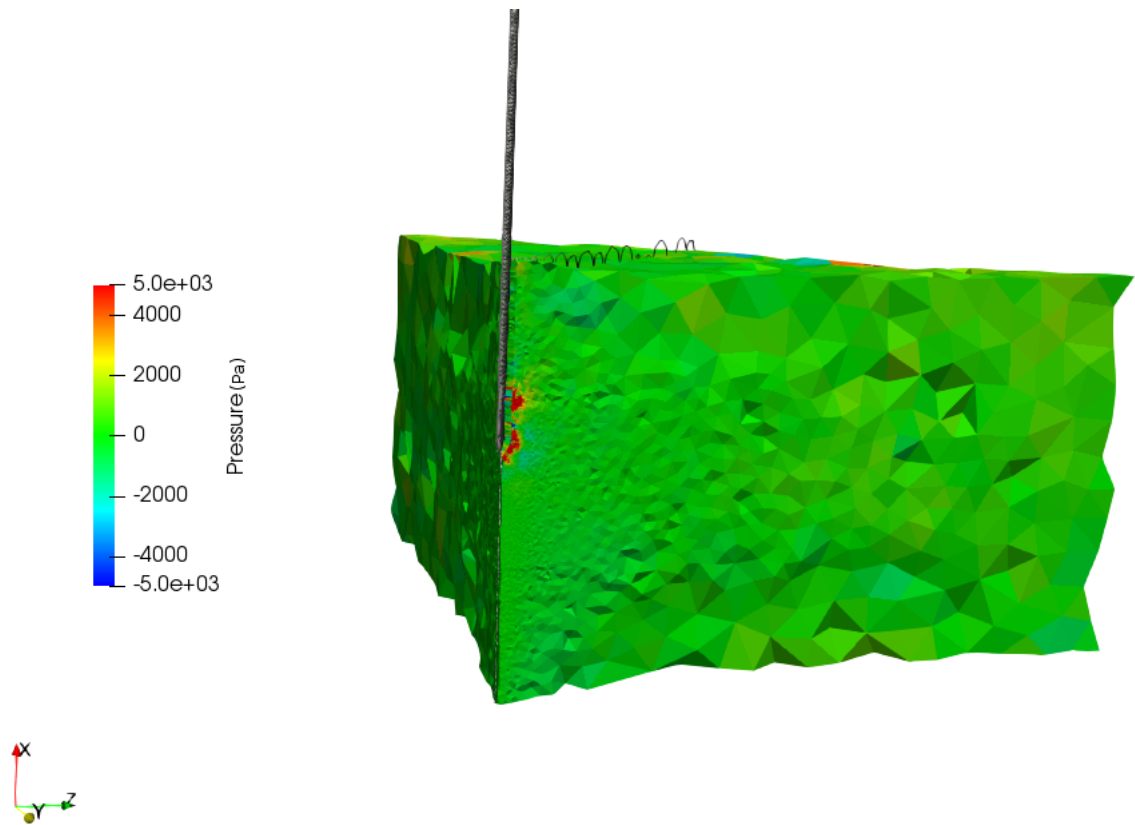


FIGURE 4.1 – Champ de pression interstitielle sous enfoncement monotone.

$\phi_p$ (deg)	$\alpha_c$ (deg)	$Hc$ (m)	$Rc$ (m)	$R$ (m)	$Rd$	$Rp$	$Cr$	Remarque
20	90	1,3	1,5	0,025	60	18	0,7	-

TABLE 4.1 – Détail des paramètres géométriques du modèle pour chaque cas de l'étude paramétrique.

La résistance de la pointe ( $Q_c$ ) et la valeur de la pression interstitielle ont été suivies en milieu dense (porosité = 0.37) avec un comportement dilatant et milieu lâche (porosité = 0.44) avec un comportement contractant avec frottement au roulement comme expliqué au chapitre précédent pour différentes valeurs de perméabilité ( $k$ ).

## 4.2 Essai CPT conventionnel (chargement monotone)

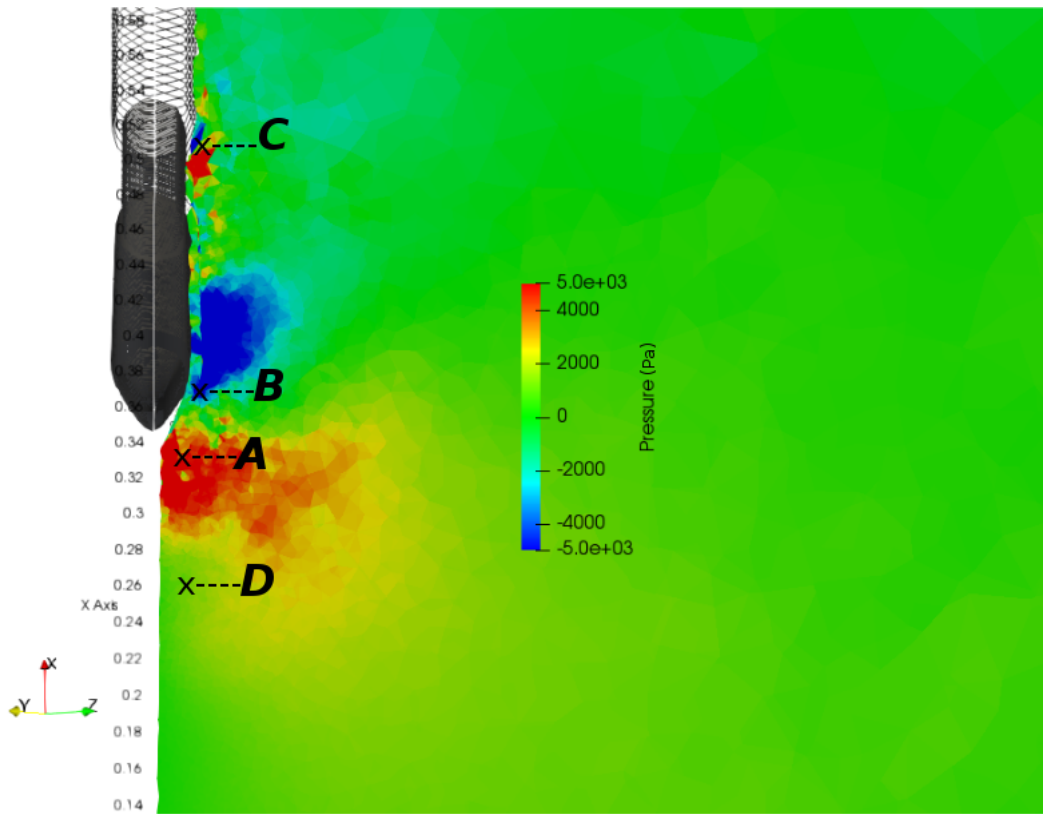


FIGURE 4.2 – Placement des points (A, B, C, D) pour l'analyse de la pression interstitielle.

### 4.2.1 Milieu lâche (contractant)

Le milieu lâche est un milieu supposé contractant. Selon la simulation des compressions triaxiales dans le chapitre précédent, en cas de cisaillement, le milieu tend à se contracter ce qui conduit à la génération d'une surpression interstitielle. Théoriquement, l'augmentation de la pression interstitielle devrait réduire les contraintes effectives et ultimement la résistance effective. On s'attend donc à une résistance de pointe avec fluide inférieure à celle sans fluide pour le cas lâche.

La Figure 4.3 montre les valeurs de la pression interstitielle en zones autour de la pointe avec une perméabilité  $k$  égale à  $10^{-7}$  m/s. À l'exception du point B, la pression reste positive pour tous les points, suggérant une surpression induite par l'enfoncement de la pointe. Les valeurs de la pression interstitielle restent cependant assez faibles par rapport à la contrainte de confinement de 100 kPa. La Figure 4.4 montre la pression interstitielle avec  $k$  égale à  $5 * 10^{-8}$  m/s, une perméabilité deux fois plus faible que celle montrée sur la figure précédente. Les valeurs de pression interstitielle sont plus élevées que précédentes, mais restent encore faibles par rapport à la contrainte de confinement.

La Figure 4.5 montre une comparaison de la résistance de la pointe ( $Q_c$ ) entre le milieu lâche avec et sans fluide. La valeur de  $Q_c$  suivant les deux cas reste très proche ce qui pourrait être dû à la surpression interstitielle assez faible dans le milieu.

La Figure 4.6 présente la pression interstitielle avec  $k$  égale à  $10^{-8}$  m/s. Les valeurs de la pression interstitielle sont à nouveau augmentées par rapport aux cas précédents, et atteignent cette fois 20% de la contrainte de confinement.

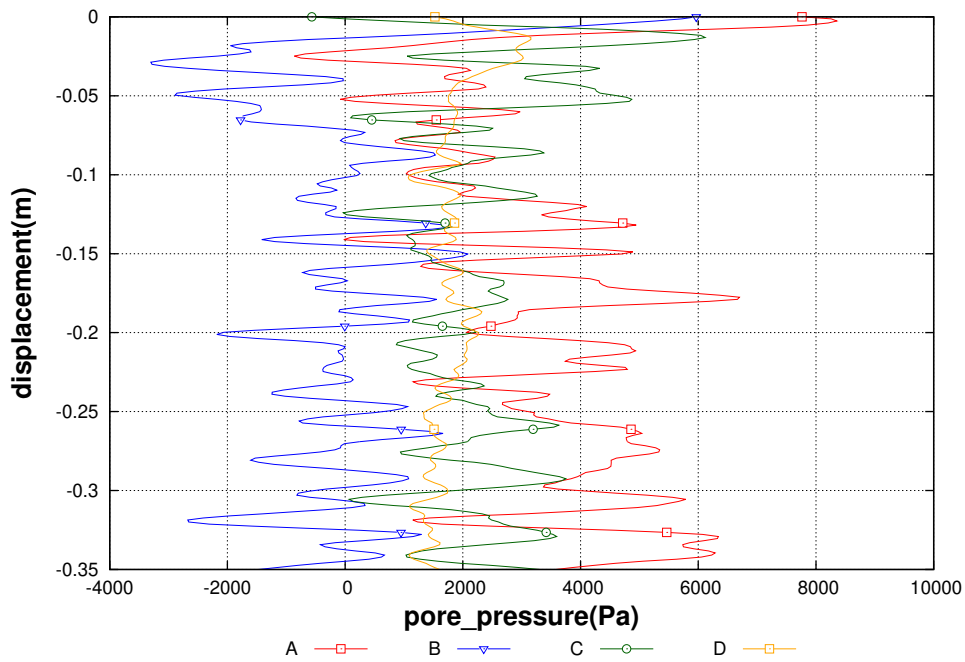


FIGURE 4.3 – Pression interstitielle en milieu lâche (contractant) avec  $k$  égale à  $10^{-7}$  m/s.

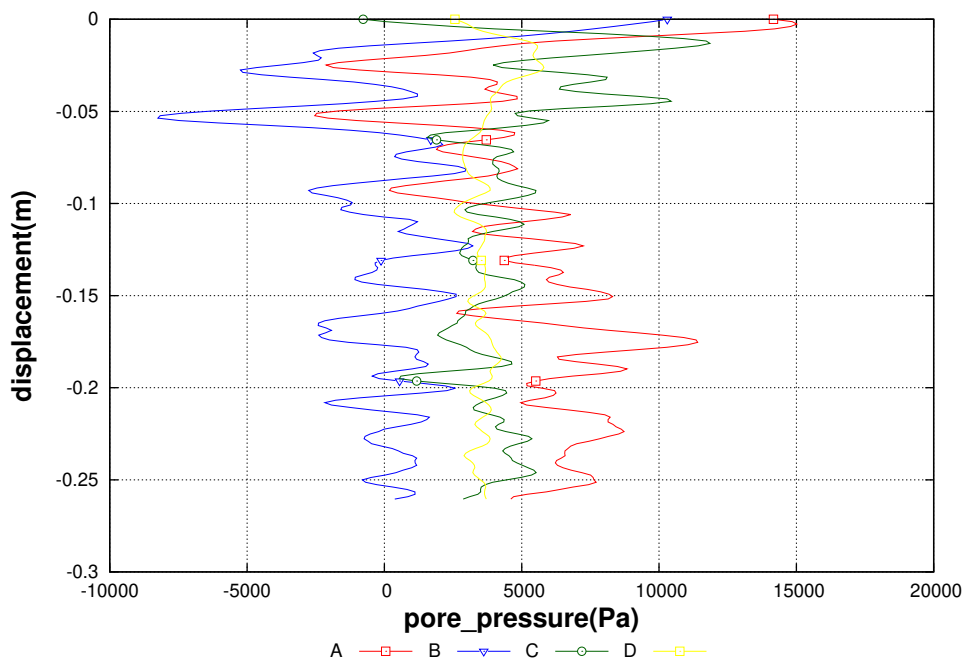


FIGURE 4.4 – Pression interstitielle en milieu lâche (contractant) avec  $k$  égale à  $5 * 10^{-8}$  m/s

#### 4.2.2 Milieu dense (dilatant)

Le milieu dense est un milieu dilatant. C'est-à-dire qu'en cas de sollicitation il aura tendance à se dilater, ce qui devrait se traduire par une dépression du fluide. La Figure 4.7 présente la pression interstitielle obtenue autour de la pointe en milieu dense avec  $k$  égale à  $10^{-7}$  m/s. Les résultats indiquent effectivement des valeurs négatives de pression (sauf point C) caractéristiques du comportement dilatant.

La Figure 4.8 montre la comparaison de  $Q_c$  en milieu dense avec et sans fluide. Les écarts restent

## 4.2 Essai CPT conventionnel (chargement monotone)

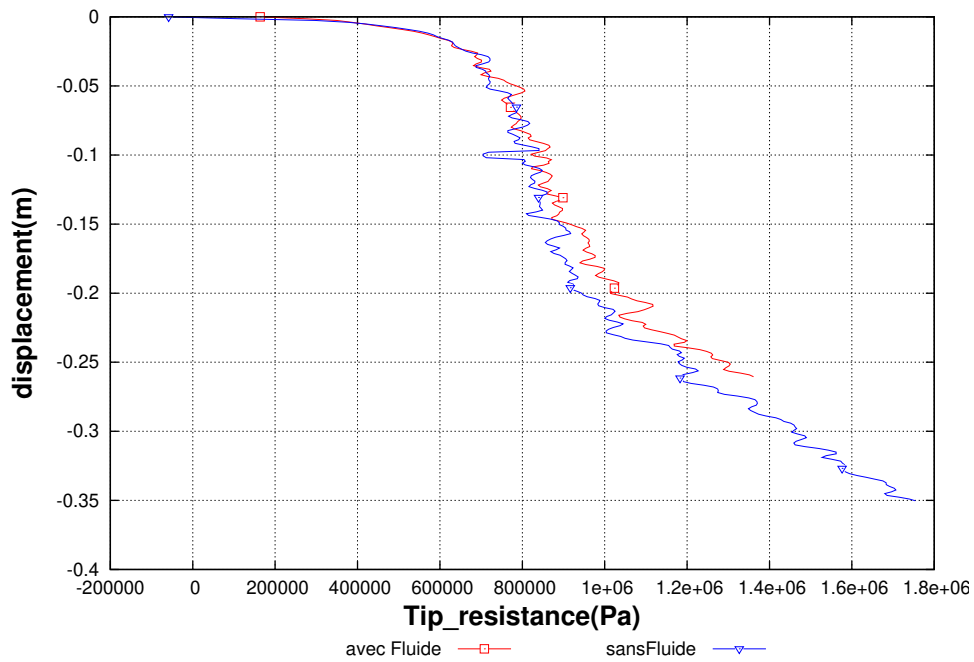


FIGURE 4.5 – Résistance de la pointe en milieu lâche (contractant) avec et sans fluide avec,  $k = 5 * 10^{-8}$  m/s

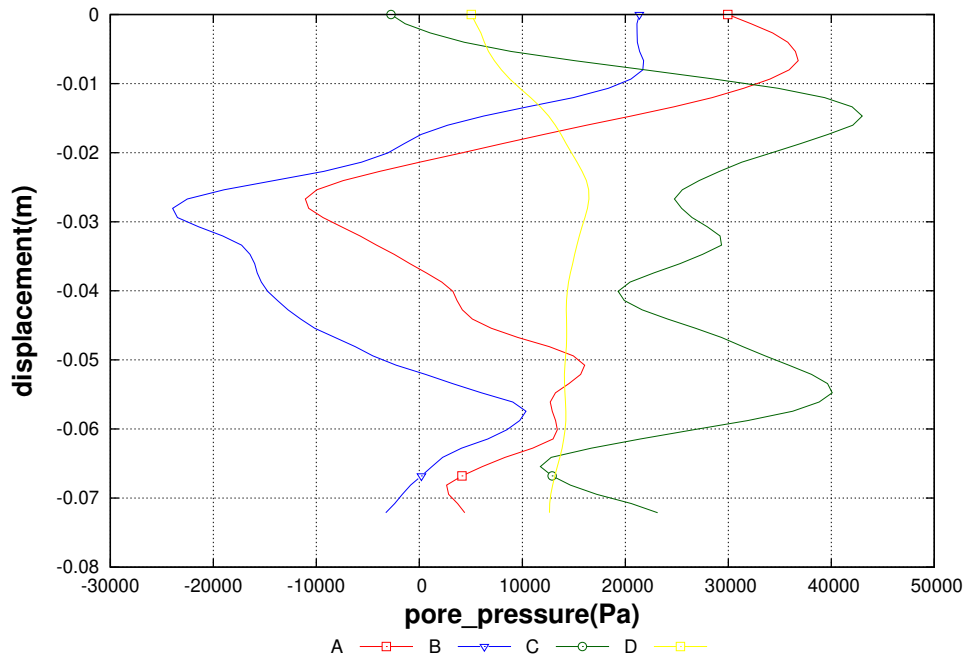


FIGURE 4.6 – Pression interstitielle en milieu lâche (contractant) avec  $k$  égale à  $10^{-8}$  m/s

négligeables. Il est probable qu'une perméabilité plus faible serait nécessaire pour les rendre plus significatifs. Des tentatives ont été faites dans ce sens mais les très faibles perméabilités conduisent à une réduction du pas de temps de calcul et une moindre stabilité des calculs. Ainsi, beaucoup de tentatives ont été infructueuses.

Pour accentuer la variation de pression interstitielle, les valeurs de perméabilité de  $k$  égale à  $5 * 10^{-8}$  m/s et  $k$  égale à  $10^{-8}$  m/s ont été testées. Les Figures 4.9 et 4.11 présentent la pression interstitielle aux différents points autour de la pointe. Le comportement dilatant du sol est

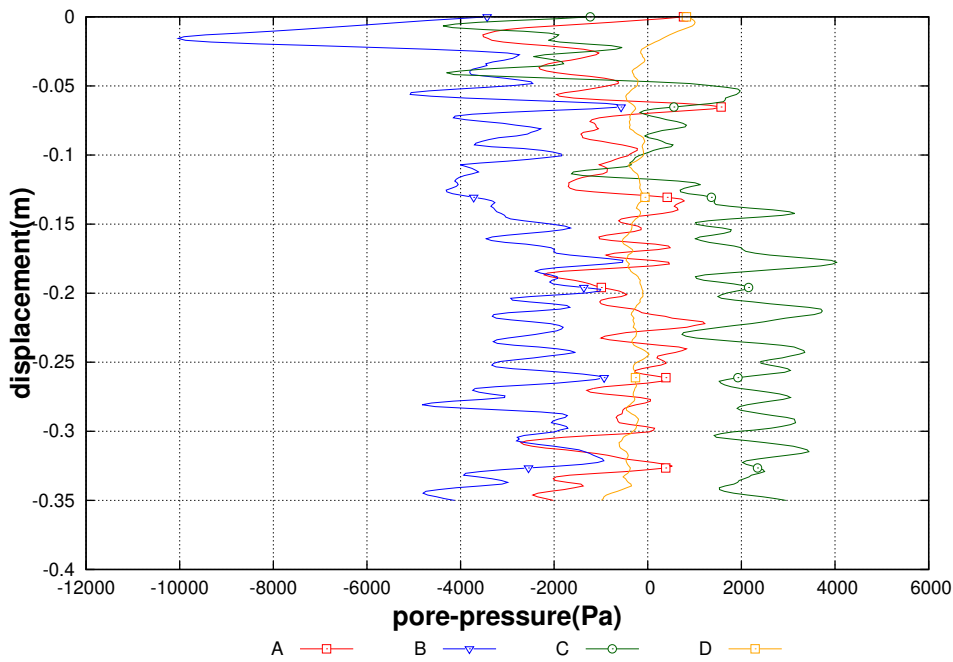


FIGURE 4.7 – Pression interstitielle en milieu dense (dilatant) avec  $k$  égale à  $10^{-7}$  m/s

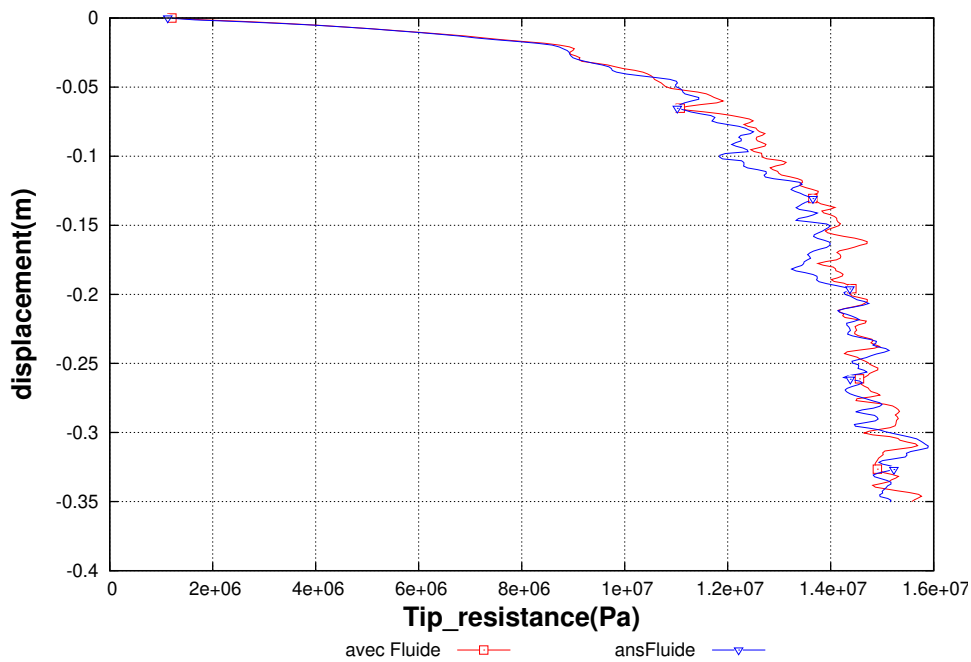


FIGURE 4.8 – Résistance de la pointe en milieu dense (dilatant) avec et sans fluide,  $k$  égale à  $10^{-7}$  m/s

plus apparent, compte tenu de la plus grande amplitude des valeurs négatives à mesure que la perméabilité décroît. Pour autant, la résistance de pointe (Figure 4.10) reste peu modifiée.

## 4.2 Essai CPT conventionnel (chargement monotone)

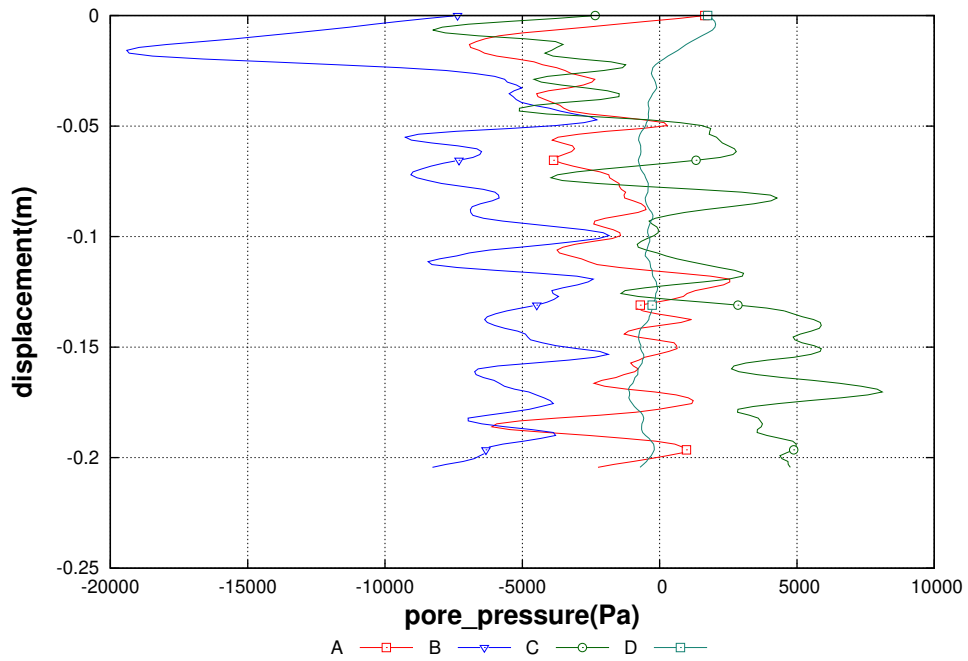


FIGURE 4.9 – Pression interstitielle en milieu dense(Dilatant) avec  $k$  égale à  $5 * 10^{-8}$  m/s

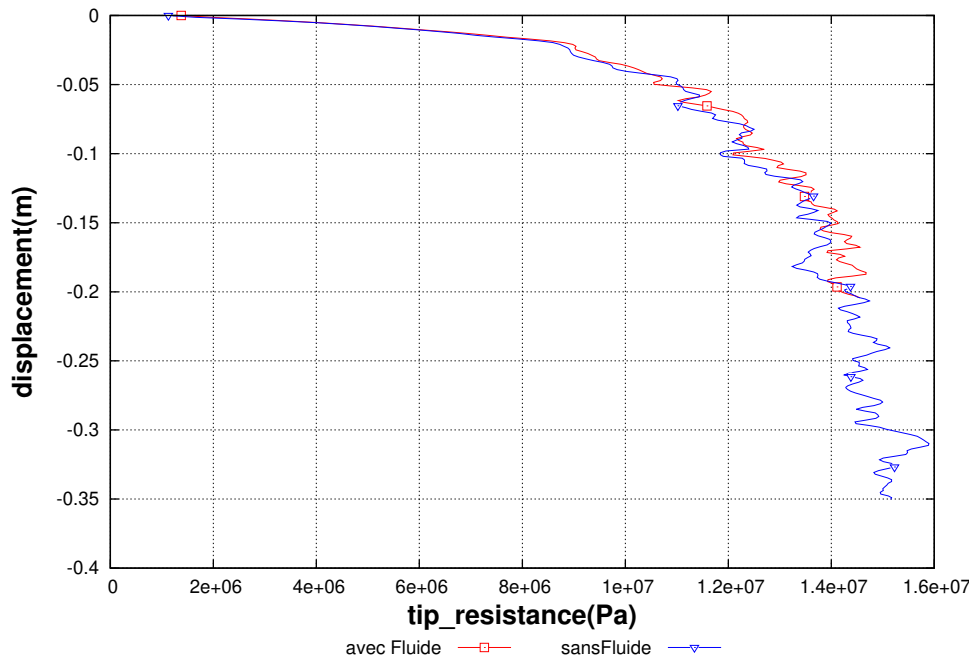


FIGURE 4.10 – Résistance de la pointe en milieu dense (dilatant) avec et sans fluide,  $k$  égale à  $5 * 10^{-8}$  m/s

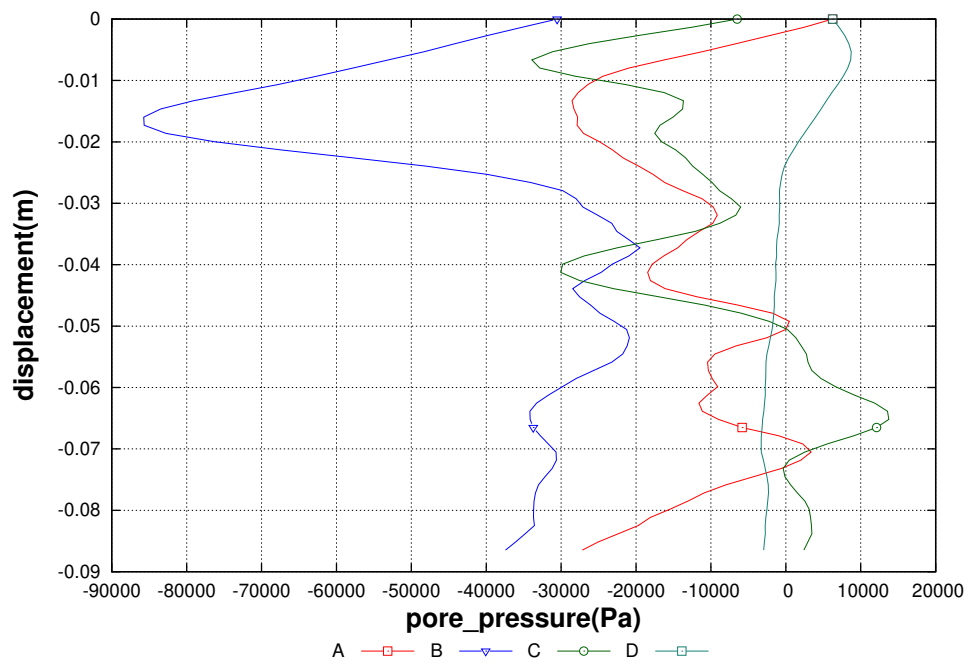


FIGURE 4.11 – Pression interstitielle en milieu dense(Dilatant) avec  $k$  égale à  $10^{-8}$  m/s

### 4.3 Essai de dissipation

L'essai de dissipation est un test potentiellement intéressant pour obtenir des informations concernant la conductivité hydraulique et l'état de consolidation. Le modèle couplé a permis d'explorer cette possibilité en suivant la pression interstitielle après arrêt de l'enfoncement de la pointe. Tandis que les résultats présentés précédemment correspondent à une réponse approximativement stationnaire, on s'intéresse maintenant à la dissipation des surpressions interstitielles au point A (tel que localisé sur la Figure 4.2) après arrêt de la pointe à une profondeur donnée. La Figure 4.12 présente les résultats obtenus. La pression interstitielle subit une dépression brutale au moment de l'arrêt, ce qui traduit l'inertie du système sur les temps courts (quand la pointe est immobilisée une partie du sol qui l'entoure est en mouvement descendant et tend à poursuivre sa course). L'effet opposé se produit à la reprise de l'enfoncement. Le même phénomène se traduit, mais dans une moindre mesure, dans l'évolution de la résistance de pointe. Après le choc inertiel, la pression interstitielle évolue progressivement vers zéro. Dans le même laps de temps la force sur la pointe augmente dans une première phase puis, devient légèrement décroissante en fin d'arrêt. La Figure 4.13 présente différents instants du processus de dissipation de pression. Ces effets inertiels ne sont pas nécessairement représentatifs de phénomènes mesurables en pratique étant donné que 1) la vitesse d'enfoncement est généralement plus faible et 2) ils se produisent sur des temps extrêmement courts.

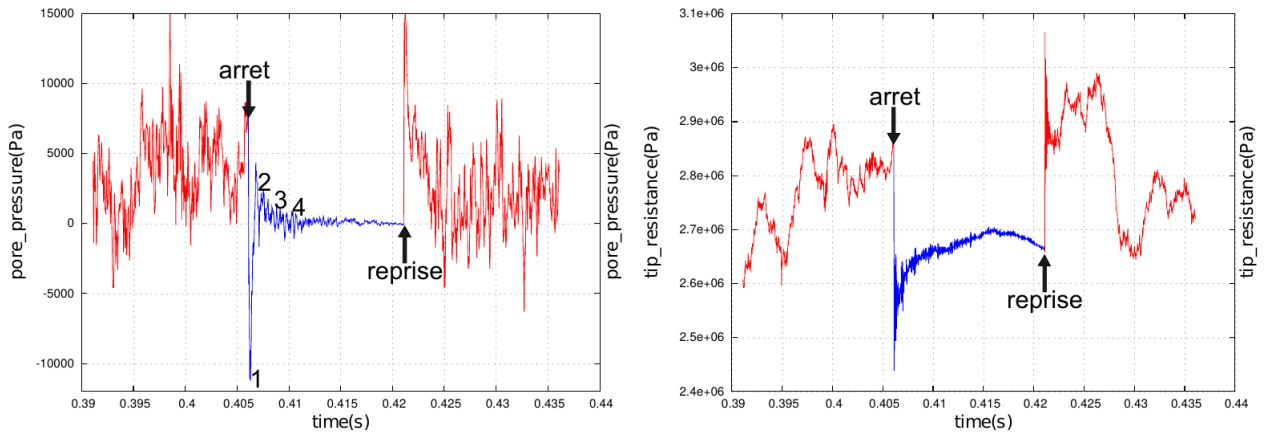


FIGURE 4.12 – Evolution temporelle de  $Q_c$  (droite) et de la pression interstitielle (gauche) lors de l'arrêt de l'enfoncement en milieu lâche. Les résultats pendant l'arrêt sont représentés en bleu.



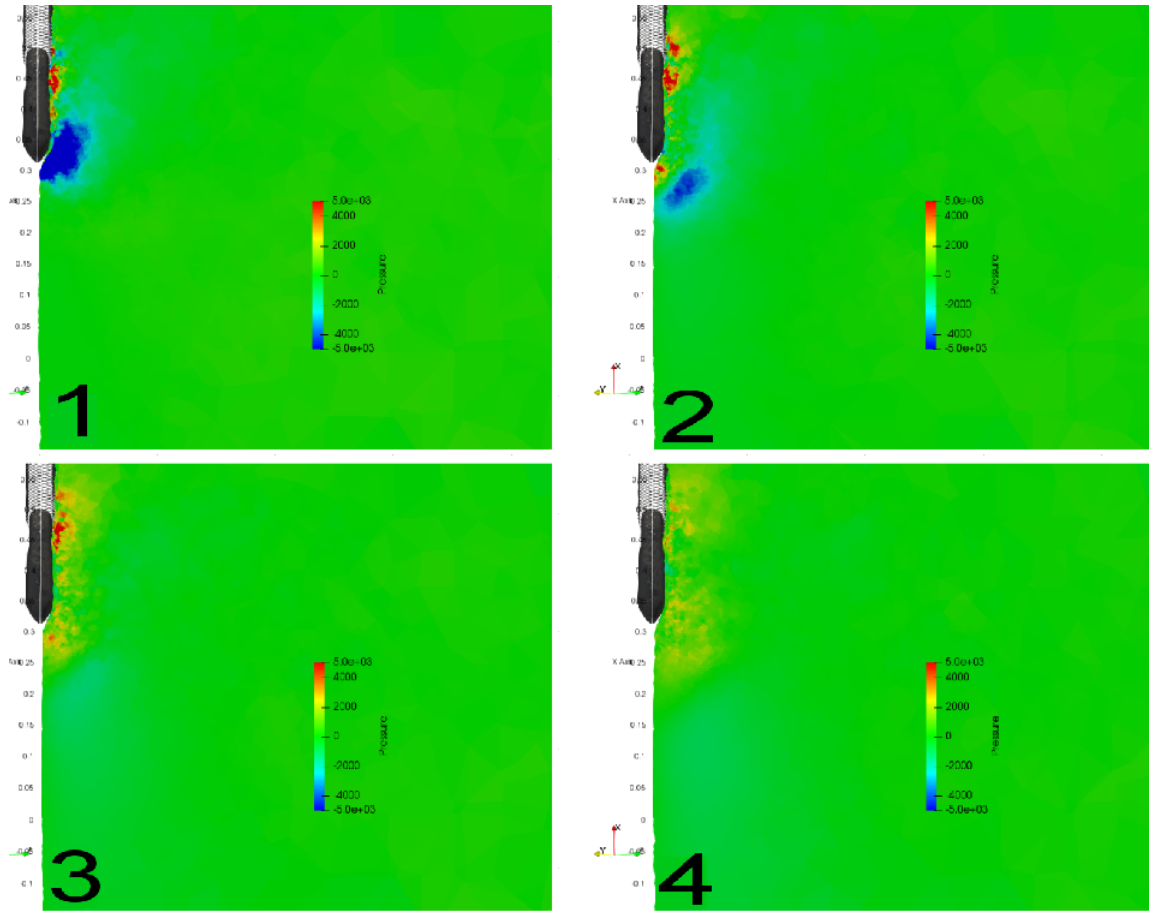


FIGURE 4.13 – Champs de pression interstitielle au voisinage de la pointe suite à l’arrêt de la pénétration, les Figures A, B, C et D correspondent à différents instants repérés sur la Figure 4.2.

## 4.4 Sollicitation cyclique

On s’intéresse désormais à la réponse à des sollicitations cycliques imposées en déplacement ou en force. La perméabilité dans ces simulations est fixée à  $k$  égale à  $10^{-7}$  m/s.

### 4.4.1 Chargement cyclique en déplacement imposé

Le chargement imposé par le pénétromètre peut être complexifié en imposant, à une profondeur donnée, un mouvement cyclique de la pointe contrôlé en déplacement. Cette sollicitation cyclique est caractérisée par une amplitude  $a = 2$  mm et une période  $T = 0,004$ s. La position  $x$  et la vitesse  $v$  de la pointe sont alors définies à tout instant  $t$  par :

$$x = a \cos(\omega t) \quad \text{et} \quad v = -a\omega \sin(\omega t) \quad \text{avec} \quad \omega = \frac{2\pi}{T} \quad (4.1)$$

Avec ces paramètres de chargement, contrairement aux cas précédents, la réponse ne peut plus être considérée comme quasi-statique. Cette remarque s’applique aussi aux mesures cycliques in-situ en fonction de l’amplitude et de la fréquence des cycles. A haute fréquence, la pertinence du modèle d’écoulement (non-inertiel) peut être remise en cause. Une quantification précise de ces erreurs reste à faire.

Une simulation sur 6 cycles est présentée sur les Figures 4.14 et 4.15. La position de la pointe au cours des cycles est donnée sur la Figure 4.14.

## 4.4 Sollicitation cyclique

Les champs de pression interstitielle, à différents instants d'un cycle, repérés par les chiffres romains sur la Figure 4.14, sont présentés sur la Figure 4.15. Lorsque la pointe est en phase de descente suffisamment avancée, le doublet de zones en surpression-dépression interstitielle identifié lors du cas de la pénétration monotone au niveau de la pointe est bien retrouvé (II). Lorsque le mouvement de la pointe est inversé et que celle-ci remonte les zones de surpression et dépression sont interverties (IV). En revanche, peu après les inversions du sens de déplacement de la pointe la pression interstitielle autour de la pointe s'uniformise pour être soit, entièrement en surpression peu après une amorce de descente de la pointe (I et V) soit, entièrement en dépression suite à l'initiation de la remontée de la pointe (III).

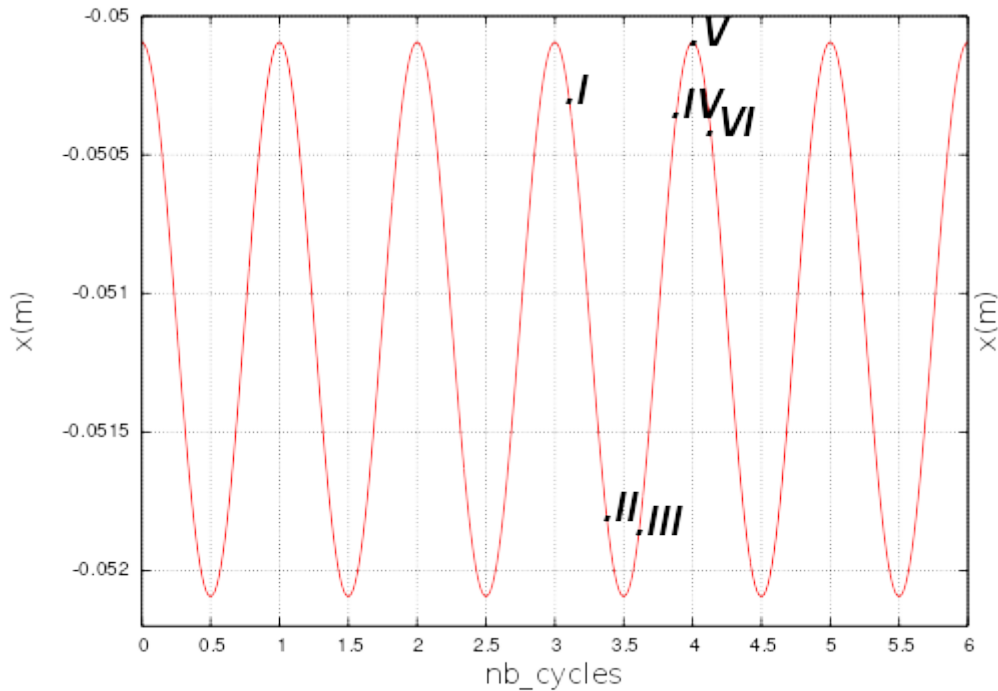


FIGURE 4.14 – Position verticale de la pointe pour un chargement cyclique en déplacement imposé.

### 4.4.1.1 Milieu lâche

Deux séries de simulation de chargement cyclique sur le milieu lâche tel que défini dans le chapitre précédent ont été effectuées avec des valeurs de périodes de 0.004 s (Figures 4.16 et 4.17) et 0.04 s (Figures 4.18 et 4.19). La pression interstitielle et la contrainte sur la pointe ont été suivies.

On pourrait s'attendre à ce que la période de 0.004s conduise à un chargement plus brutal, qui résulte dans des effets inertiels et une amplification des surpressions et dépressions. Cependant, les variations de la pression interstitielle et l'évolution globale de la force sur la pointe sont comparables avec celles obtenues à une période plus longue, égale à 0.04s. Ceci indique que les effets dynamiques dans la gamme de fréquence employée ne sont pas dominants.

### 4.4.1.2 Milieu dense

Deux série de tests avec deux valeurs de période de 0.004s et 0.04s ont été aussi réalisées avec le milieu dense. Les résultats présentent les mêmes tendances qu'en milieu lâche.

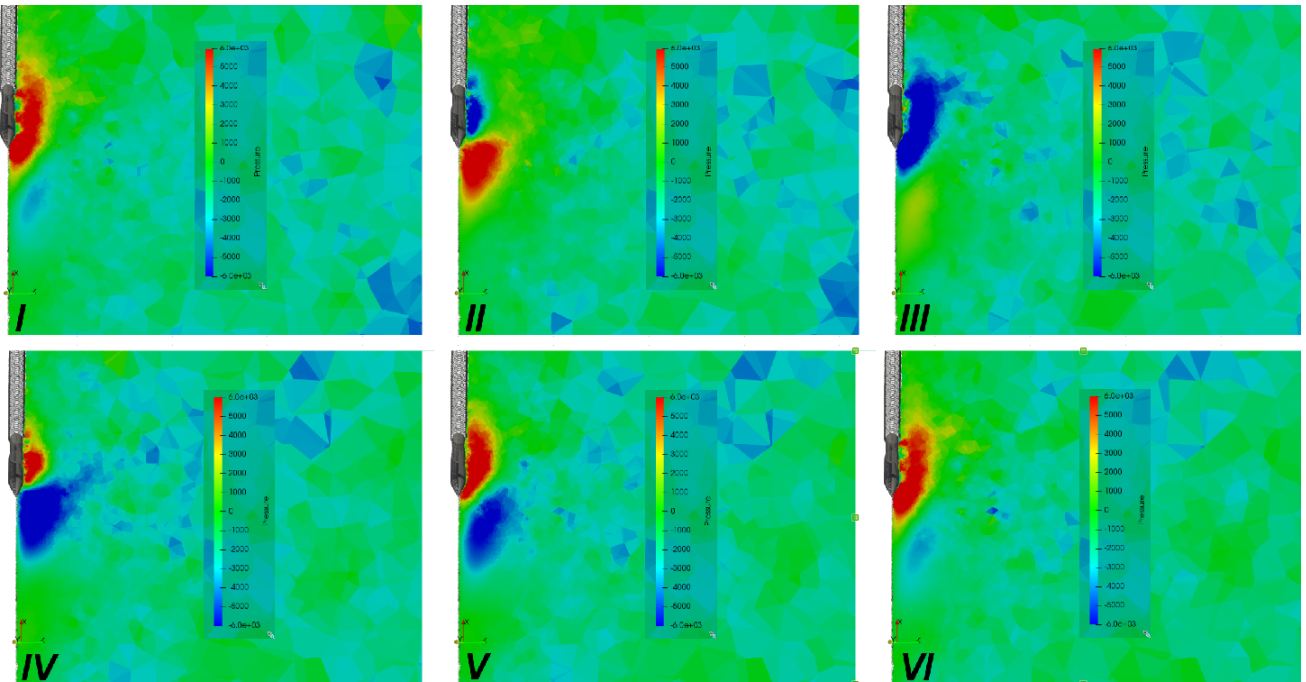


FIGURE 4.15 – Champs de pression interstitielle à différents instants du chargement cyclique contrôlé en déplacement dans le milieu dense.

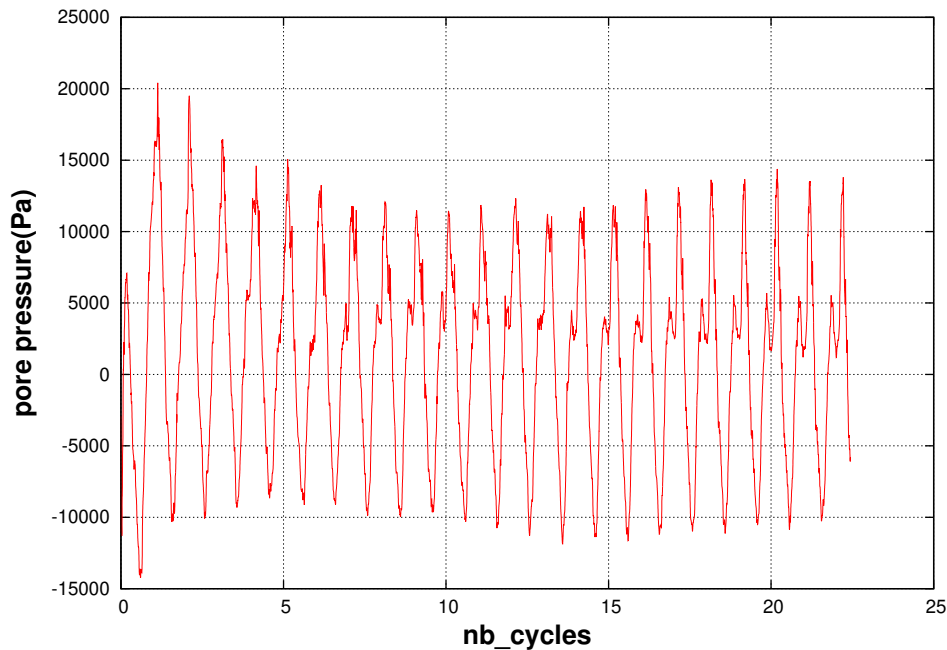


FIGURE 4.16 – Évolution de la pression interstitielle pendant le chargement cyclique contrôlé en déplacement, milieu lâche, période=0.004s.

#### 4.4.2 Chargement cyclique en force imposée

Le chargement imposé par le pénétromètre peut être encore modifié en imposant à une profondeur donnée, un chargement cyclique de la pointe en force imposée. Ce mode de chargement est analogue à celui des essais triaxiaux cycliques, généralement réalisés à cycles de contraintes imposés. Ce chargement a aussi été appliqué expérimentalement suivant la procédure développée

#### 4.4 Sollicitation cyclique

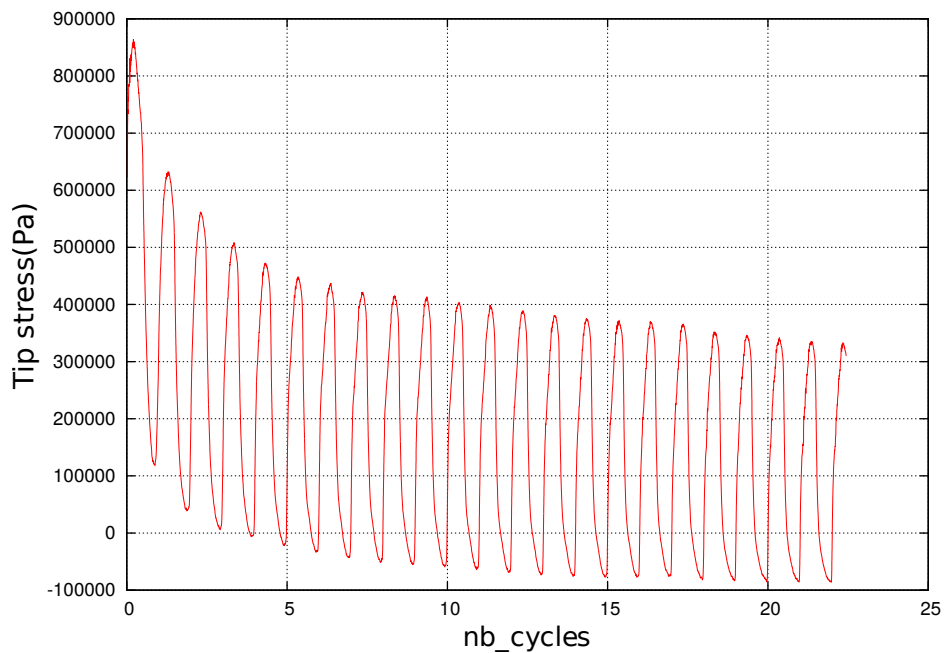


FIGURE 4.17 – Évolution de la contrainte sur la pointe pendant le chargement cyclique contrôlé en déplacement, milieu lâche, période=0.004s.

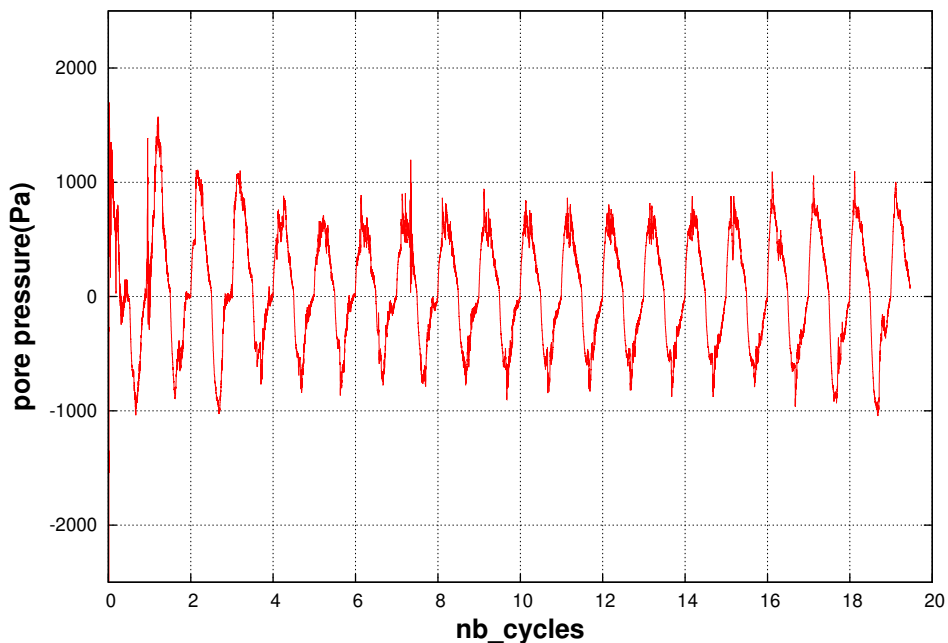


FIGURE 4.18 – Évolution de la pression interstitielle pendant le chargement cyclique contrôlé en déplacement, milieu lâche, période=0.04s.

par Groupe *Equaterre*, comme vu au chapitre expérimental.

La force imposée varie entre  $F_{max}$  et  $F_{min}$  de manière sinusoïdale au cours du temps, avec une période  $T=0,004s$ . Ces deux valeurs sont ici prises égales à 80% et 20% de la résistance de pointe mesurée juste avant l'arrêt de la pointe. Les paramètres géométriques du modèle sont donnés dans le tableau 4.2

La Figure 4.24 présente la force sur la pointe pendant le chargement et la Figure 4.25 présente

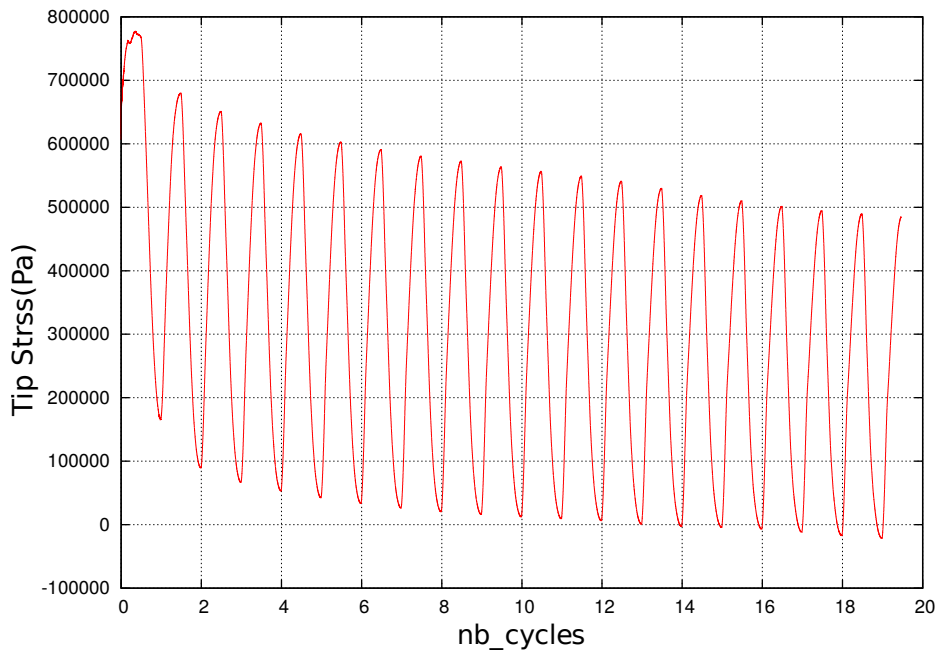


FIGURE 4.19 – Évolution de la contrainte sur la pointe pendant le chargement cyclique contrôlé en déplacement, milieu lâche, période=0.04s.

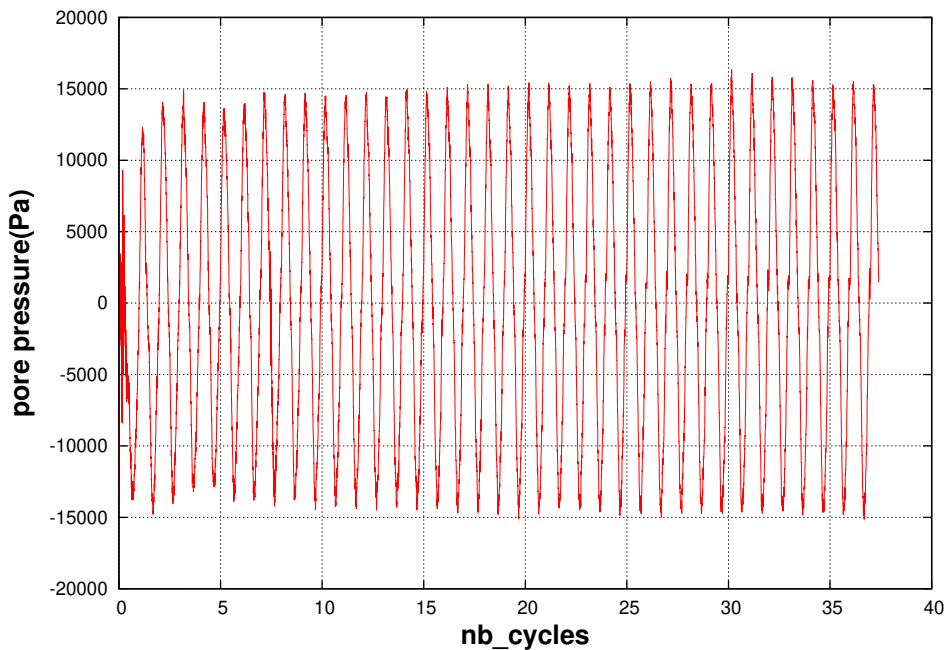


FIGURE 4.20 – Évolution de la pression interstitielle pendant les chargements cycliques contrôlés en déplacement, milieu dense, période=0.004s

l'évolution de la position de la pointe en réponse aux variations cycliques de la force.

#### 4.4.2.1 Milieu lâche

La même méthode de chargement a été appliquée au matériau lâche. La figure 4.26 présente l'évolution de la contrainte sur la pointe en fonction de sa position verticale pour un contrôle en

#### 4.4 Sollicitation cyclique

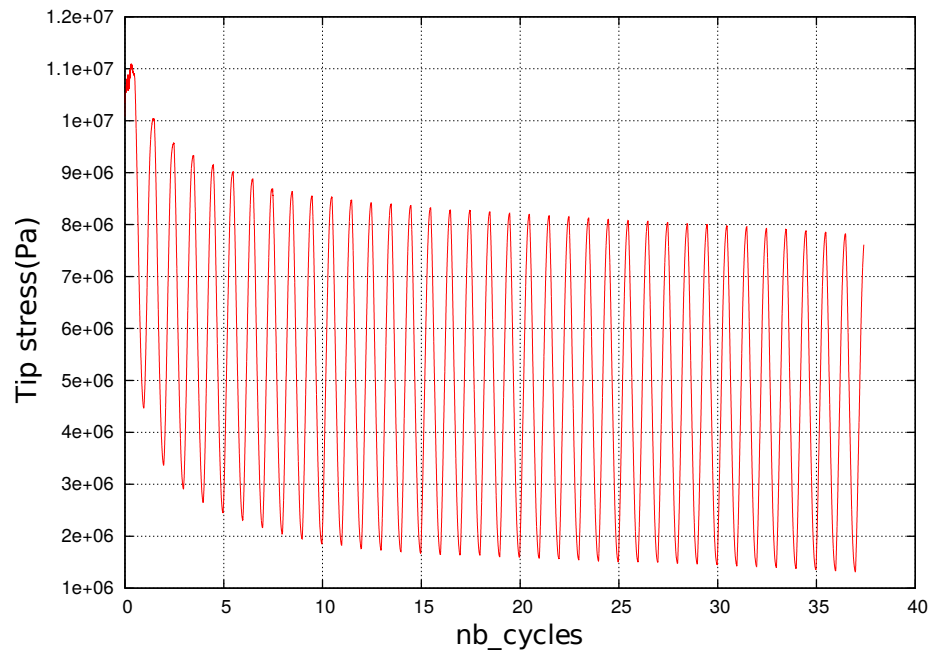


FIGURE 4.21 – Évolution de la contrainte sur la pointe pendant le chargement cyclique contrôlé en déplacement, milieu dense, période=0.004s.

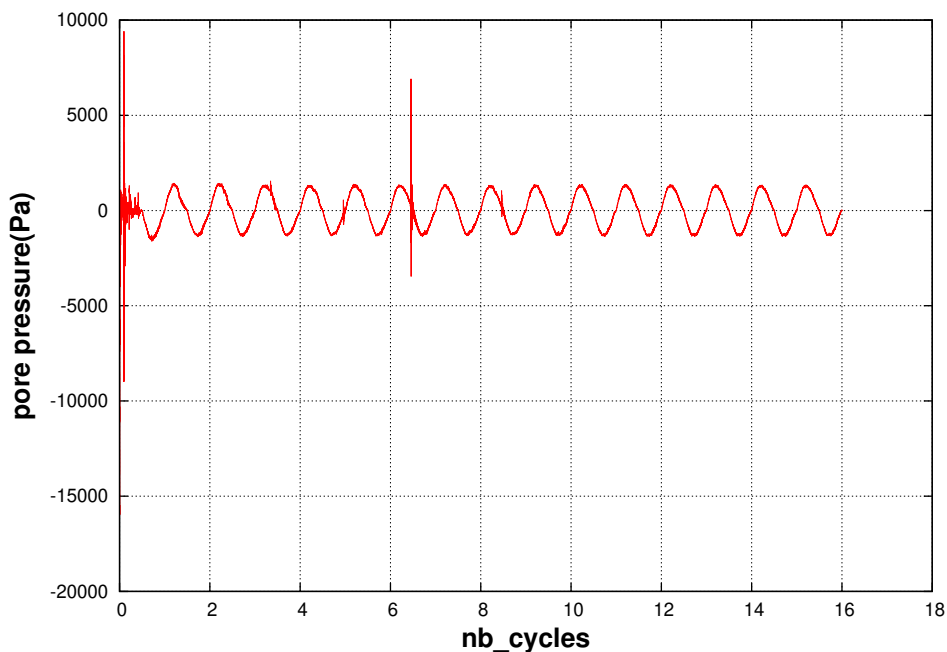


FIGURE 4.22 – Évolution de la pression interstitielle pendant le chargement cyclique contrôlé en déplacement, milieu dense, période=0.04s.

force des cycles. La figure 4.27 montre application de chargement cyclique en force imposé.

L'évolution de la position de la pointe pendant la sollicitation cyclique en force imposée est présentée en Figure 4.29. On observe dans cette figure un enfoncement progressif de la pointe au cours des cycles, ressemblant aux résultats obtenus en chambre de calibration.

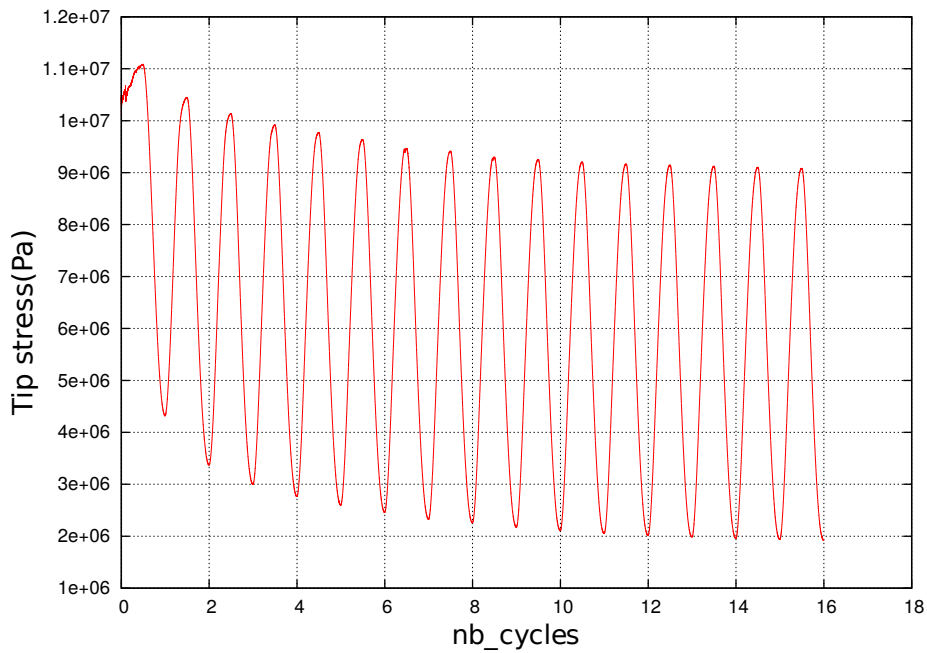


FIGURE 4.23 – Évolution de la contrainte sur la pointe pendant le chargement cyclique contrôlé en déplacement, milieu dense, période=0.04s.

$\phi_p$ (deg)	$\alpha_c$ (deg)	$Hc$ (m)	$Rc$ (m)	$R$ (m)	$Rd$	$Rp$	$Cr$	Remarque
20	90	1,3	0,5	0,025	20	6	0,7	-

TABLE 4.2 – Paramètres géométriques du modèle pour la simulation des chargements cyclique en force imposée.

#### 4.4.2.2 Milieu dense dilatant

On attend une réponse différente dans le milieu dense par rapport aux celle de milieu lâche suite aux chargements cycliques. La figure 4.30 présente l'évolution de la position de la pointe pendant le chargement cyclique. On constate que la position de la pointe suit des cycles stationnaires, il n'y a plus de dérive du déplacement au cours des cycles. La figure 4.31 présente aussi la déplacement de la pointe pendant la sollicitation cyclique. La figure 4.32 montre les cycles en force imposée qui varient entre 80% et 20% de la résistance de pointe.

#### 4.4 Sollicitation cyclique

---

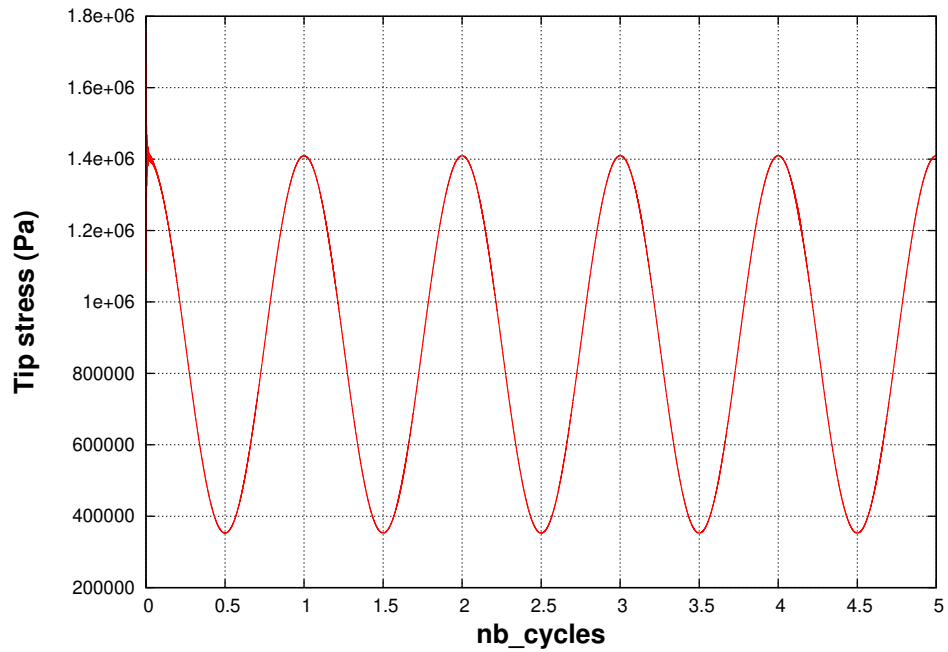


FIGURE 4.24 – Évolution de la contrainte sur la pointe pendant le chargement cyclique contrôlé en force, période=0.004s.

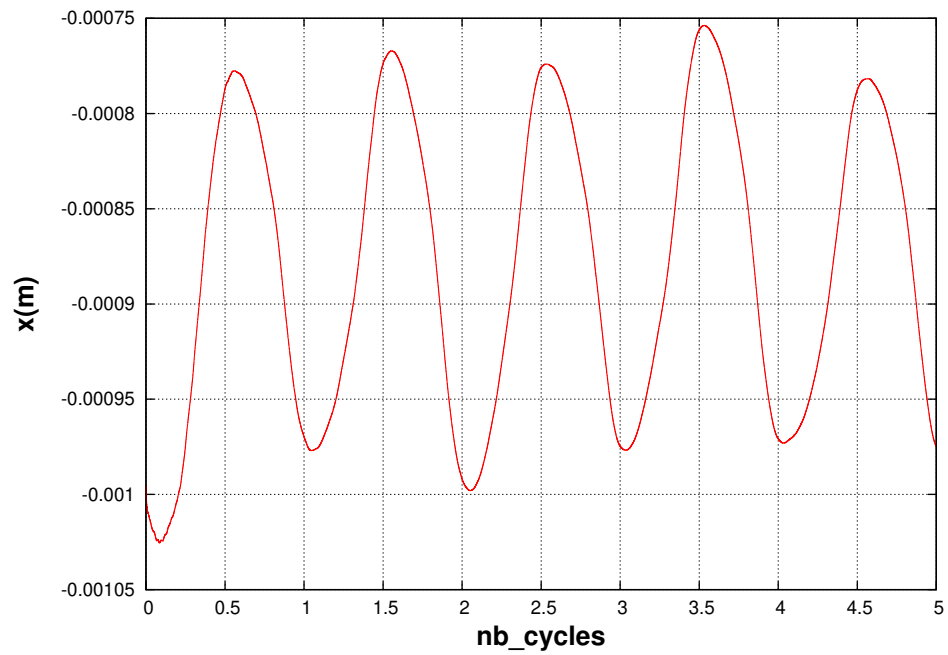


FIGURE 4.25 – Évolution de la position de la pointe pendant le chargement cyclique contrôlé en force, période=0.004s.



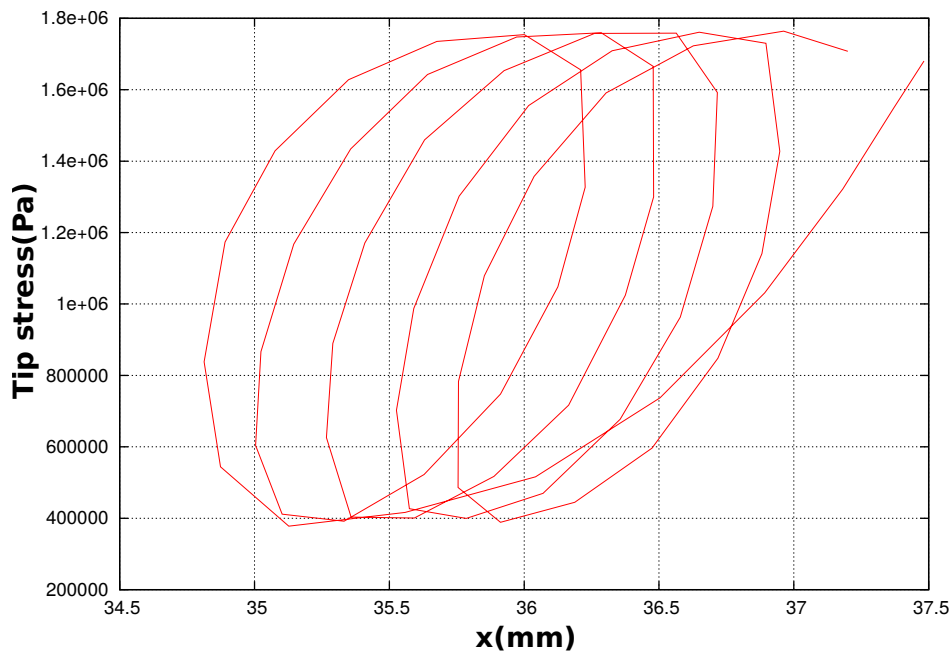


FIGURE 4.26 – Relation contrainte sur la pointe - déplacement de la pointe pour le chargement cyclique contrôlé en force, milieu lâche.

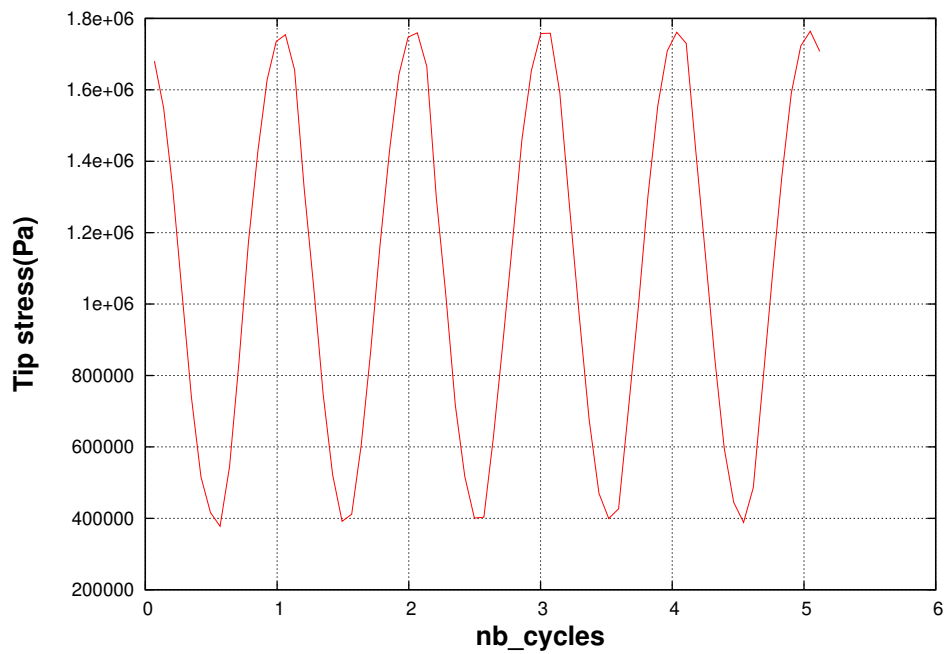


FIGURE 4.27 – Chargement cyclique en force imposée, matériaux lâche.

#### 4.4 Sollicitation cyclique

---

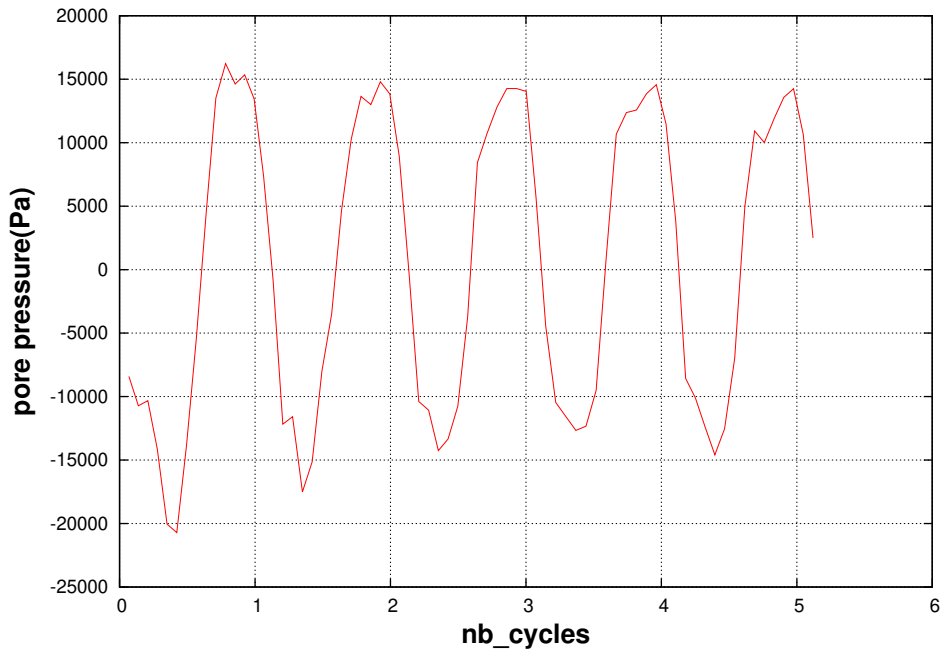


FIGURE 4.28 – Pression interstitielle simulée pour un chargement cyclique en force imposé, matériaux lâche.

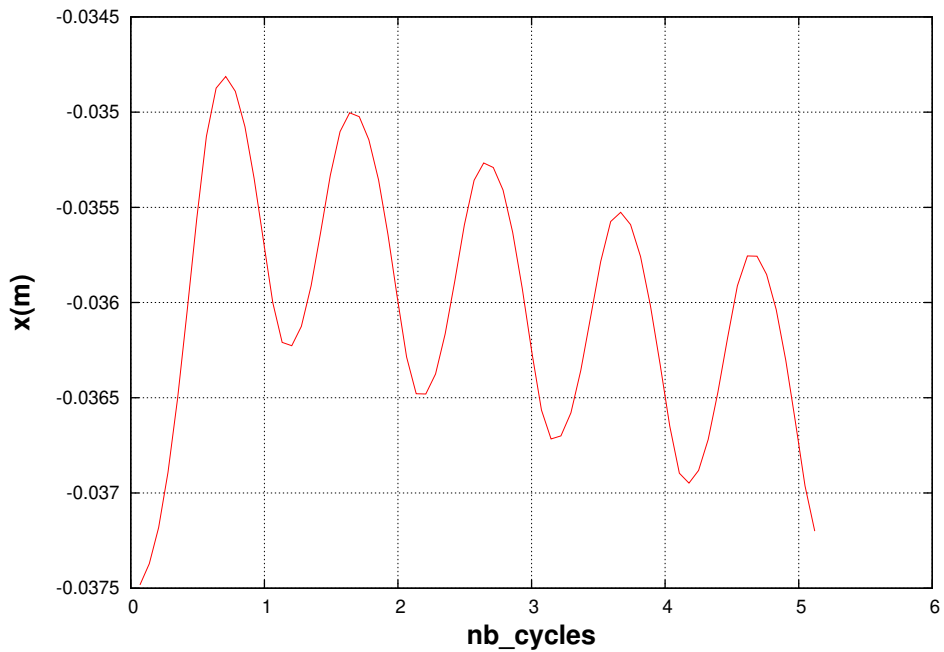


FIGURE 4.29 – Évolution de la position de la pointe pour le chargement cyclique contrôlé en force, matériaux lâche.

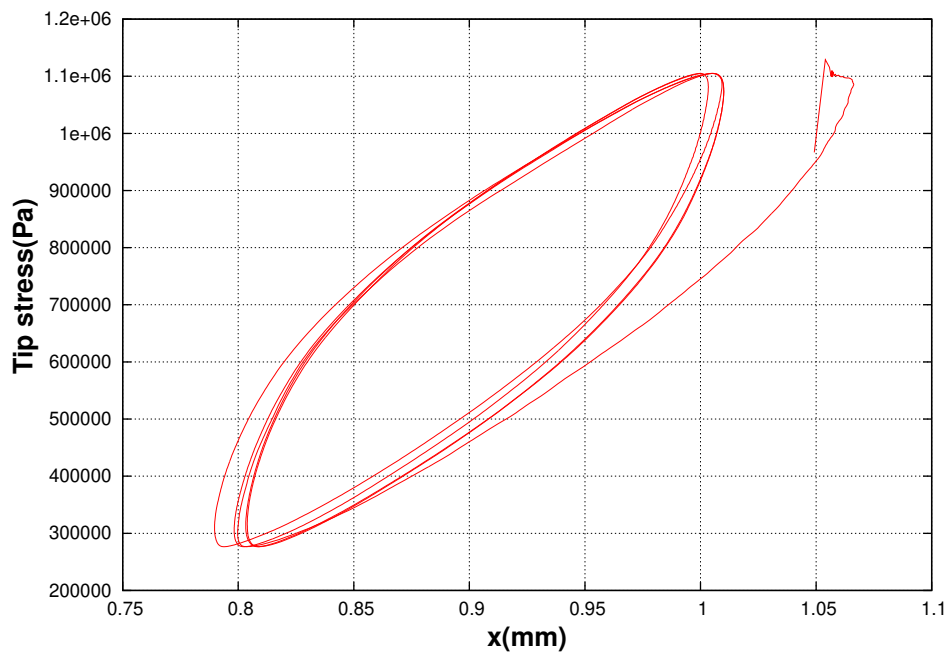


FIGURE 4.30 – Évolution de la force sur la pointe en fonction de la position de la pointe, matériaux dense.

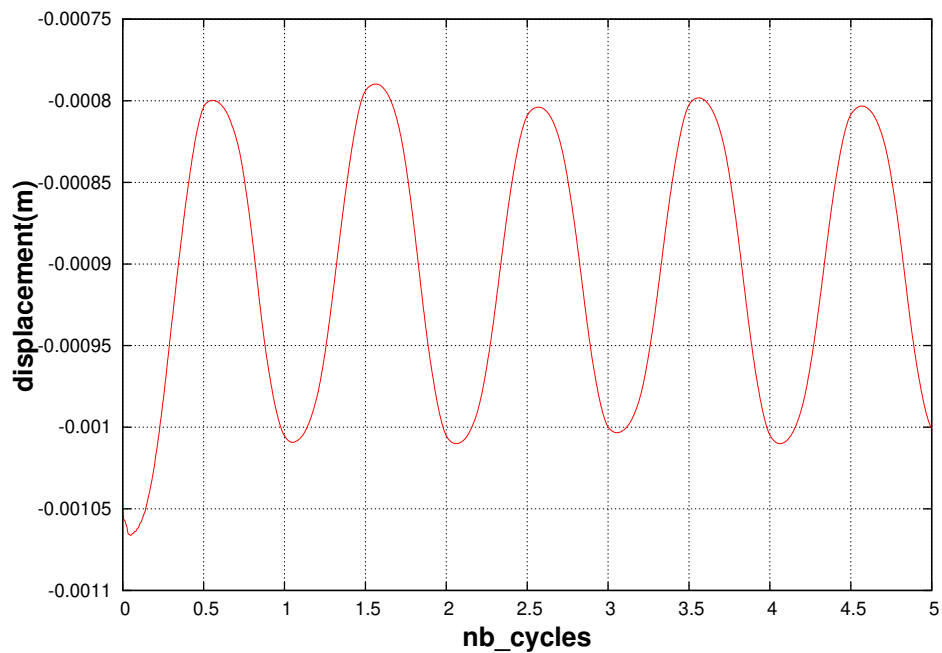


FIGURE 4.31 – Déplacement simulé de la pointe pour un chargement cyclique contrôlé en force, matériaux dense.

#### 4.4 Sollicitation cyclique

---

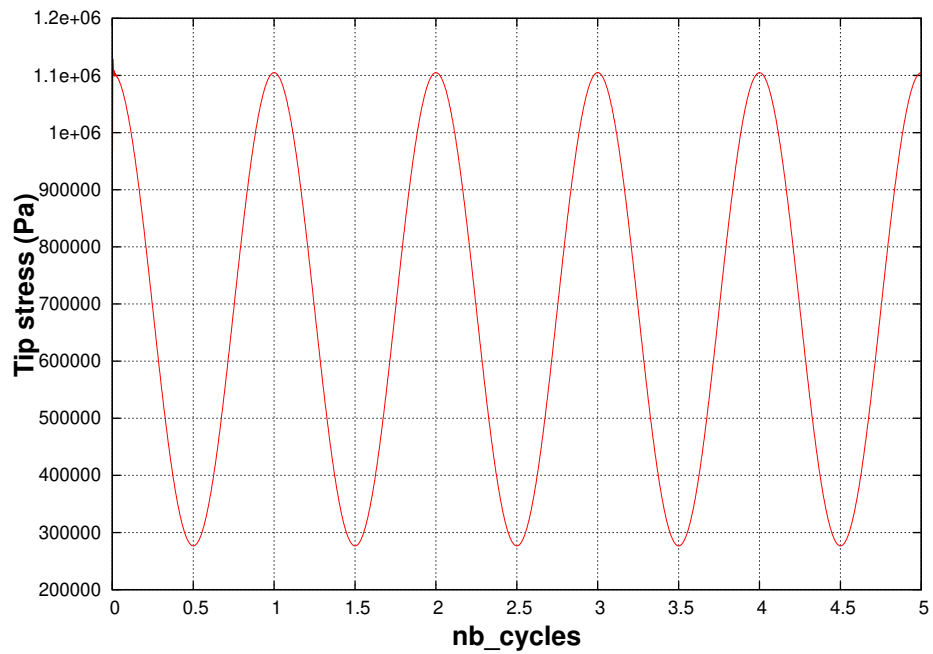


FIGURE 4.32 – Chargement cyclique en force imposée, matériaux dense.

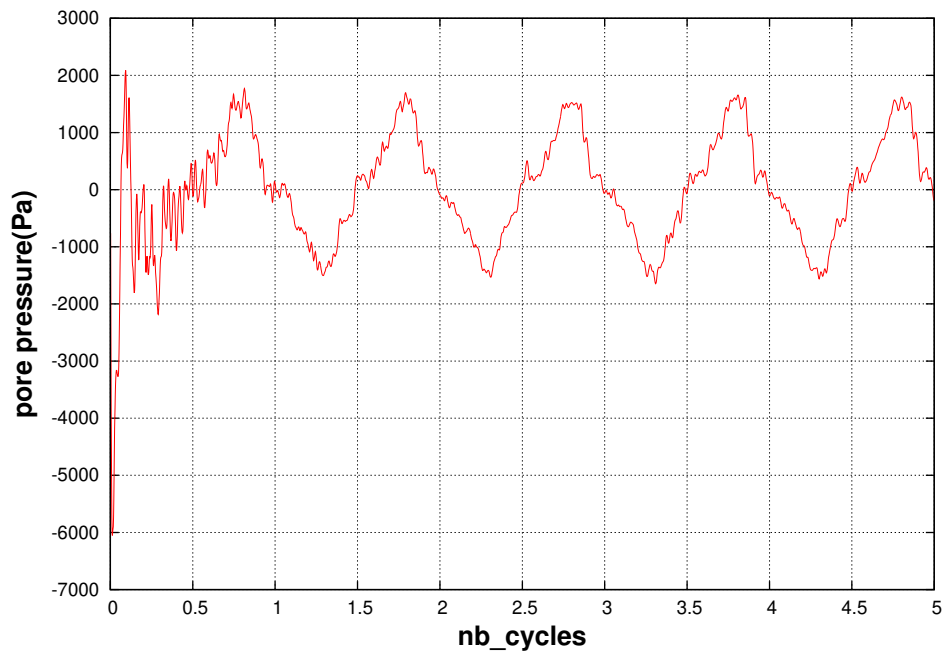


FIGURE 4.33 – Evolution de la pression interstitielle simulée pour le chargement cyclique en force imposée, matériaux dense,.

## 4.5 Conclusion

Ce chapitre a présenté les résultats de simulations DEM-PFV reproduisant, dans un premier temps, les conditions d'un essai CPT classique (monotone). Deux types de matériaux lâche et dense ont été simulés. L'évolution de la pression interstitielle pendant l'enfoncement a été présentée et le rôle de la perméabilité sur la pression et la résistance de pointe analysée. Logiquement, le milieu dense tend à générer des effets de succion pendant l'enfoncement tandis que le milieu lâche conduit à des surpressions.

Les conséquences de ces variations de pression de pore sur la résistance de pointe restent peu significatives, comme le montrent les comparaisons entre les calculs couplés et les calculs sur milieu sec. Cette faible dépendance peut être reliée à l'amplitude modérée des variations de pression par rapport à la contrainte moyenne de confinement. Malgré différentes tentatives, il n'a pas été possible pour l'instant, d'augmenter significativement l'amplitude de ces variations de pression. De plus faibles perméabilités devraient probablement augmenter l'amplitude de la réponse mais, les tentatives dans ce sens se sont heurtées à des problèmes numériques, les calculs devenant moins stables.

Par la suite, l'évolution de la pression interstitielle pendant une phase de dissipation après arrêt de l'enfoncement a été présentée. Cette analyse, qui reste préliminaire, met en évidence une chute de la force de pointe accompagnée d'un retour à l'équilibre de la pression de pore.

Finalement, des chargements cycliques correspondant aux possibilités techniques du CPT Equaterre ont été simulés en déplacement imposé et en force imposée. Les résultats sont qualitativement en accord avec ceux des essais en chambre de calibration, avec des réponses cycliques stationnaires dans le cas du milieu dense et une accumulation irréversible de l'enfoncement dans le cas du milieu lâche.

En conclusion, les simulations couplées mises en oeuvre paraissent capables de reproduire au moins qualitativement les réponses typiques de matériaux denses et lâches. L'accord quantitatif est plus difficile à obtenir et se heurte dans certain cas à des problèmes numériques (instabilités numériques à faibles perméabilités). Des travaux complémentaires pourraient être envisagés pour mieux évaluer le rôle des conditions aux limites hydrauliques et mécaniques.

---

### Conclusions

L'objectif de cette thèse était dans un premier temps de construire un modèle numérique basé sur la méthode des éléments discrets (DEM) couplée avec une description de la dynamique du fluide interstitiel représentatif du pénétrromètre statique cyclique de type *Equaterre*. Ce modèle étant destiné à évaluer la faisabilité de l'évaluation du risque de liquéfaction d'horizon de sols avec un pénétrromètre à pointe cyclique.

Pour cela, un état de l'art a permis de mettre en évidence l'originalité de cette démarche visant à mettre en oeuvre un pénétrromètre statique cyclique. Ce dernier se caractérise d'une part par l'absence de dispositif de mesure de la pression interstitielle, et d'autre part par l'utilisation d'une pointe mécanique coulissante permettant d'appliquer directement une sollicitation cyclique à la pointe (le train de tubes restant fixe) et de suivre la réponse du sol en terme de contrainte sur la pointe ou de déplacement de cette dernière.

La grande chambre de calibration du laboratoire 3SR de Grenoble a permis de réaliser une série de tests CPTU et de tests de pénétration statique cyclique *Equaterre* dans des massifs de sable fin moyennement dense et lâche. Les résultats issus des essais CPTU ont confirmé les natures contractantes et dilatantes des milieux lâche et dense respectivement. Les tests avec pénétrromètre statique cyclique *Equaterre* ont montré le potentiel de cette méthode pour l'identification des sols sensibles à la liquéfaction.

Un modèle numérique 3D en éléments discrets (DEM) a été développé avec le logiciel YADE. Ce modèle a d'abord été défini en condition sèche pour les études de faisabilités et paramétriques visant essentiellement à fixer la géométrie du modèle et le type de discrétisation du sol. Les résultats en milieu sec ont montré un bon accord avec les résultats attendus vis-à-vis de la résistance de pointe. Une résistance au roulement des contacts a été ajoutée, entre autres pour élargir la gamme de variation de volume du modèle de sol générée lors de son cisaillement, et notamment pour accentuer sa capacité à se contracter du côté des faibles densités (milieux très lâches).

Le modèle numérique a été couplé avec la méthode de volumes finis à l'échelle des pores (PFV) pour décrire la phase fluide. La résistance de pointe et la pression interstitielle autour de la pointe ont été exploitées pour des milieux dense et lâche. Les simulations ont montré qu'on peut obtenir des milieux dilatant (dense) et contractant (lâche) qui, couplés avec le fluide interstitiel, conduisent à des résultats en bon accord qualitatif avec ceux obtenus à partir d'essais physiques en chambre de calibration. Les simulations d'essais cycliques avec le modèle couplé avec le fluide ont aussi montré des résultats intéressants : on a pu observer dans le milieu lâche un déplacement de la pointe au cours de l'application du chargement cyclique contrairement au milieu dense où

la pointe reste immobile. Ces résultats sont en bon accord avec les résultats obtenus en chambre de calibration.

## **Futurs travaux**

### **Améliorations du modèle physique**

En ce qui concerne le modèle physique en chambre de calibration, il serait intéressant de pouvoir multiplier les essais. Pour cela il serait nécessaire d'utiliser une chambre de calibration plus petite afin de rendre les essais moins lourds à mettre en oeuvre. Des précautions sont néanmoins à prendre afin de conserver un effet réduit des conditions aux limites sur la résistance de pointe (par exemple en utilisant une pointe d'un diamètre plus petit). La multiplication des essais permettrait d'étudier les effets de l'amplitude et de la fréquence de la sollicitation cyclique pour identifier les paramètres les plus propices à la caractérisation des sols liquéfiables. Cette caractérisation devra également être affinée pour des matériaux avec des gammes diversifiées de densité et de degré de saturation. Il serait également intéressant de compléter l'instrumentation des essais afin de visualiser les champs de contraintes et de pression interstitielle autour de la pointe. Une nouvelle thèse en collaboration entre la société Equaterre et le laboratoire 3SR vient d'ailleurs de débiter au printemps 2019 sur ces thématiques. Les études paramétriques pour la pointe de pénétromètre statique pourrait être envisagé avec modification le diamètre de la pointe et la vitesse de pénétration et l'angle d'ouverture de la pointe et comparer ces résultats avec les résultats obtenus avec modèle numérique et expliqué en chapitre 4.

Les essais dits de «double mesure» nécessiteraient également plus d'attention afin d'améliorer la méthodologie d'interprétation de manière à apporter des informations sur la nature et le comportement du sol sans avoir besoin de mesurer la pression interstitielle. L'essai de double mesure pourrait également nous renseigner sur la perméabilité du sol et son état de consolidation.

### **Améliorations du modèle numérique**

Une des difficultés concernant la modélisation numérique a été d'utiliser des perméabilités du milieu granulaire de plus en plus faible afin d'accentuer les effets de la pression interstitielle sur la résistance de pointe ainsi que sur le comportement et la réponse du sol face à la sollicitation cyclique de la pointe. Cette partie du travail a nécessité beaucoup de temps. Une amélioration du modèle pour gagner du temps serait la bienvenue. Des développements ont également été initiés pour cartographier les champs de contrainte et de déformation en tenant compte de la symétrie de révolution du problème. Ces développements sont à finaliser. Une étude micro-mécanique des simulations réalisées serait également à effectuer.

Par ailleurs, la simulation des essais de double mesure mériterait plus d'approfondissements. On pourrait par exemple s'intéresser au cas de massifs de sol avec des couches de perméabilités différentes qui, sur le terrain, pose des problèmes d'interprétation.

Enfin, ce modèle numérique permet également de s'intéresser au cas classique de la pénétration statique et des applications géotechniques comme par exemple les essais de rechargement de la pointe utilisés pour les pieux.

---

- DTU 13.2. " fondations profondes pour le bâtiment ". *AFNOR*, (pp.75), 1992.
- NF Afnor. P94-113,. «*Sols : reconnaissance et essais*».
- MM Ahmadi. *Analysis of cone tip resistance in sand*. PhD thesis, University of British Columbia, 2000.
- MM Ahmadi, PM Byrne, and RG Campanella. Cone tip resistance in sand : modeling, verification, and applications. *Canadian Geotechnical Journal*, 42(4) :977–993, 2005.
- M Arroyo, J Butlanska, A Gens, F Calvetti, and M Jamiolkowski. Cone penetration tests in a virtual calibration chamber. *Géotechnique*, 61(6) :525–531, 2011.
- MM Baligh. Strain path method. *Journal of Geotechnical Engineering*, 111(9) :1108–1136, 1985.
- MM Baligh and JN Levadoux. Consolidation after undrained piezocone penetration. ii : Interpretation. *Journal of geotechnical engineering*, 112(7) :727–745, 1986.
- P Barentsen. Short description of a field testing method with cone-shaped sounding apparatus. In *Proceedings 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, pages 6–10, 1936.
- K Been, JHA Crooks, and L Rothenburg. A critical appraisal of cpt calibration chamber tests. In *Proceeding of the First International Symposium on Penetration Testing (ISOPT)*, volume 2, pages 651–660, 1988.
- HKS Begemann. Improved method of determining resistance to adhesion by sounding through a loose sleeve placed behind the cone. In *Proceedings of the 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, ICSMFE, August*, pages 16–27, 1953.
- HKS Begemann. The friction jacket cone as an aid in determining the soil profile. In *Proceedings of the 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, volume 50, pages 17–20, 1965.
- HKS Begemann. The dutch static penetration test with the adhesion jacket cone. In *L. G. M. Mededelingen*, volume 12. Publications Delft Laboratory for Soil Mechanics, 1969.
- RF Bishop, R Hill, and NF Mott. The theory of indentation and hardness tests. *Proceedings of the Physical Society*, 57(3) :147, 1945.
- P Breul, M Benz, R Gourvès, and G Saussine. Penetration test modelling in a coarse granular medium. In *AIP Conference Proceedings*, volume 1145, pages 173–176. AIP, 2009.



- BB Broms and N Flodin. History of soil penetration testing. In *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts*, volume 27, pages A91–A91. Elsevier Science, 1990.
- M Budhu and CS Wu. Numerical analysis of sampling disturbances in clay soils. *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, 16(7) :467–492, 1992.
- J Butlanska, M Arroyo, and A Gens. Size effects on a virtual calibration chamber. *Numerical Methods in Geotechnical Engineering : NUMGE*, pages 225–230, 2010.
- J Butlanska, M Arroyo, A Gens, and C O’Sullivan. Multi-scale analysis of cone penetration test (cpt) in a virtual calibration chamber. *Canadian Geotechnical Journal*, 51(1) :51–66, 2013.
- RG Campanella. Field methods for dynamic geotechnical testing : An overview of capabilities and needs. In *Dynamic Geotechnical Testing II (STP1213)*, pages 3–23. ASTM International, 1994.
- RG Campanella, PK Robertson, and D Gillespie. Cone penetration testing in deltaic soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 20(1) :23–35, 1983.
- E Catalano, B Chareyre, and E Barthélemy. Pore-scale modeling of fluid-particles interaction and emerging poromechanical effects. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 38(1) :51–71, 2014.
- F Celeste. Probing liquefiable soils by cyclic cone penetration. Master’s thesis, Grenoble Alpes, 2018.
- B Chareyre. *Modélisation du comportement d’ouvrages composites sol-géosynthétique par éléments discrets : application aux ancrages en tranchées en tête de talus*. PhD thesis, Université Joseph-Fourier-Grenoble I, 2003.
- B Chareyre, A Cortis, E Catalano, and E Barthélemy. Pore-scale modeling of viscous flow and induced forces in dense sphere packings. *Transport in porous media*, 94(2) :595–615, 2012.
- A Cividini and G Gioda. A simplified analysis of pile penetration. *PROCEEDINGS OF THE SIXTH INTERNATIONAL CONFERENCE ON NUMERICAL METHODS IN GEOMECHANICS*, 1–3, 1988.
- P A Cundall and OD Strack. A discrete numerical model for granular assemblies. *geotechnique*, 29(1) :47–65, 1979.
- R De Borst. Finite element analysis of static penetration tests. In *Proc. 2nd Eur. Symp. on Penetration Testing*, volume 2, pages 457–462, 1982.
- BJ Douglas. Soil classificaion using electric cone penetrometer. In *Symp. on Cone Penetration Testing and Experience, Geotech. Engrg. Div.*, pages 209–227. ASCE, 1981.
- HT Durgunoglu and JK Mitchell. Static penetration resistance of soils. In *8th ICSMFE*, volume 1, pages 279–286, 1973.
- U El Shamy and C Denissen. Microscale characterization of energy dissipation mechanisms in liquefiable granular soils. *Computers and Geotechnics*, 37(7-8) :846–857, 2010.
- S Ergun. Fluid flow through packed columns. *Chem. Eng. Prog.*, 48 :89–94, 1952.
- O Falagush, GR McDowell, HS Yu, and JP de Bono. Discrete element modelling and cavity expansion analysis of cone penetration testing. *Granular Matter*, 17(4) :483–495, 2015.

## BIBLIOGRAPHIE

---

- VN Ghionna and M Jamiolkowski. A critical appraisal of calibration chamber testing of sands. In *Proceedings of the 1st International Symposium on Calibration Chamber Testing (ISOCCTI), Potsdam, NY Elsevier*, pages 13–39, 1991.
- R Glowinski, T-W Pan, T I Hesla, D D Joseph, and J Periaux. A fictitious domain approach to the direct numerical simulation of incompressible viscous flow past moving rigid bodies : application to particulate flow. *Journal of Computational Physics*, 169(2) :363–426, 2001.
- DV Griffiths. Elasto-plastic analyses of deep foundations in cohesive soil. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 6(2) :211–218, 1982.
- RA Hosn, L Sibille, N Benahmed, and B Chareyre. Discrete numerical modeling of loose soil with spherical particles and interparticle rolling friction. *Granular matter*, 19(1) :4, 2017.
- H-H Hsu and A-B Huang. Calibration of cone penetration test in sand. In *Proceedings of the National Science Council, Republic of China. Part A, Physical science and engineering*, volume 23, pages 579–590. National Science Council, 1999.
- AB Huang and HH Hsu. Cone penetration tests under simulated field conditions. *Geotechnique*, 55(5) :345–354, 2005.
- AB Huang and MY Ma. An analytical study of cone penetration tests in granular material. *Canadian Geotechnical Journal*, 31(1) :91–103, 1994.
- AB Huang, HH Hsu, et al. Advanced calibration chambers for cone penetration testing in cohesionless soils. In *Geotechnical and Geophysical Site Characterization Vols 1 and 2*, pages 147–166, 2004a.
- W Huang, D Sheng, SW Sloan, and HS Yu. Finite element analysis of cone penetration in cohesionless soil. *Computers and Geotechnics*, 31(7) :517–528, 2004b.
- IRTP ISSMGE. International reference test procedure for the cone penetration test (cpt) and the cone penetration test with pore pressure (cptu). *Report of the ISSMGE Technical Committee*, 16, 1999.
- K Iwashita and M Oda. Micro-deformation mechanism of shear banding process based on modified distinct element method. *Powder Technology*, 109(1-3) :192–205, 2000.
- M Jamiolkowski, DCF Lo Presti, and M Manassero. Evaluation of relative density and shear strength of sands from cpt and dmt. In *Soil behavior and soft ground construction*, pages 201–238. 2003.
- J-F Jerier, B Hathong, V Richefeu, B Chareyre, D Imbault, F-V Donze, and P Doremus. Study of cold powder compaction by using the discrete element method. *Powder Technology*, 208(2) : 537–541, 2011.
- MJ Jiang, JM Konrad, and S Leroueil. An efficient technique for generating homogeneous specimens for dem studies. *Computers and geotechnics*, 30(7) :579–597, 2003.
- MJ Jiang, HS Yu, and D Harris. Discrete element modelling of deep penetration in granular soils. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 30(4) : 335–361, 2006.
- KD Kafui, C Thornton, and MJ Adams. Discrete particle-continuum fluid modelling of gas–solid fluidised beds. *Chemical Engineering Science*, 57(13) :2395–2410, 2002.

- FH Kulhawy and PW Mayne. Manual on estimating soil properties for foundation design. Technical report, Electric Power Research Inst., Palo Alto, CA (USA), 1990.
- F Lominé, L Scholtes, L Sibille, and P Poullain. Modeling of fluid–solid interaction in granular media with coupled lattice boltzmann/discrete element methods : application to piping erosion. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 37(6) :577–596, 2013.
- T Lunne, HP Christoffersen, et al. Interpretation of cone penetrometer data for offshore sands. In *15th Offshore Technology Conference*, pages 181–188, 1983.
- T Lunne, PK Robertson, and JM Powell. Cone penetrometer testing in geotechnical practice. *London : Blackie Academic and Professional*, 1997.
- PW Mayne. Calibration chamber database and boundary effects correction for cpt data. In *Proc. 1st Int Symp. on Calibration Chamber Testing*, pages 257–264, 1991.
- PW Mayne. Evaluating ground liquefaction potential by piezovibrocone. Technical report, Georgia Institute of Technology, 2000.
- JK Mitchell. Analysis and use of cpt in earthquake and environmental engineering. In *Proc. of the First International Conference on Site Characterization, 1998*, volume 1, pages 69–114, 1998.
- AK Parkin and T Lunne. Boundary effects in the laboratory calibration of a cone penetrometer for sand. *Norwegian Geotechnical Institute Publication*, (138), 1982.
- P. Riegel. pénétromètre statique pour l'évaluation du caractère liquéfiable d'un sol et procédé associé., 2017.
- Peter K Robertson. In situ testing and its application to foundation engineering. *Canadian Geotechnical Journal*, 23(4) :573–594, 1986.
- PK Robertson. Soil classification using the cone penetration test. *Canadian Geotechnical Journal*, 27(1) :151–158, 1990.
- PK Robertson. Evaluating soil liquefaction and post-earthquake deformations using the cpt. In *Proc. 2nd Int. Conf. on Site Characterization ISC*, volume 2, pages 233–249, 2004.
- PK Robertson. Interpretation of cone penetration tests—a unified approach. *Canadian geotechnical journal*, 46(11) :1337–1355, 2009.
- PK Robertson and KL Cabal. Guide to cone penetration testing for geotechnical engineering. *Gregg Drilling & Testing*, 2010.
- PK Robertson and CE Wride. Cyclic liquefaction and its evaluation based on the spt and cpt. Technical report, 1997.
- PK Robertson and CE Wride. Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test. *Canadian Geotechnical Journal*, 35(3) :442–459, 1998.
- HH Sadrabadi, P Riegel, B Chareyre, and L Sibille. Identification des sols liquéfiables par pénétromètre statique : mesures in-situ et modélisation numérique. In *Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur – Nancy 2016*, number 78564, page 8. sciences-conf.org, 2016.

## BIBLIOGRAPHIE

---

- R Salgado, JK Mitchell, and M Jamiolkowski. Calibration chamber size effects on penetration resistance in sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 124(9) :878–888, 1998.
- G Sanglerat. The penetration and soil exploration. developments in geotechnical engineering. Elsevier Publishing, Newyork, 1972.
- G Sanglerat, TV Nhim, M Sejourne, and R Andina. Direct soil classification by static penetrometer with special friction sleeve. In *Proceedings of the first European symposium on penetration testing, ESOPT-1, June*, pages 5–7, 1974.
- Y Sasaki and Y Koga. Vibratory cone penetrometer to assess the liquefaction potential of the ground. In *Proceedings, 14th U.S.-Japan Panel on Wind and Seismic Effect*, pages 541–555. NBS Special Pub, 1982.
- Y Sasaki, Y Itoh, and T Shimazu. A study of the relationship between the results of vibratory cone penetration tests and earthquake induced settlement of embankments. *Proc 19th Annu Mtg of JSSMFE*, 1984.
- JH Schmertmann. Guidelines for cone penetration test : performance and design. Technical report, United States. Federal Highway Administration, 1978.
- F Schnaid. A study of the cone-pressuremeter test in sand, phd thesis. Oxford University, 1990.
- E Susila and RD Hryciw. Large displacement fem modelling of the cone penetration test (cpt) in normally consolidated sand. *International Journal for Numerical and Analytical methods in geomechanics*, 27(7) :585–602, 2003.
- HS Yu and JK Mitchell. Analysis of cone resistance : review of methods. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 124(2) :140–149, 1998.
- Z Yu and L-S Fan. Lattice boltzmann method for simulating particle–fluid interactions. *Particucology*, 8(6) :539–543, 2010.
- C Yuan, B Chareyre, and F Darve. Coupled flow and deformations in granular systems beyond the pendular regime. In *EPJ Web of Conferences*, volume 140, page 09017. EDP Sciences, 2017.
- M Zeghal and U El Shamy. A continuum-discrete hydromechanical analysis of granular deposit liquefaction. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 28(14) :1361–1383, 2004.
- HM Zuidberg, LHJ Schaap, and FL Beringen. A penetrometer for simultaneously measuring of cone resistance, sleeve friction and dynamic pore pressure. In *Proceedings of the Second European Symposium on Penetration Testing*, volume 2, pages 963–970. CRC Press Amsterdam, 1982.