

## **Modélisation du pénétromètre statique (CPT) en condition saturée: un modèle numérique discret avec couplage fluide-solide.**

### **MODELLING OF THE CONE PENETRATION TEST (CPT) IN SATURATED CONDITION: A DISCRET NUMERICAL MODEL WITH FLUID-SOLID COUPLING.**

Hamid Hosseini-Sadrabadi<sup>1,2</sup>, Bruno Chareyre<sup>1</sup>, Luc Sibille<sup>1</sup>, Pierre Riegel<sup>2</sup>

<sup>1</sup> *Université Grenoble Alpes, CNRS, Grenoble-INP, 3SR, F-38000 Grenoble, France*

<sup>2</sup> *Equaterre: Bureau d'études géotechniques, 74960 Meythet, France*

**RÉSUMÉ** – Un modèle numérique de pénétromètre statique dans un sol saturé est présenté. Ce modèle prend en compte les interactions fluide-solide à la petite échelle (échelle des grains et des pores) et permet d'accéder au comportement transitoire du sol et de la pointe du pénétromètre lors de l'arrêt de la pénétration ou lors de sollicitations cycliques de la pointe.

**ABSTRACT** – A numerical model of a cone penetration test in a saturated soil is presented. This model takes into account the fluid-solid interactions at the scale of grains and pores. It provides information about the transient behaviour of the soil and of the cone of the penetrometer when the penetration is stopped or when the cone is subjected to a cyclic loading.

## **1. Introduction**

Le pénétromètre statique est utilisé pour la reconnaissance in-situ des couches de sol en sub-surface. Des versions avancées du CPT telles que le piézocone (CPTU) (Robertson et Wride, 1998) existent, elles permettent d'évaluer la sensibilité à la liquéfaction des sols. Toutefois, les mesures réalisées le plus couramment restent la résistance de pointe et le frottement latéral. Le projet de recherche dans lequel s'inscrivent ces travaux vise à améliorer la méthode d'interprétation des mesures CPT pour la reconnaissance des sols liquéfiables. Dans cette optique, cet article présente une approche numérique de l'enfoncement d'une pointe dans un sol saturé. Le modèle est basé sur un couplage entre la méthode des éléments discrets (MED) pour la phase solide et une méthode de volumes finis définis à l'échelle des pores (méthode PFV) (Catalano et al., 2014) pour l'écoulement interstitiel. Des modèles numériques discrets d'essais de pénétration ont déjà été développés (voir par exemple les travaux de Butlanska, 2014), cependant l'originalité du travail présenté ici porte sur la réalisation d'un tel modèle sur la base d'une méthode couplée fluide-solide où les interactions entre le fluide interstitiel et le sol sont prises en compte à l'échelle des grains et des pores du sol.

Sur la base d'essais au pénétromètre statique, le bureau d'étude Equaterre a développé pour les sols sensibles ou sujets à la liquéfaction une approche dite de double mesure (Hosseini et al, 2016 ; Riegel et Hosseini, 2014) au pénétromètre ainsi que l'utilisation d'un chargement cyclique de la pointe du pénétromètre (Riegel, 2017). Il s'agit là d'un usage innovant et non conventionnel du CPT. Ces travaux numériques sont destinés ici à caractériser et interpréter les phénomènes transitoires liés au comportement hydromécanique du sol lors de telles approches ; par exemple, la dissipation de la résistance de la pointe lors de l'arrêt de la pénétration pour la réalisation d'une « double mesure ».

La méthode numérique utilisée ainsi que le modèle d'enfoncement de pointe dans un sol saturé sont présentés dans une première partie. Par la suite sont présentés successivement les résultats obtenus dans le cas d'une pénétration quasi-statique

classique, puis lors de l'arrêt de la pénétration et enfin lors d'un mouvement cyclique de la pointe.

## **2. Méthode numérique fluide-solide de pénétration**

### **2.1. Méthode DEM-PFV**

Le modèle numérique 3D est basé sur l'association de la Méthode des Eléments Discrets (DEM) pour décrire le comportement mécanique du squelette solide du sol avec une méthode de volumes finis définis à l'échelle des pores (PFV – Pore scale Finite Volume) pour résoudre la dynamique du fluide interstitiel (Catalano et al., 2014). Concernant la partie DEM les particules sont des sphères interagissant pas le biais de lois de contact de type frottant non cohésif. L'écoulement du fluide, supposé incompressible et en régime de Stokes (i.e de Darcy), est résolu par une méthode de volume fini. Le maillage résulte d'une triangulation régulière de l'assemblage de sphères. Par conséquent, chaque volume fini est un tétraèdre dont chacun des sommets est lié au centre d'une sphère. Chaque tétraèdre est représentatif d'un pore situé entre quatre sphères et l'application de la méthode PFV donne accès à la pression interstitielle dans chaque pore ainsi qu'au flux du fluide à l'interface entre pores. Les nœuds du maillage tétraédrique étant liés aux particules solides ce dernier se déforme pour suivre le mouvement des particules, dans une approche Lagrangienne. Les forces exercées par le fluide sur les grains solides sont déduits du champ de pression interstitielle et intégrées au cycle de la DEM.

Les paramètres mécaniques sont au nombre de quatre : il s'agit des rigidités de contact inter-particules, normales et tangentielles, de l'angle de frottement au contact et de la conductivité hydraulique du sol.

Une présentation détaillée de cette méthode couplée est donnée par (Catalano et al., 2014) et (Chareyre et al., 2011). Le modèle présenté ici se différencie cependant par le fait que l'écoulement est défini par la conductivité macroscopique (de Darcy) indépendamment de la taille des grains, plutôt que par la viscosité du fluide comme dans la version originale – auquel cas la conductivité est un résultat qui dépend de la taille des grains. Cette adaptation est rendue nécessaire par la technique de raffinement de maillage présentée dans la section suivante.

### **2.2. Modèle de chambre de calibration et état initial**

Étant donné que la chambre de calibration présente une symétrie de révolution il a été choisi de ne représenter numériquement qu'un quart du problème (Hosseini et al., 2016). Le modèle se présente alors sous la forme d'un prisme dont une des hauteurs est confondue avec l'axe de symétrie qui est aussi l'axe du pénétromètre (Figure 1). Les limites extérieures du prisme sont constituées de parois rigides fixes, non frottantes vis-à-vis des particules solides et imperméables pour le fluide. Le rapport  $R_d$  entre la rayon de la pointe et le rayon de la chambre de calibration a été fixé à 60 afin de s'affranchir des effets de bord sur la résistance de pointe. Enfin, pour optimiser le coût en calcul, le raffinement de la discrétisation du sol en particules discrètes s'accroît lorsqu'on s'approche de la pointe (Figure 1). L'assemblage granulaire est généré initialement sous la forme d'un nuage de particules sans contact généré aléatoirement mais pour lequel la distribution de la taille des grains respecte le raffinement de la discrétisation en s'approchant de la pointe. L'assemblage est ensuite compacté par une procédure de grossissement des grains qui conserve la distribution relative initiale de taille de grains. Ceci n'induit pas d'hétérogénéité de la conductivité hydraulique; elle reste spatialement homogène du fait de l'adaptation mentionnée précédemment.

Le rapport du diamètre de la pointe sur la diamètre des particules est égal à 18 au voisinage de la pointe. La pénétration de la pointe est étudiée uniquement au sein de la couche centrale du modèle numérique (identifiable sur la Figure 1) où le raffinement de la discrétisation est le plus important. Un confinement initial est appliqué à l'assemblage

granulaire, avant l'activation de la descente du pénétromètre, traduisant l'effet de profondeur.

Outre les informations directement liées à l'essai de pénétration, telle que la résistance de pointe, l'emploi conjoint des méthodes DEM et PFV donne accès aux champs de contrainte, de déplacements, de pression interstitielle, et de vitesse fluide au sein du massif de sol, tout aussi bien en cas de remaniement important du sol (par exemple au voisinage de la pointe) qu'en phases transitoires (lors de l'arrêt ou de la reprise de la pénétration par exemple), ou encore lors de sollicitations cycliques (si la pointe est par exemple vibrée).

Les résultats présentés dans les sections suivantes ont été obtenus pour un milieu initialement dense (avec une porosité  $n = 0,35$ ) et une conductivité hydraulique de  $10^{-7}$  m/s.

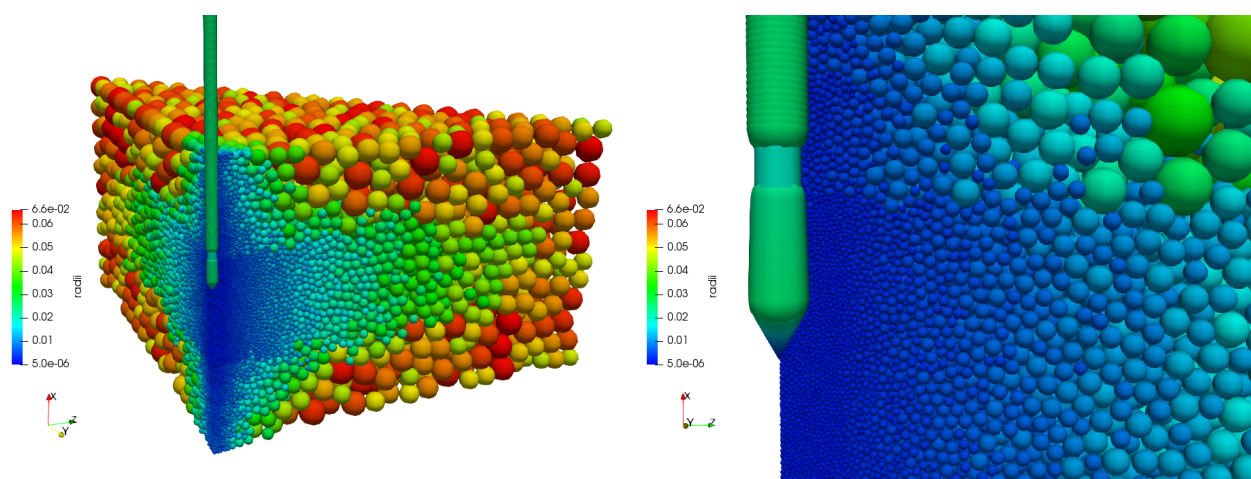


Figure 1. vue du modèle numérique du pénétromètre (vue complète à gauche) avec raffinement de la discrétisation au voisinage de la pointe (agrandissement sur cette zone à droite)

### 3. Test CPT: chargement monotone

#### 3.1. Résistance de pointe ( $Q_c$ )

Un essai CPT est simulé à vitesse d'enfoncement constante, sous une contrainte de confinement initiale de 100 kPa (contrainte effective). La vitesse d'enfoncement est de 1m/s (chargement monotone). Cette valeur de vitesse est plus élevée qu'en conditions in situ. Des tests paramétriques ont été effectués pour étudier, pour le modèle, l'effet de la vitesse d'enfoncement sur  $Q_c$ . Ils ont montré que l'effet était négligeable jusqu'à la gamme de vitesse utilisée (mais pas au delà). Cette vitesse simulée est donc un compromis vis-à-vis du temps total de simulation et du caractère statique du système. On obtient une résistance de pointe de l'ordre de 2,5 MPa, cohérente avec l'estimation obtenue de contrainte limite en pointe d'une fondation profonde ( $q_{pl}$ ) selon le DTU13.2 (Hosseini et al., 2016). Les Figures 2 et 3 (pour une vue détaillée à proximité de la pointe) montrent le champ de pression interstitielle dans la chambre de calibration simulée. On distingue des zones en surpression et en dépression dans un voisinage très proche de la pointe, au-delà la pression interstitielle n'est pas impactée et reste à sa valeur initiale. La résistance de pointe ( $Q_c$ ) est également présentée dans la Figure 2 et comparée au résultat obtenu sur milieu sec. Cette résistance de pointe inclut la force normale sur la pointe ainsi que le frottement latéral sur cette dernière (les forces sur le train de tube au-dessus de la pointe sont exclues). On constate une légère augmentation de  $Q_c$  dans le cas saturé par rapport au cas sec. L'effet est cependant très modéré, ce qui peut s'expliquer par la valeur relativement élevée de la perméabilité.

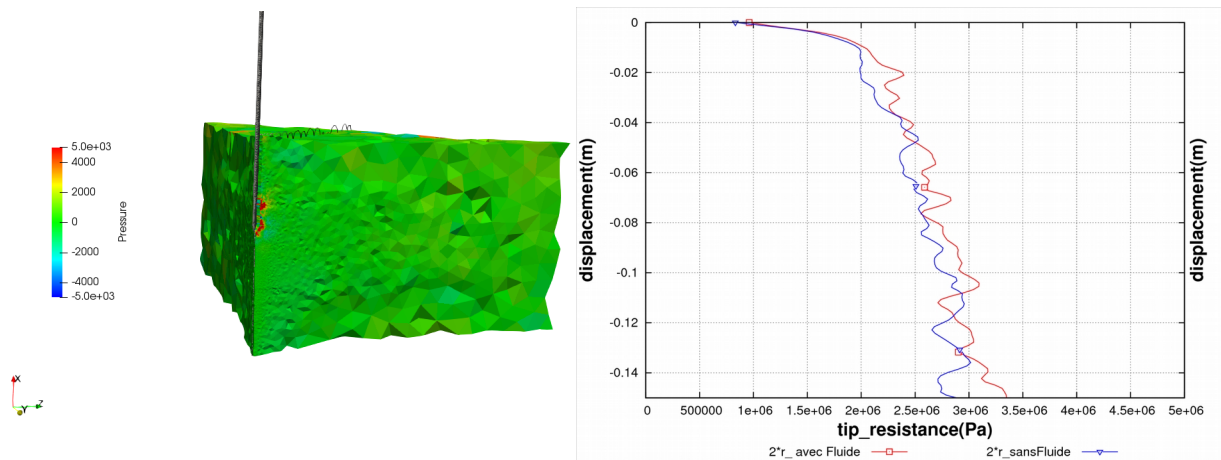


Figure 2. Pénétration monotone : champ de pression interstitielle (gauche) et résistance de pointe (droite) avec et sans fluide.

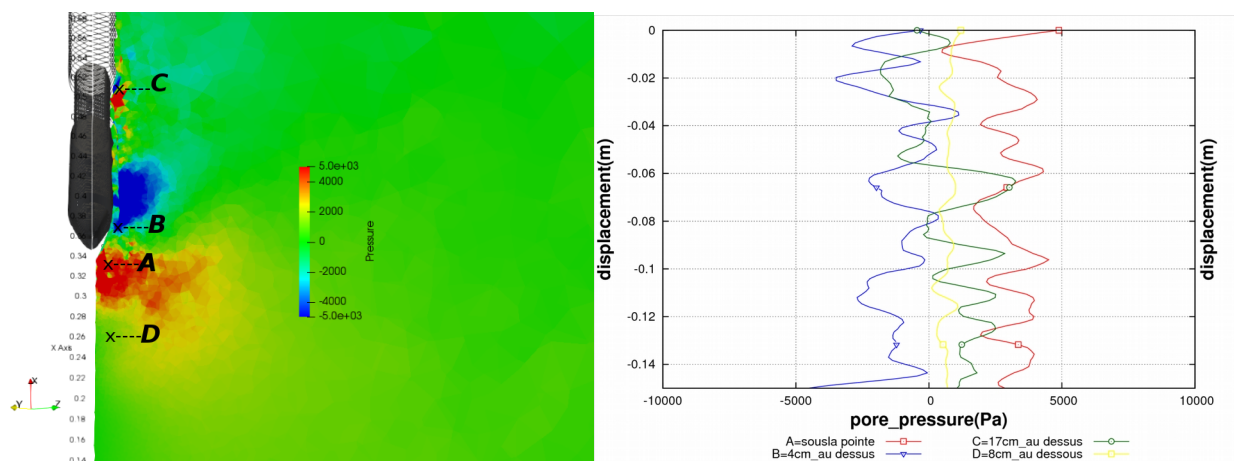


Figure 3. Zoom sur les points (A, B, C, D) de mesure de la pression interstitielle (gauche) et valeurs de la pression interstitielle en chacun de ces points (droite).

### 3.2. Pression interstitielle

La pression interstitielle est suivie en quatre points (A, B, C et D) définis sur le Figure 3 relativement à la position de la pointe et se déplaçant avec cette dernière. Le point A met en évidence une zone de surpression sous la pointe, 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. Les extrema de pression restent relativement faibles (5 kPa contre 100 kPa de pression de confinement).

### 4. Test de dissipation après arrêt

Les résultats présentés précédemment correspondent à une réponse approximativement stationnaire. On s'intéresse maintenant à la dissipation des surpressions interstitielles après arrêt de la pointe à une profondeur donnée (correspondant au point A sur la Figure 3), et à l'évolution correspondante de la force sur la pointe. La figure 4 présente les résultats obtenus. La pression interstitielle (droite) subit une dépression brutale au moment de l'arrêt, 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

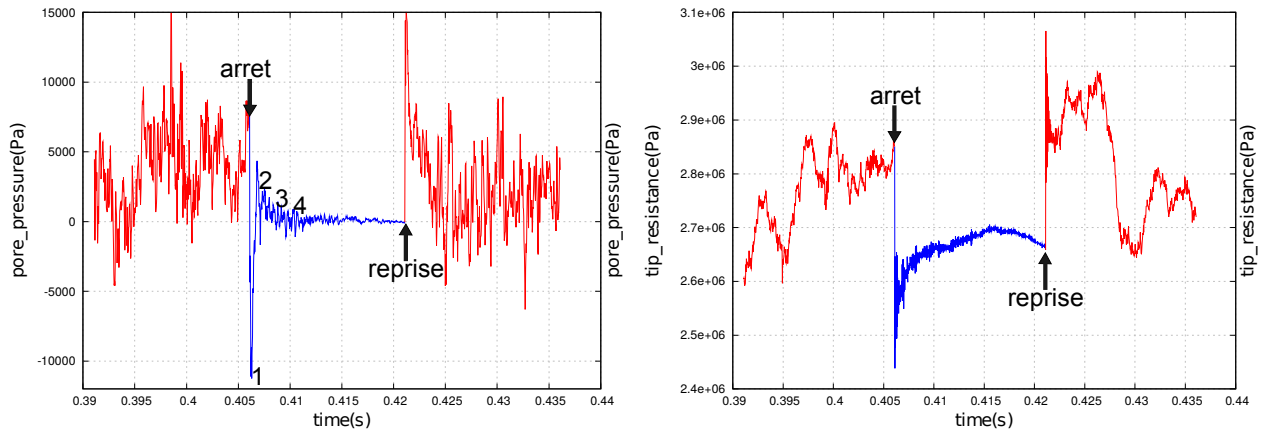


Figure 4. Evolution temporelle de  $Q_c$  (droite) et de la pression interstitielle (gauche) lors de l'arrêt de l'enfoncement. Les résultats pendant l'arrêt sont représentés en bleu.

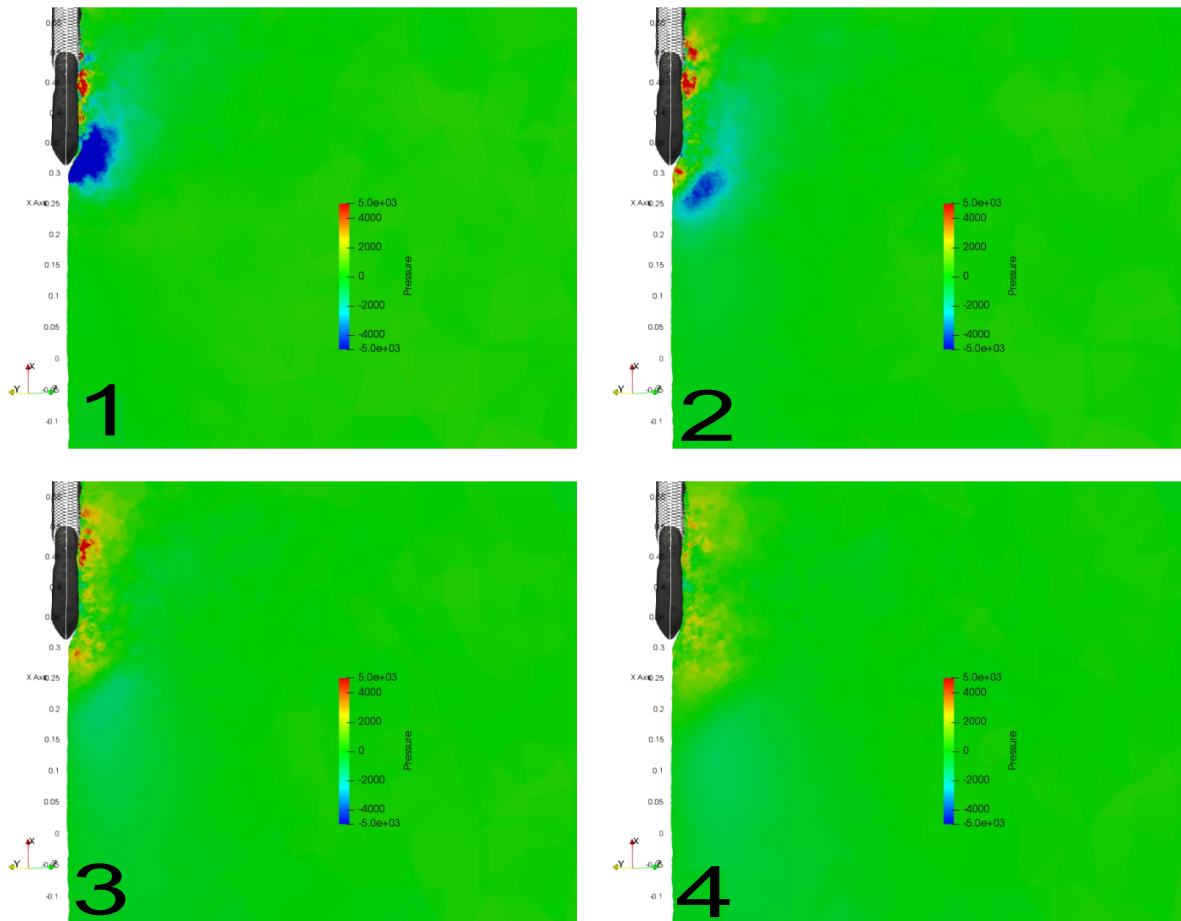


Figure 5. Champs de pression interstitielle au voisinage de la pointe suite à l'arrêt de la pénétration, les figures A, B, C et D correspondent à différents instants repérés sur la figure 4.

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 5 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.

## 5. Sollicitation cyclique

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  $a = 2 \text{ mm}$  et une période  $T = 0,004 \text{ s}$ . La position  $x$  et la vitesse  $v$  de la pointe sont alors définies à tout instant  $t$  par :

$$x = a \cos(wt) \quad \text{et} \quad v = -a w \sin(wt) \quad \text{avec} \quad w = \frac{2\pi}{T} \quad (1)$$

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 Figure 6 à 8. La position de la pointe au cours des cycles est donnée sur la Figure 6 (gauche) avec la résistance de pointe  $Q_c$  en fonction de la vitesse de pénétration (droite) qui est positive pour un déplacement de la pointe vers le bas, et négative pour un déplacement vers le haut.

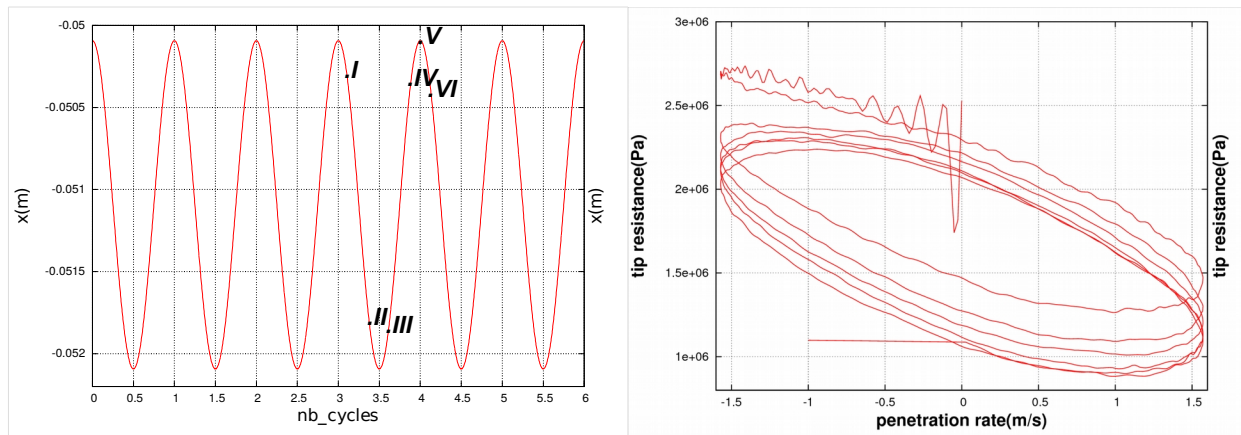


Figure 6. Sollicitation cyclique de la pointe : position de la pointe (gauche) et variation de  $Q_c$  en fonction de vitesse de pénétration (droite).

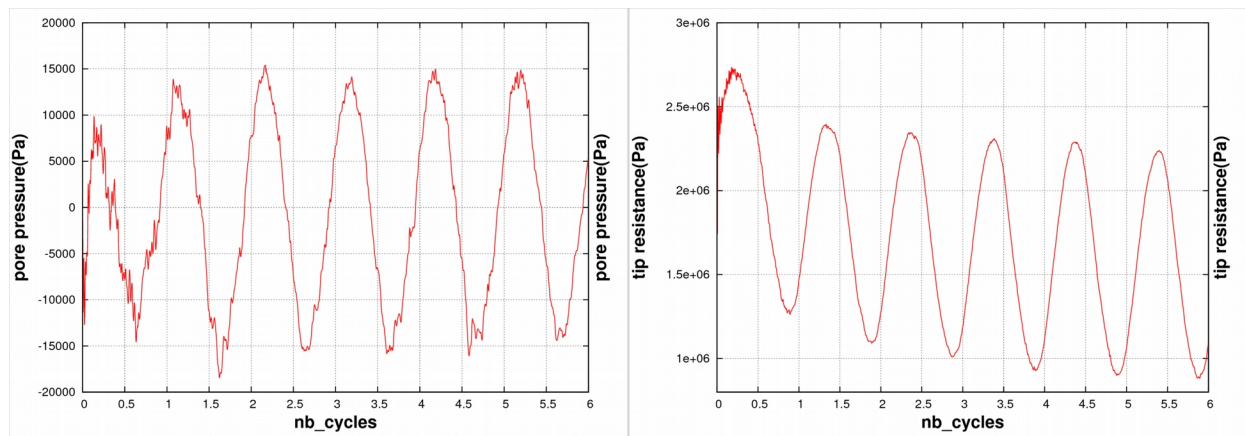


Figure 7. Evolution de la pression interstitielle (gauche) et de la résistance de pointe  $Q_c$  pendant les chargements cycliques.

Les champs de pression interstitielle, à différents instants d'un cycle repérés par les lettres A à F sur la Figure 6, sont présentés sur la Figure 8. Lorsque la pointe est en phase de descente suffisamment avancée le doublet de zones en surpression-dépression interstitielle identifiées lors du cas de la pénétration monotone au niveau de la pointe (cf. Figure 3) est bien retrouvé (Fig. 8B). Lorsque le mouvement de la pointe est inversé et que celle-ci remonte les zones de surpression et dépression sont interverties (Fig. 8D). 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, soit entièrement en dépression, suite à l'initiation de la remontée de la pointe (Fig. 8C).

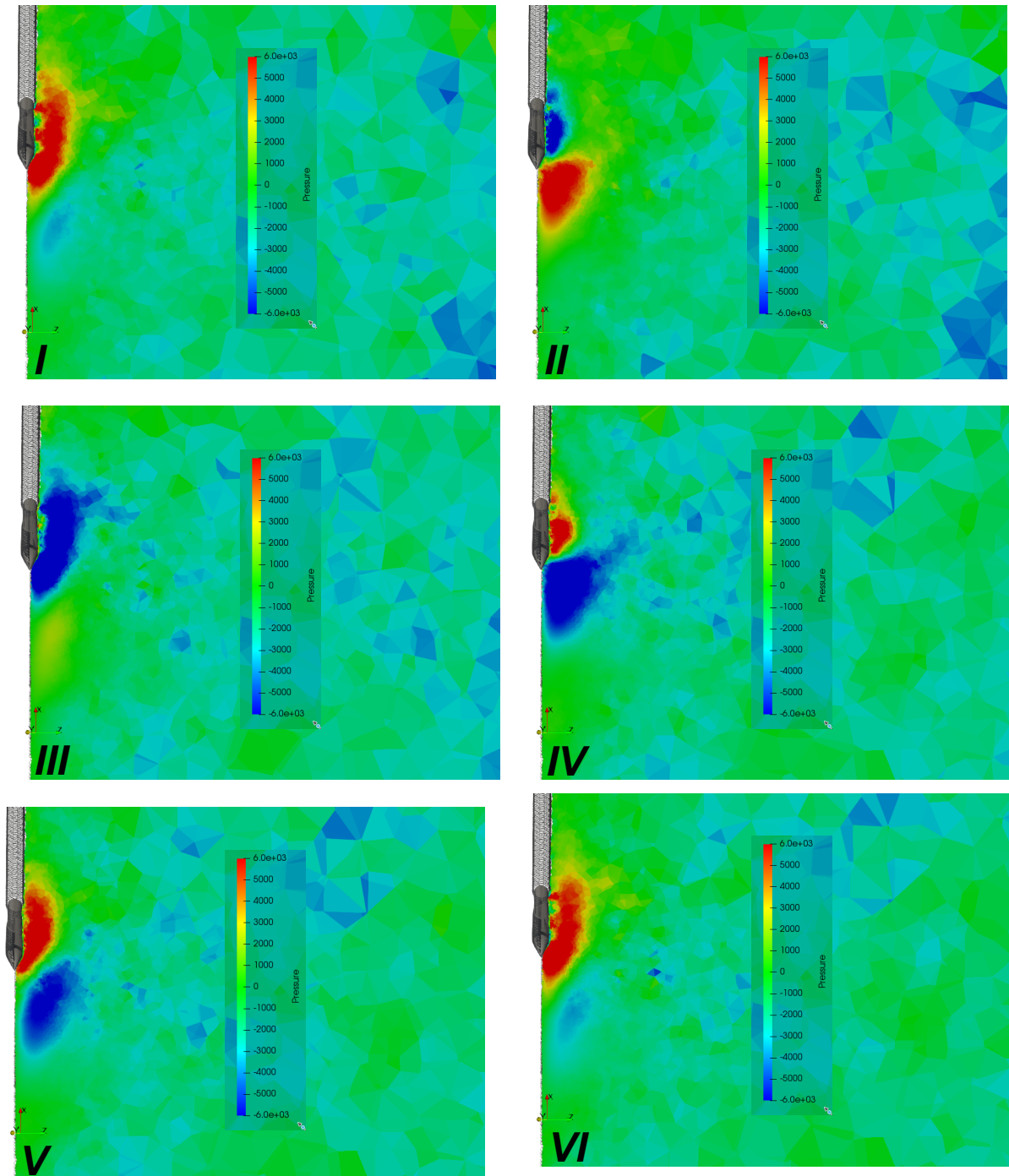


Figure 8. Champs de pression interstitielle au cours d'un cycle de déplacement de la pointe, les instants A, B, C, D, E et F sont repérés en fonction de la position de la pointe sur la figure 6.

## 6. Conclusions et perspectives

Le modèle numérique présenté permet, avec un nombre très réduit de paramètres (ici quatre paramètres mécaniques), de décrire des aspects relativement complexes du comportement du système sol-pénétromètre en condition saturée. On peut citer par exemple :

- la possibilité de décrire le comportement du système en cas de remaniement important du sol (lors de la pénétration de la pointe) et donc pour des états mécaniques atteints bien après la rupture du sol autour de la pointe (Figure 2) ;
- la prise en compte de l'effet de la consolidation par dissipation des pressions interstitielles lors de l'arrêt du chargement (Figures 4 & 5) ;
- la prise en compte de l'histoire du chargement (sans avoir à introduire de variable d'histoire spécifique), qui est un point clef lors de chargements cycliques, et qui contribue ici à un affaiblissement de la résistance de pointe de cycle en cycle (Figure 6 & 7).

Ce modèle est fonctionnel, toutefois l'effet du fluide interstitiel sur la réponse mécanique du système reste modéré. La méthode numérique couplée DEM-PFV est en elle-même bien validée aujourd'hui. Par conséquent les ajustements à réaliser pour obtenir un effet accru du fluide (afin d'atteindre des variations de pression interstitielle proches de la pression moyenne totale et impacter ainsi fortement l'état de contrainte effective) sont directement liés aux paramètres du modèle. Ainsi une perméabilité plus faible ou un état initial de porosité du milieu plus proche des états extrêmes (pour tendre vers des variations volumiques plus importantes) conduisent à des résultats dans ce sens. En particulier, les travaux en cours visent à reproduire initialement un milieu très lâche et sensible à la liquéfaction afin d'étudier et de caractériser le comportement du système sol-pointe dans ce cas là.

## 7. Références bibliographiques

- Butlanska J. (2014). Cone penetration test in a virtual calibration chamber. PhD Thesis, Universitat Politècnica de Catalunya.
- Catalano E., Chareyre B., Barthélémy E. (2014). Pore-scale modeling of fluid-particles interaction and emerging poromechanical effects. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 38(1), 51–71.
- Chareyre B., Cortis A., Catalano E., Barthélémy E. (2011). Pore-scale modeling of viscous flow and induced forces in dense sphere packings. *Transport in Porous Media* 92(2), 473–493.
- DTU 13.2.(1992).AFNOR , fondations profondes pour le bâtiment, pp.66.
- Hosseini S.H., Chareyre B., Sibille L., Riegel P. (2016). Identification des sols liquéfiables par pénétromètre statique: principe et modélisation numérique. Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur JNGG 2016, 6-8 juillet 2016, Nancy. <https://jngg2016.sciencesconf.org/78564/document>
- Riegel P. (2017). Pénétromètre statique pour l'évaluation du caractère liquéfiable d'un sol et procédés associés. Dépôt de brevet FA841687. 18 août 2017.
- Riegel P., Hosseini S.H. (2014). l'usage du pénétromètre statique dans l'approche des tassements sous ouvrage.retour d'expérience en milieu compressible par suivi du comportement du sol sous remblai de préchargement validité et amélioration des corrélations modules/qc. Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur JNGG 2014, 8-9 juillet 2014, Beauvais.
- Robertson P. K., & Wride C. E. (1998). Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test. *Canadian Geotechnical Journal*, 35(3), 442-459.