

Modélisation physique en chambre d'étalonnage d'un piézocône dans l'argile soumise à un chargement cyclique

M. Khouaouci

Faculté de génie civil, Université des Sciences et Technologie Houari Boumediene (USTHB). BP 32 Bab Ezzouar, 16111-Alger (Algérie).

A. Bouafia

Département de Génie Civil, faculté des sciences de l'ingénieur, Université Saâd Dahlab de Blida. B.P 270 RP, route de Soumaa, 09000-Blida (Algérie).

RÉSUMÉ: Le but de ce travail est de présenter les résultats de la réponse cyclique en chambre d'étalonnage du piézocône dans une argile Kaolinite saturée. Lors du chargement cyclique à un grand nombre de cycles (10^5), une phase initiale de dégradation du frottement latéral suivie par une stabilisation sont identifiés. Une génération de surpression interstitielle a été enregistrée, suivie d'une phase de dissipation.

1 INTRODUCTION

La prise en compte des sollicitations cycliques dans les ouvrages du génie civil devient des fois un facteur clé dans la conception et le dimensionnement de tels ouvrages. L'étude du comportement de ces ouvrages sous un chargement cyclique a fait l'objet de plusieurs travaux de recherche d'origine théorique ou expérimentale, et ce depuis presque un siècle.

La similitude en chambre d'étalonnage est dite "locale" car elle permet d'étudier une tranche du sol autour du piézocône à une certaine profondeur. Cette profondeur est simulée en chambre d'étalonnage par un état de contraintes géostatiques, appliquées au massif sous forme d'une contrainte verticale appliquée en tête et une autre horizontale servant de confinement, appliquée sur le pourtour du massif. L'essai CLT (Cone Loading Test) est un nouveau essai géotechnique in-situ qui a été récemment développé, dont le principe consiste à réaliser un essai de pénétration statique au piézocône (CPTu) jusqu'à une profondeur donnée, ensuite réaliser à cette profondeur des essais de chargement de la pointe, monotones ou cycliques. En ce qui concerne le chargement cyclique, la majorité des travaux de recherche présentés dans la littérature géotechnique sont, d'un côté, limités en termes de nombre de cycles de chargement (1000 voire 10,000 cycles), et d'un autre côté ne comportent pas la mesure de la surpression interstitielle pour les grands nombre de cycles.

L'objectif de cette communication est de présenter le protocole expérimental permettant d'étudier l'évolution du frottement au niveau de l'interface sol-piézocône et la surpression interstitielle pour le cas d'argiles saturées. Après une description du dispositif expérimental et du protocole d'essai, on présente les résultats d'un essai de chargement cyclique typique CCLT (Cyclic Cone Loading Test) mené à un très grand nombre de cycles.

2 DISPOSITIFS EXPÉRIMENTAUX ET MATÉRIAU UTILISÉ

2.1 La chambre d'étalonnage

Le dispositif de chambre d'étalonnage était initialement développé pour l'étalonnage des sondes d'essais in-situ. Par la suite, il a été utilisé pour simuler le comportement d'une tranche de sol sous contraintes verticale et horizontale contrôlées, en vue d'étudier au laboratoire le comportement local des modèles d'ouvrages géotechniques (pieux, pénétromètres, fondations,.. etc). La chambre d'étalonnage utilisé dans ce travail (Fig. 1) appartient à l'Unité de Recherche Navier

(UR-Navier), équipe géotechnique du CERMES (ENPC, Paris). Le dispositif est conçu pour confectionner des massifs de sol de 524 mm de diamètre et 700 mm de hauteur, et comporte principalement les éléments suivants :

- La chambre d'étalonnage proprement dite, montée sur deux rails, lui permettant de faire des mouvements de translation et de rotation ;
- Le bâti de chargement, muni d'un vérin hydraulique d'installation et d'un servo-vérin de chargement, permettant la mise en place et le chargement de la sonde utilisée;

La chambre d'étalonnage est constituée principalement d'un piston, d'une enceinte métallique, de deux embases (inférieure et supérieure), et d'un couvercle. Le piston permet d'appliquer une contrainte verticale à la base du massif de sol à l'aide d'un système de pressurisation (cellule air - eau). L'enceinte de confinement latérale permet d'appliquer la contrainte horizontale souhaitée par le biais de l'eau mise en pression, qui se situe entre le massif et l'enceinte métallique. Les contraintes verticales et horizontales sont imposées de manière indépendante, ce qui permet d'appliquer différents états de contraintes isotropes ou anisotropes au massif.

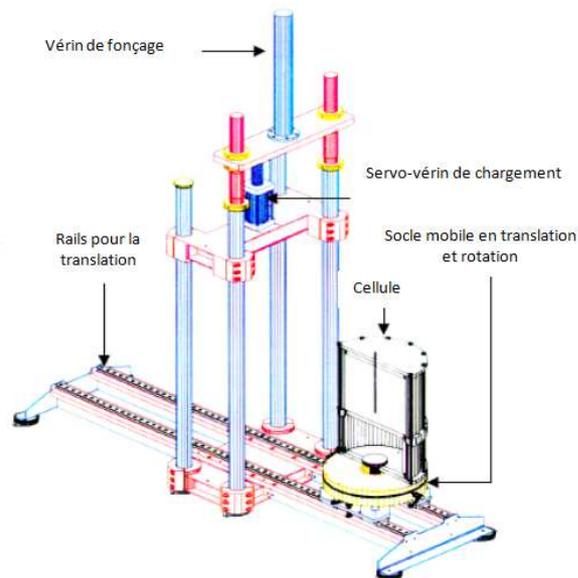


Figure 1. Vue d'ensemble de la chambre d'étalonnage du CERMES (ENPC, Paris), France

2.2 Dispositif de reconstitution des massifs d'argile

Afin d'étudier au laboratoire le comportement des sols fins, le mélange de sol avec l'eau est initialement consolidé dans un cylindre rigide (appelé consolidomètre), permettant de former un massif de sol fin saturé, qui est ensuite introduit en chambre d'étalonnage. Les massifs d'argile sont initialement préparés à partir d'un mélange d'eau et de poudre de kaolinite. Par la suite, la boue d'argile est mise en place dans le consolidomètre, où elle est consolidée par paliers de chargement successifs. L'application de la contrainte de consolidation verticale (σ_{v0}) se fait par le biais d'une pompe hydro-pneumatique agissant sur un vérin à double effet. Afin d'accélérer la dissipation de la surpression interstitielle et réduire le temps de consolidation, le consolidomètre est muni d'un système de drainage vertical (haut et bas) et radial (vers l'extérieur).

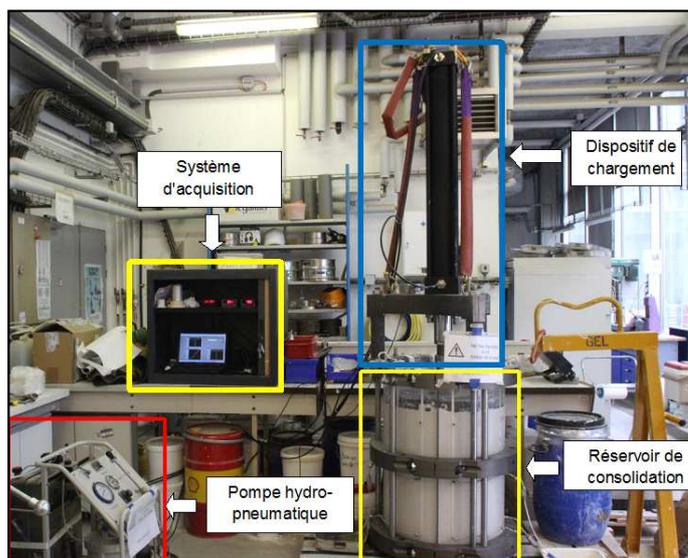


Figure 2. Vue générale du consolidomètre

2.3 Matériau utilisé

Le matériau utilisé pour la fabrication des massifs d'argiles est la kaolinite Speswhite, un matériau largement utilisée dans les laboratoires de recherche en géotechnique. Cette argile possède une limite de plasticité de 28% et une limite de liquidité de 58%. Selon le système de classification LCPC, ce matériau est classé comme argile très plastique A_t (classe C_H selon le système USCS).

Les massifs d'argiles saturés sont préparés à une teneur en eau de saturation de 1.5 fois la limite de liquidité w_L , soit de 87%. A cet état, le massif possède un indice des vides initial de 2.297, et permet de le classer, selon le rapport $C_c/(1+e_0)$, comme moyennement compressible.

Des essais de cisaillement triaxiaux de type CU + u sur des éprouvettes normalement consolidées de diamètre 100 mm et de hauteur 200 mm ont permis de trouver une valeur moyenne de l'angle de frottement interne ϕ' d'environ 21° et une cohésion C' de 5 kPa. De plus, une évolution pratiquement linéaire a été retrouvée de la cohésion non drainée C_u en fonction de contrainte de consolidation appliquée σ'_c selon la relation suivante:

$$C_u = 12 + 0.2 * \sigma'_c \quad (1)$$

2.4 Le piézocône

Le piézocône utilisé est un prototype standard de l'appareil CPT-u, de 36 mm de diamètre (aire de la pointe de 10 cm^2), et dont le manchon de frottement latéral fait 13.5 cm de longueur (surface latérale de 150 cm^2). Le piézocône est équipé de plusieurs capteurs à savoir : un capteur d'effort de 25 kN pour la mesure de la résistance en pointe Q_p , un capteur de force de 25 kN pour la mesure du frottement latéral local Q_{fs} , et un capteur de pression interstitielle d'une capacité de 2 MPa. La Figure 3 présente une photo générale et un schéma de principe du piézocône utilisé.

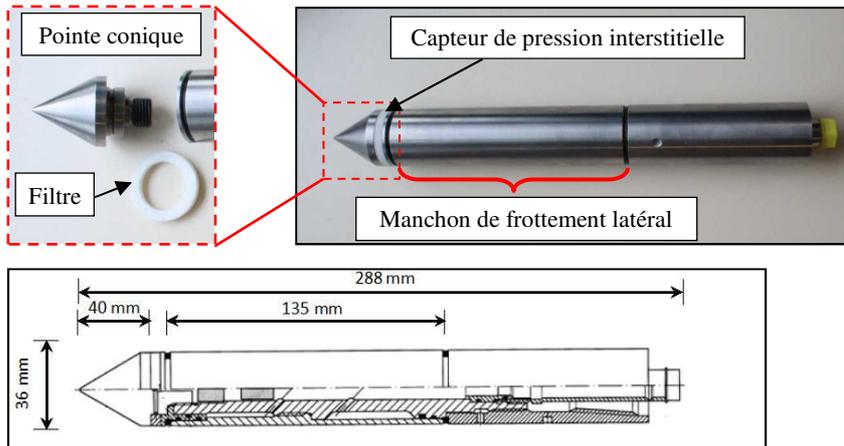


Figure 3. Photo générale et schéma de principe du piézocône

3 RESULTATS D'UN ESSAI TYPIQUE

3.1 Mise en place du piézocône

On présente les résultats d'un massif typique, consolidé sous les contraintes $\sigma_{v0}' = 125$ kPa et $\sigma_{h0}' = 75$ kPa, correspondant à un K_0 de 0.60. La mise en place du piézocône dans le massif est effectuée à une vitesse $V = 1$ mm/s. L'évolution de la résistance en pointe, le frottement latéral et la surpression interstitielle est présentée sur la Figure 4.

En termes de la résistance en pointe, une augmentation progressive est notée pour atteindre un pic de 0.22 MPa à un enfoncement du piézocône de 65 mm, suivie d'un palier oscillant autour d'une valeur de 0.20 MPa. En ce qui concerne le frottement latéral, une augmentation progressive est remarquée, pour atteindre une valeur maximale de 9 kPa pour un déplacement du piézocône de 150 mm, correspondant à la fin du manchon de frottement. Ensuite, une légère diminution est constatée, suivie par un palier constant de 6.2 kPa jusqu'à la fin de cette phase. A propos de l'évolution de la surpression interstitielle, une augmentation progressive est constatée jusqu'à 65 mm d'enfoncement du piézocône pour atteindre un maximum de 105 kPa. Cette valeur reste pratiquement constante jusqu'à la fin de la phase de fonçage.

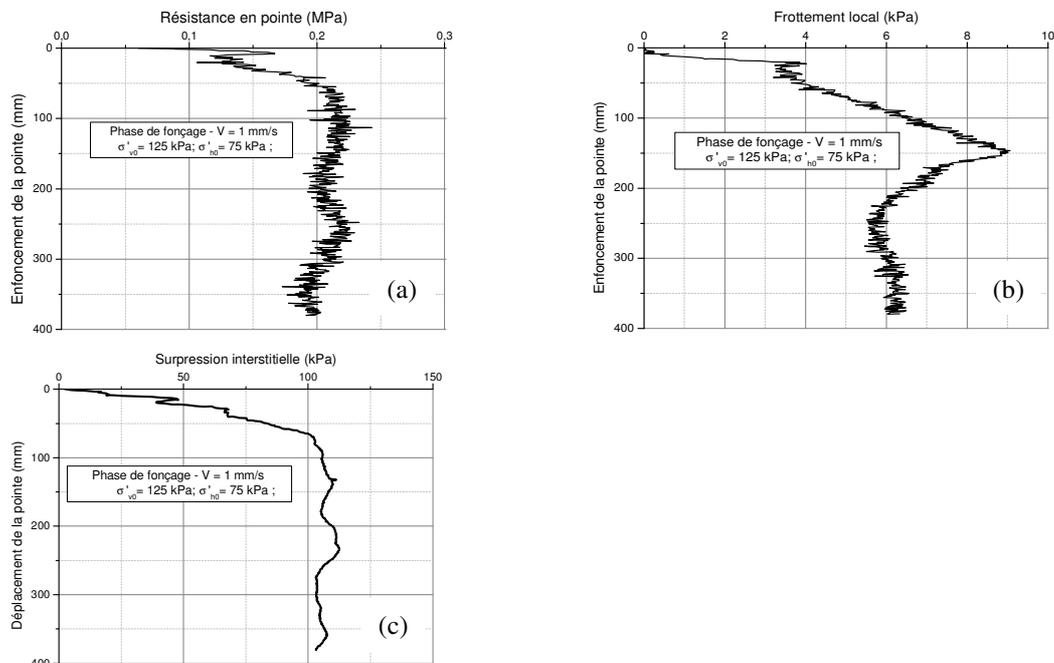


Figure 4. Paramètres mesurés lors de la mise en place du piézocône: (a) résistance en pointe; (b) frottement latéral; (c) surpression interstitielle

3.2 Chargements monotones

Après fonçage du piézocône, deux chargements monotones à déplacement contrôlé sont exécutés, séparés d'un temps de pause de 2 heures. Le premier chargement est effectué à une vitesse $V = 30 \mu\text{m}/\text{min}$ tandis que le second est exécuté à une vitesse de $300 \mu\text{m}/\text{min}$. L'évolution en termes de résistance en pointe, frottement latéral et surpression interstitielle est donnée par la Figure 5.

Durant le premier chargement monotone, une augmentation assez rapide est constatée en termes de résistance en pointe, pour atteindre une valeur de 0.25 MPa à un enfoncement de la pointe de 0.1 mm , suivie d'une phase de non-linéarité croissante pour atteindre une valeur maximale de 0.35 MPa à la fin de l'essai. Au cours du deuxième chargement monotone, en général un comportement similaire au premier est constaté. En termes de frottement latéral, globalement un comportement similaire à celui enregistré en pointe est identifié, mais avec des phases plus marquées. Pour le premier chargement monotone, la fin de la phase de comportement linéaire est marquée par une valeur maximale du frottement latéral mobilisé de 12 kPa après laquelle s'enchaîne la phase non linéaire aboutissant à un palier bien marqué d'une valeur de 16 kPa . En ce qui concerne l'évolution de la surpression interstitielle, une génération assez rapide est constatée lors du premier chargement monotone jusqu'à un déplacement de 0.5 mm pour atteindre une valeur de 12.5 kPa , suivie d'une diminution progressive jusqu'à la fin de l'essai. Au cours du deuxième chargement monotone, une différence remarquable est constatée, avec une augmentation continue de la surpression interstitielle dès le début de l'essai jusqu'à la fin, pour atteindre une valeur maximale de 17 kPa à la fin de l'essai. Cette différence de comportement peut être liée directement à l'effet de la vitesse de chargement.

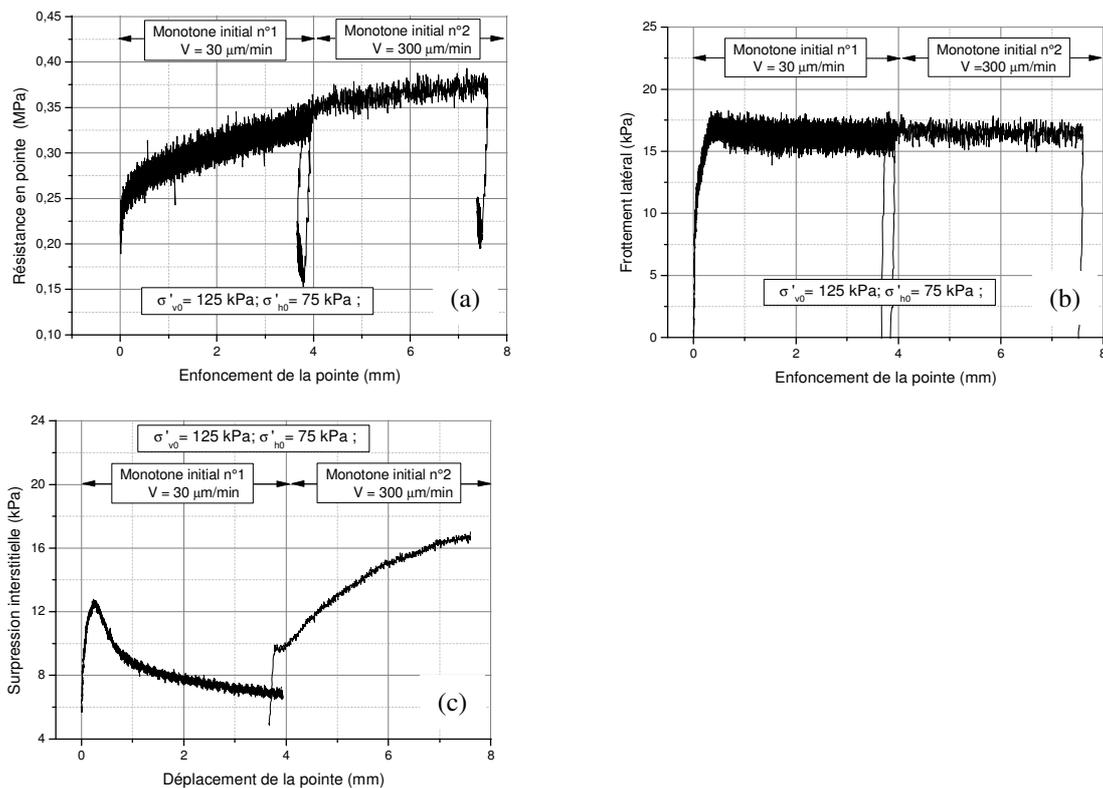


Figure 5. Evolution des paramètres mesurés durant la phase de chargements monotones: (a) résistance en pointe; (b) frottement latéral et (c) surpression interstitielle

3.3 Chargement cyclique

Afin d'étudier l'influence du chargement cyclique sur le comportement du piézocône, une séquence cyclique à déplacement contrôlé d'amplitude $\rho_c = \pm 50 \mu\text{m}$, à une fréquence de $F=1 \text{ Hz}$ jusqu'à 100,000 cycles a été effectuée. Les résultats en termes de frottement latéral, résistance en pointe et surpression interstitielle sont donnés sur la Figure 6.

En termes de résistance en pointe, une nette dégradation est constatée jusqu'au cycle 1000, suivie d'une phase de stabilisation jusqu'au cycle 5000. Par la suite, une phase de renforcement est enregistrée jusqu'à la fin de la séquence cyclique. Un comportement similaire que celui en pointe est constaté pour le frottement latéral (dégradation, stabilisation puis renforcement), avec une valeur maximale enregistrée de 16 kPa, correspondant d'ailleurs au frottement latéral maximum mobilisé durant les chargements monotones initiaux. L'allure de la courbe de surpression interstitielle suit une forme pratiquement inverse à celle de la résistance en pointe. En premier lieu, une phase de génération jusqu'au cycle 50 est constatée, pour atteindre un maximum de 26 kPa. Cette phase de génération peut être expliquée comme la conséquence d'un comportement non drainé, causé par la faible perméabilité de l'argile. Par la suite, une phase de dissipation progressive de la surpression interstitielle est constatée jusqu'à la fin de la séquence cyclique. Cette nouvelle phase peut être expliquée par le fait que le mécanisme de dissipation de la surpression interstitielle devient prépondérant par rapport à celui de la génération.

On définit la rigidité sécante du frottement latéral "B", qui représente, pour un cycle donné, la pente sécante de la courbe frottement en fonction du déplacement. Cette dernière est définie comme suit:

$$B(i) = \frac{f_{s,max}(i) - f_{s,min}(i)}{\rho_{c,max} - \rho_{c,min}} \quad (2)$$

Avec: $B(i)$ = rigidité sécante du frottement latéral au cycle i ; $\rho_{c,max}$ = amplitude maximale du déplacement cyclique; et $\rho_{c,min}$ = amplitude minimale du déplacement cyclique;

La Figure 7 présente la variation de la rigidité sécante en fonction du nombre de cycles. Initialement, une dégradation progressive de la rigidité par frottement latéral est remarquée, causée par l'augmentation de la surpression interstitielle. Par la suite, une phase de stabilisation est constatée, qui pourra être expliquée par la dissipation partielle de la surpression interstitielle générée. Vers la fin de la séquence cyclique, une phase de renforcement est enregistrée, interprétée comme le résultat d'une amélioration de la rigidité de l'interface piézocône/sol, sous l'effet du chargement cyclique.

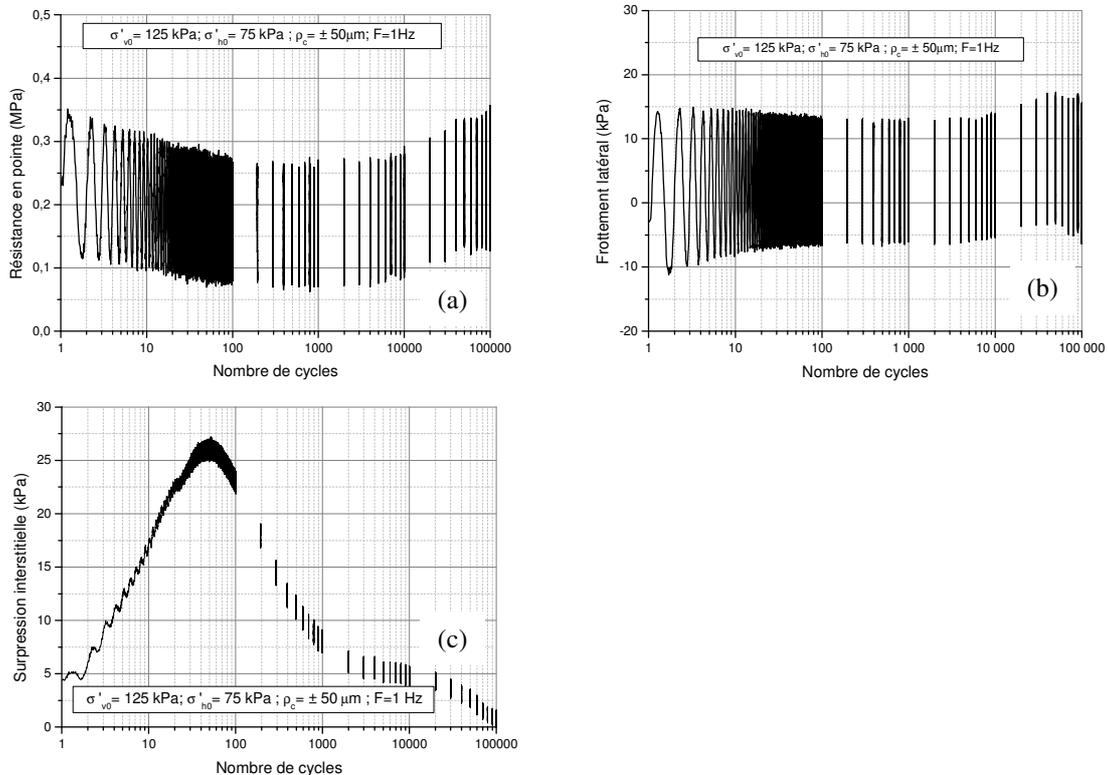


Figure 6. Réponse du piézocône sous l'effet du chargement cyclique: (a) résistance en pointe; (b) frottement latéral; (c) surpression interstitielle

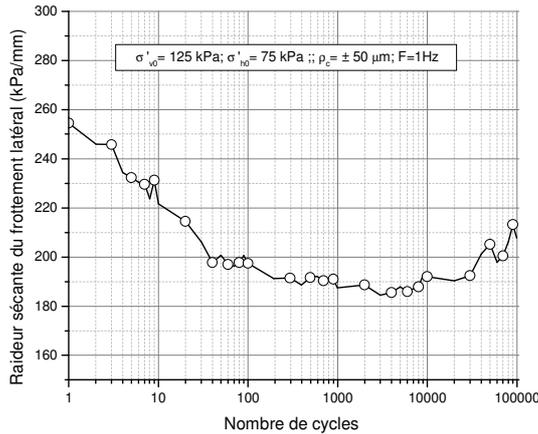


Figure 7. Variation de la raideur sécante du frottement latéral (B) pendant la séquence cyclique pour le massif M 04

3.4 Chargement post-cyclique

Dans le but d'évaluer l'influence du chargement cyclique sur les paramètres initiaux de résistance du piézocône, deux chargements monotones post-cycliques sont réalisés, à la même vitesse de 300 $\mu\text{m}/\text{min}$. En vue de comparer le comportement du piézocône avant et après la séquence cyclique, on présente sur la Figure 8 les courbes de frottement et de la résistance en pointe mobilisés durant les chargements monotones initiaux et finaux. En termes de frottement latéral, la différence majeure constatée est l'apparition du pic durant le chargement post-cyclique, avec une augmentation de l'ordre de 30% par rapport à la valeur du palier. Le pic de résistance pourra être expliqué par le changement de l'état de densité (consolidation) à l'interface suite au chargement cyclique.

Concernant la résistance en pointe, on remarque que la valeur enregistrée au niveau du palier est plus importante durant le chargement post-cyclique, avec un taux d'accroissement d'environ 24%. Cela est du probablement à la consolidation du sol sous la pointe pendant la séquence cyclique.

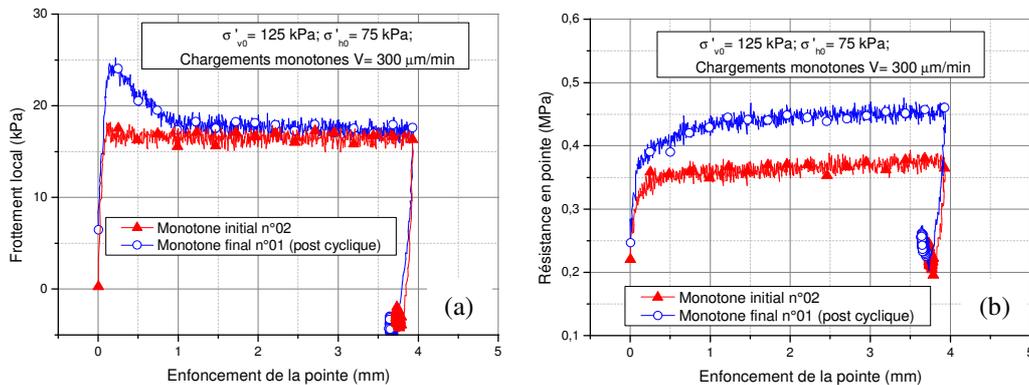


Figure 8. Comparaison entre chargement monotone final et initial: (a) frottement latéral; (b) résistance en pointe

4 CONCLUSION

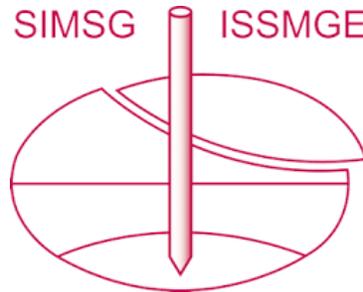
Les résultats d'essais CLT monotone et cyclique sur un piézocône mis en place dans une argile saturée et soumis à des chargements à déplacement contrôlé sont présentés. La modélisation physique en chambre d'étalonnage a été utilisée, permettant de simuler l'essai au piézocône au sein d'une tranche de sol à une profondeur donnée. L'analyse des courbes de variation de la résistance en pointe durant la phase de fonçage a permis de vérifier la bonne homogénéité des

massifs de sol et de valider le protocole expérimental utilisé. Durant le chargement cyclique poussé à grand nombre de cycles, les résultats trouvés montrent initialement une phase de dégradation significative du frottement latéral et de la résistance en pointe, suivie d'une stabilisation ensuite une phase de renforcement. La phase de dégradation a été attribuée à la génération de la surpression interstitielle conduisant à la réduction de la contrainte de cisaillement à l'interface piézôcone/sol. Par la suite, vers le grand nombre de cycles, le mécanisme de dissipation devient dominant par rapport à celui de la génération conduisant à un nouveau gain de résistance de cisaillement. Au niveau du chargement post-cyclique, une augmentation significative du frottement latéral a été constaté, indiquant la modification de l'interface piézôcone/sol sous l'effet du chargement cyclique.

5 REFERENCES

- Almeida, M.S.S., & Parry, R.H.G. (1985). Small cone penetrometer tests and piezocone tests in laboratory consolidated clays. *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, Vol. 8, N°. 1, pp. 14-24. <https://doi.org/10.1520/GTJ10852J>.
- Anderson, W. F., Pyrah, I. C. & Fryer, S. J. (1991). A clay calibration chamber for testing field devices. *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 14, N°04.
- Bekki, H., Canou, J., Tali, B., Dupla, J.-C. & Bouafia, A. (2013). Evolution of local friction along a model pile shaft in a calibration chamber for a large number of loading cycles. *Comptes-Rendus Mécanique*, 341, N°6 499-507. <https://doi.org/10.1016/j.crme.2012.11.012>.
- Bekki H., (2013). Évolution de la capacité portante des pieux isolés dans le sable sous chargement cyclique vertical à grand nombre de cycles - Modélisation physique en chambre d'étalonnage. Thèse de doctorat. Université de Blida Saad Dahlab (Algérie).
- Huang, A. B., Holtz, R. D. & Chameau, J. L. (1988). A calibration chamber for cohesive soils. *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 11, N°01. 30-35.
- Khouaouci M., Muhammed R.D., Canou J., Dupla J.-C. & Bouafia A., (2021) Model pile behavior in calibration chamber under very large number of cycles of axial loading in saturated clay, *Geomechanics and Geoengeering*, 16:5, 331-347.
- Khouaouci M. (2023). Modélisation expérimentale en chambre d'étalonnage du comportement monotone et cyclique d'une sonde CPTu dans l'argile saturée. Thèse de doctorat. Université Saad Dahlab de Blida (Algérie).
- Kim, D. (2004). Effect of penetration rate and filter location on piezocone test results. *KSCE Journal of Civil Engineering*, Vol. 8, No. 3, pp. 273-279. NF P 94-119.
- Kim, D. & Tumay, M.T. (2007). Miniature piezocone penetration test results in cohesive soils. *Jordan Journal of Civil Engineering*, Vol.1 No.1, pp. 8-28.
- Kim, K. K. & Salgado R. (2006). Interpretation of cone penetration tests in cohesive soils. Joint Transportation Research Project, FHWA/IN/JTRP-2006/22, SPR-2632. Purdue University West Lafayette, Indiana.
- Le Kouby, A., Canou, J. & Dupla, J.-C. (2004). Behaviour of model piles subjected to cyclic loading, in: *Proc. Int. Conf. on Cyclic Behaviour of Soils and Liquefaction Phenomena*, Bochum, Germany. pp. 159-166.
- Muhammed R.D., (2015). Etude en chambre d'étalonnage du frottement sol-pieu sous grands nombres de cycles. Application au calcul des fondations profondes dans les sols fins saturés. Thèse de doctorat. Pierre and Marie Curie Université de Paris.
- Muhammed R. D., Canou J., Dupla J.-C., Tabbagh A. (2019). Evaluation of local friction and pore water pressure evolution along instrumented probes in saturated clay for large numbers of cycles. *Can Geotech J.*

INTERNATIONAL SOCIETY FOR SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING



This paper was downloaded from the Online Library of the International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE). The library is available here:

<https://www.issmge.org/publications/online-library>

This is an open-access database that archives thousands of papers published under the Auspices of the ISSMGE and maintained by the Innovation and Development Committee of ISSMGE.

The paper was published in the proceedings of the 18th African Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering and was edited by Abdelmalek Bekkouche. The conference was held from October 6th to October 9th 2024 in Algiers, Algeria.