

INFLUENCE DE LA VARIATION DE TEMPÉRATURE DANS LES PIEUX ÉNERGÉTIQUES SUR LA CAPACITÉ PORTANTE DES SOLS

Hossein ESLAMI^{1,2}, Sandrine ROSIN-PAUMIER¹, Adel ABDALLAH¹, Farimah MASROURI¹

¹ LEMTA (CNRS, UMR 7563), Université de Lorraine, Rue M. Roubault, 54501 Vandoeuvre-lès-Nancy

² ESITC de Metz, 6, Rue Marconi, 57070 Metz

hossein.eslami@univ-lorraine.fr

1. INTRODUCTION

Les géostructures énergétiques sont des ouvrages de génie civil (fondations, pieux, murs de soutènement, tunnels,...) dans lesquelles est intégré un circuit du fluide caloporteur. L'objectif est de capter ou injecter de l'énergie afin d'apporter chaleur et rafraîchissement. En hiver, le procédé, couplé à une pompe à chaleur, permet de chauffer le bâtiment. En été, il permet de refroidir les bâtiments en utilisant le sous-sol comme source de fraîcheur naturelle à disposition (systèmes passifs ou free-cooling). De nombreuses constructions ont vu le jour ces dernières années. Par exemple, une station de métro de Vienne a été équipée de murs diaphragme pour rafraîchir ou réchauffer la station et les commerces associés [UNT 05], Le tablier d'un tunnel a été équipé d'échangeurs thermiques afin de limiter l'effet du gel sur la structure [ZHA 13]. L'aéroport de Zürich est équipé de 440 pieux dont 300 pieux géothermiques de 90 à 150cm de diamètre [PAH 99].

Le projet ANR GECKO (GEostructures, Couplage solaire hybride et stockage d'énergie Optimisé : Solution pour bâtiments à énergie positive) regroupe différents acteurs français (ECOME, IFFSTAR Paris, LEMTA Nancy, LGCGE Lille, BRGM Orléans) afin d'approfondir les

études sur le comportement des sols les plus sensibles à des sollicitations thermiques. Les différents aspects étudiés, par des expérimentations (en laboratoire, en modèle réduit ou in situ) et des modélisations, sont le comportement des sols, l'interaction entre les sols et les pieux, et l'interaction entre les pieux et la structure du bâtiment en fonction de la température. Le projet expérimente également la faisabilité d'un couplage entre des panneaux solaires hybrides et les pieux énergétiques afin d'accroître les rendements des panneaux. Enfin, une partie du projet vise à quantifier l'impact sur l'environnement et notamment sur les nappes d'eau souterraines de tels systèmes via une analyse de cycle de vie et des modélisations.

Dans ce contexte nous considérons les pieux qui sont des fondations profondes dimensionnées pour reporter en profondeur les charges de l'ouvrage. L'adaptation de tout ou partie des pieux en pieux énergétiques (Figure 1a) engendre un échange de chaleur entre la structure et le sol qui entraîne une modification de la température du sol pouvant atteindre un intervalle de 4 à 30°C [PER 11]. L'objectif de ce travail est de quantifier l'impact des variations thermiques sur la capacité portante du sol.

La capacité portante d'un pieu résulte de la combinaison de la résistance en pointe (Q_p) et du frottement latéral (Q_l) à l'interface sol-pieu (Figure 1b).

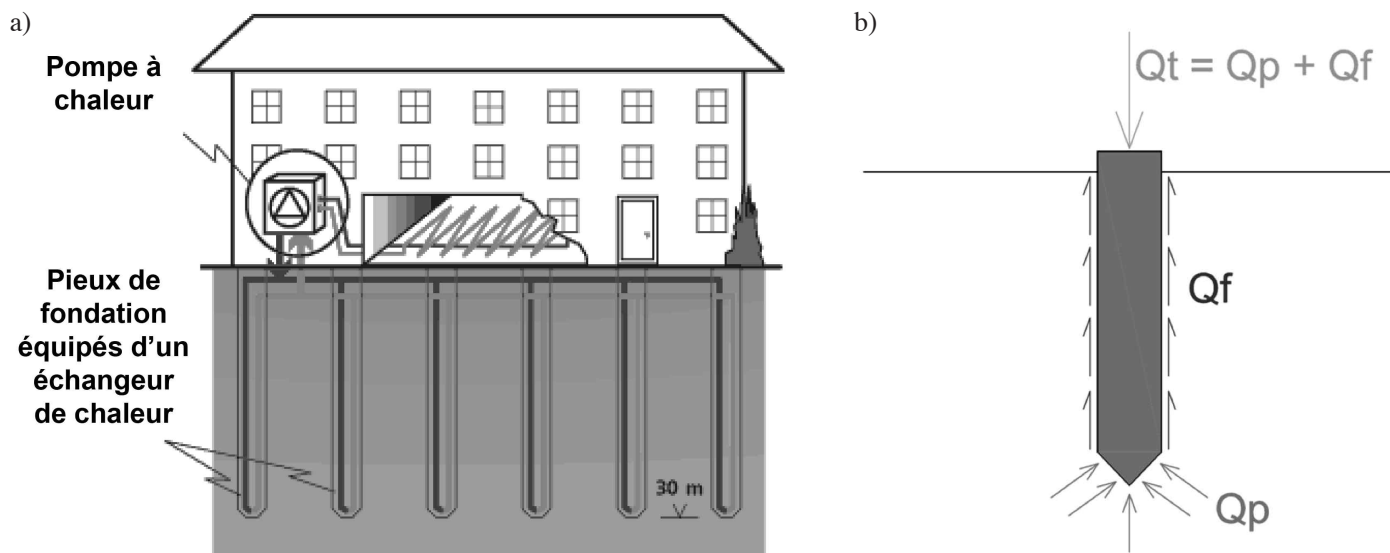


Figure 1. a) Schéma de fonctionnement de pieux énergétiques [LAP 10] ; b) Force portante d'un pieu.

L'évolution de la température a des effets complexes et contradictoires sur la capacité portante. D'une part, l'échauffement du sol induit une diminution de la viscosité de l'eau interstitielle et en conséquence la résistance au cisaillement diminue, et d'autre part, des constituants du sol se dilatent lors d'une augmentation de la température ce qui se traduit par une augmentation de la résistance au cisaillement [TAN 05]. La variation de la résistance au cisaillement du sol sous des sollicitations thermiques dépend donc du résultat de la combinaison de ces deux phénomènes. Ainsi, de nombreux auteurs ont observé une diminution de la résistance au cisaillement avec l'augmentation de la température [MIT 64], [HUE 90], [DE B 96] et [WIE 98], alors que d'autres ont constaté une augmentation de la résistance au cisaillement avec l'augmentation de la température [HOU 85], [KUN 95], [TAN 96] et [CEK 04]. La nature du sol, son état initial (teneur en eau et densité) et le chargement mécanique appliqué ont également un impact sur la capacité portante. Cette capacité portante pourrait être influencée à long terme dans les pieux énergétiques par la variation cyclique de la température. Face à ces variations complexes, nous allons développer des méthodes d'étude en laboratoire afin de quantifier l'évolution de la résistance en pointe, ainsi que du frottement latéral lors de l'application de variations monotones ou cycliques de la température. Dans cet article nous nous intéresserons aux variations monotones de la température.

2. MATÉRIAU, ET MÉTHODES

2.1. Caractérisation de base du matériau

L'illite est une argile non gonflante que l'on trouve en proportions variables dans de nombreux sols. Selon la bibliographie ([TAN 96], [GRA 01], ...), l'illite est un matériau dont les propriétés sont susceptibles d'évoluer avec la température. Le matériau utilisé, nommé Arginotech®, provient de l'est de l'Allemagne, il contient

77% d'illite, 10% de kaolinite, 12% de calcite et des traces de quartz et de feldspath.

La limite de liquidité du matériau est de 65% et la limite de plasticité de 34%. L'indice de plasticité du matériau est donc de 31% [AFN 93]. La teneur en eau et la masse volumique sèche optimales sont respectivement de 31,3% et de 1,43 Mg/m³ [AFN 99] (Figure 2a). La distribution de la taille des particules contenues dans le matériau a été déterminée à l'aide d'un granulométrie laser Mastersizer 2000 [ISO 95] (Figure 2b).

Pour la préparation des éprouvettes, le matériau brut est tout d'abord porté à une teneur en eau souhaitée puis laissé 24h dans un sac hermétique à 20°C pour une bonne homogénéisation de la teneur en eau, et enfin compacté de manière dynamique en 6 couches/ 28 coups par couche dans un moule CBR. Les éprouvettes d'illite sont préparées à des teneurs en eau initiales variant entre 23 et 35% et la masse volumique sèche obtenue est de 1,22 à 1,43 Mg/m³.

2.2. Essais pénétrométriques à aiguille

L'essai au pénétromètre statique est une méthode classique de dimensionnement des pieux [AFN 96]. La simulation de cet essai à l'aide d'un mini-pénétrömètre développé au laboratoire, permet de réaliser des essais en enfoncement sur des éprouvettes de taille décimétrique. Grâce à un système de traction-compression d'une précision de $\pm 1N$, l'aiguille est enfoncée à la vitesse constante de 30mm/min (Figure 3a). La profondeur maximale d'investigation est de 100 mm. En simultanément, la force nécessaire à l'enfoncement de l'aiguille est mesurée par l'intermédiaire d'un capteur de force. Franchomme et al., [FRA 13] ont réalisé des essais sur un mélange sable/kaolinite, quelques essais avaient été réalisés à différentes températures, aucun impact n'avait été détecté. Dans cet article nous avons réalisé le même type d'essai mais sur une illite en réalisant un grand nombre de points à 4 températures différentes (1, 20, 40 et 70 °C).

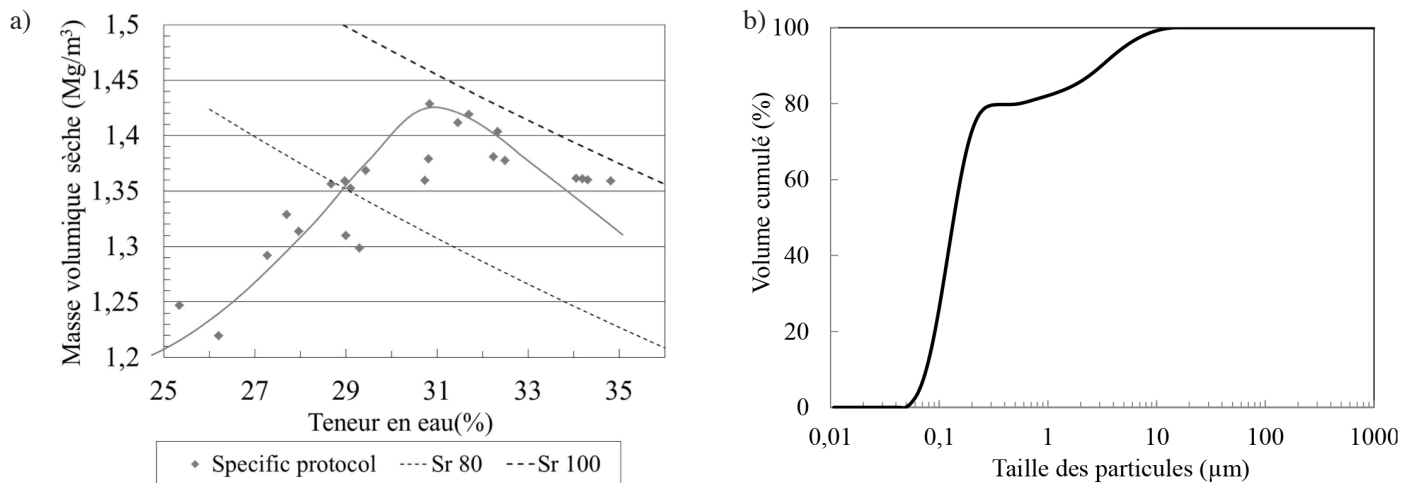


Figure 2. a) La courbe de compactage ; b) Distribution de la taille des particules.

2.2.1. Description des aiguilles

Deux différentes géométries d'aiguille en acier, nommées P1 et P2 sont utilisées pour quantifier séparément la résistance en pointe et le frottement latéral (Figure 3b). Le diamètre de la tige de P1 est de 10 mm et celui de P2 est de 12 mm. Les pointes des aiguilles sont identiques avec un angle de 60° , une hauteur de 10,4 mm (L_p) et un diamètre de 12 mm (R_p).

Trois essais sont réalisés dans chaque éprouvette. Pour limiter les effets de bords et l'influence entre les essais, les points sont positionnés sur le cercle concentrique au moule CBR de rayon deux fois plus petit que celui de ce dernier. Les trois points d'essai sont situés par rapport au centre du moule par rotation d'angle 120° . Ce choix est basé sur l'étude de l'influence de la distance à la paroi du moule menée par Raboudi [RAB 86]. Trois vitesses de pénétration ont été testées : 1, 30 et 90 mm/min. La vitesse de pénétration détermine la durée de l'essai, qui doit être réduite au minimum pour éviter les variations de teneur en

eau et de température. Des essais préliminaires ont montré qu'au-delà de 30 mm/min, la vitesse de pénétration de la sonde n'a pas d'incidence sur les paramètres mesurés, et donc la vitesse intermédiaire de 30 mm/min a été maintenue dans tous les essais.

3. RÉSULTATS

3.1. Typologie des résultats

Pour chaque aiguille, l'évolution de la force totale en fonction de la profondeur est présentée dans la figure 4. Dans la première partie de la courbe (a), la pointe de l'aiguille pénètre dans le sol. Comme les angles et les diamètres de sommets coniques sont identiques pour les deux aiguilles, cette partie de l'essai est similaire. La partie (b) est spécifique à P1. Comme le frottement n'existe pas, la variation de résistance est constante pour un sol

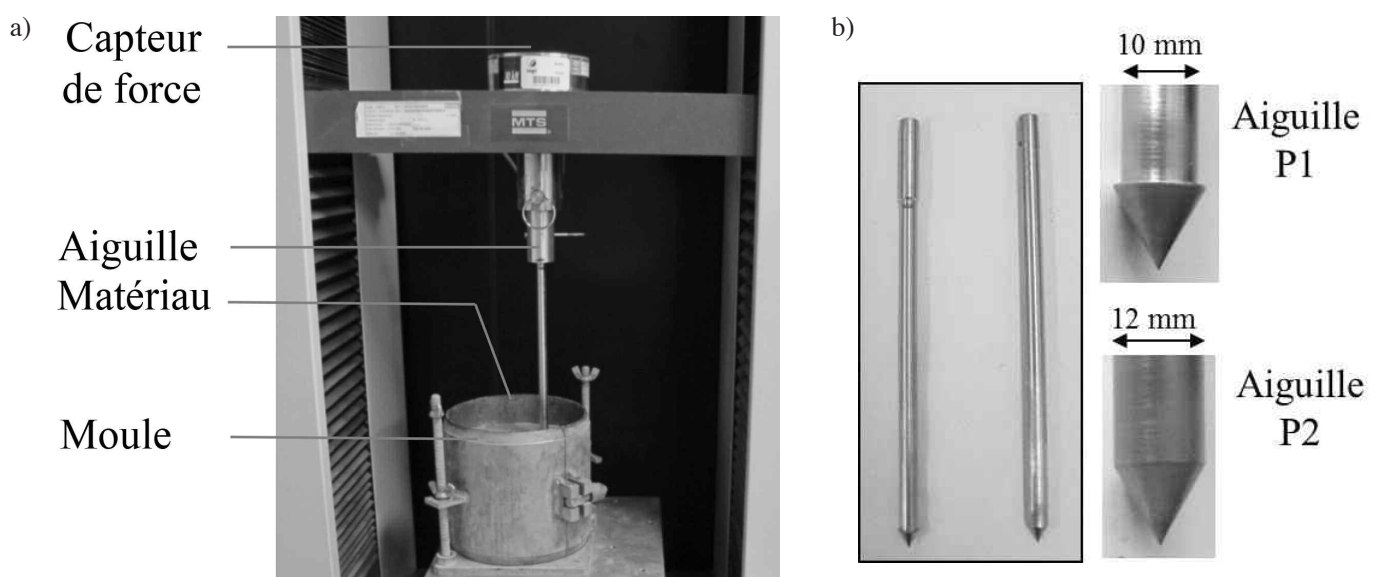


Figure 3. a) Dispositif expérimental de l'essai pénétrométrique à l'aiguille ; b) Deux différentes aiguilles P1 et P2.

homogène. On obtient donc la force en pointe (Q_p) avec cette partie de courbe. La partie (c) est spécifique à P2; la force augmente à mesure que l'aiguille pénètre dans le sol à cause des frottements sur le corps de l'aiguille. On mesure alors la force totale pour l'aiguille P2 (Q_t). La contrainte en pointe (q_p) a été calculée en divisant la force obtenue dans la partie linéaire (b) de P1 par la section de la pointe (Equation 1). Pour obtenir la contrainte de frottement (q_f), on divise la différence entre les forces obtenues avec P1 et P2 par la surface latérale de l'aiguille (Equation 2).

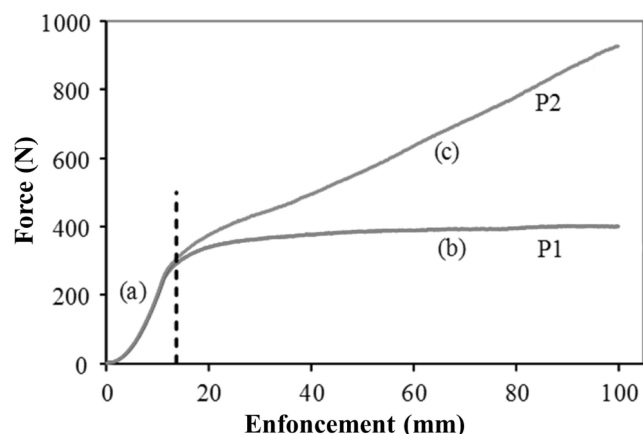


Figure 4. Force en pointe et force totale en fonction de l'enfoncement des sondes P1 et P2.

$$q_p = Q_p / (\pi R_p^2) \quad [1]$$

$$q_f = (Q_t - Q_p) / (2\pi R_p (L - L_p)) \quad [2]$$

Avec L est la profondeur d'enfoncement. La profondeur maximale d'enfoncement est de 100mm.

3.2. Influence couplée de la teneur en eau et la masse volumique à 20 °C

3.2.1. Force en pointe (P1)

La figure 5 présente les forces de pénétration en pointe P1 mesurées à différentes teneurs en eau et différentes

Eprouvette	w (%)	ρ_d (Mg/m ³)
1	25,2	1,25
2	25,8	1,22
3	27,9	1,33
4	28,9	1,35
5	29,8	1,38
6	30,4	1,43
7	31,9	1,41
8	32,7	1,38
9	34,2	1,36

Figure 5. Force d'enfoncement d'aiguille P1 en fonction de la profondeur à différentes teneurs en eau et masses volumiques sèches pour l'illite.

densités. Les parties (b) des courbes, telles que définies précédemment, sont constantes, ce qui indique que les échantillons préparés sont homogènes. On constate que l'évolution de la force en pointe est fonction de la teneur en eau initiale de l'éprouvette plutôt que de la masse volumique. Les essais 5 et 8 sont menés sur des éprouvettes de même masse volumique sèche (1,38 Mg/m³). La diminution de Q_p d'environ 190 N est liée aux modifications structurales du fait de l'augmentation de la teneur en eau.

3.2.2. Contrainte en pointe (P1)

Pour chaque essai réalisé, les contraintes en pointe moyennes sont calculées pour des enfoncements de 50 à 100 mm (Equation 1). L'évolution en fonction des paramètres initiaux est présentée sur la figure 6. La contrainte en pointe évolue fortement du côté sec de l'optimum. Les valeurs maximales sont obtenues pour les matériaux les plus secs ($q_c = 11000$ kPa) et q_c diminue à l'approche de l'optimum (2000kPa). Du côté humide de l'optimum, la contrainte en pointe évolue faiblement pour atteindre des valeurs d'environ 1000kPa.

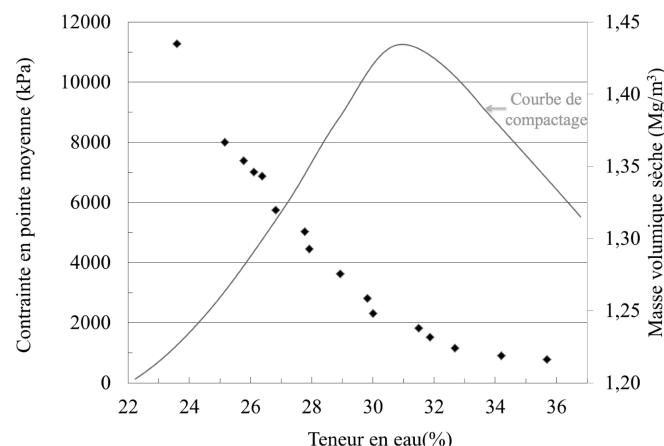
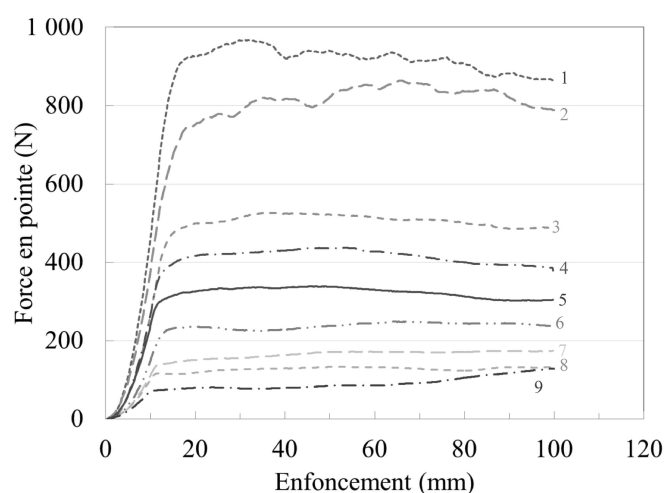


Figure 6. Contrainte en pointe moyenne à 20°C à différentes teneurs en eau et masses volumiques sèches pour l'illite.

3.2.3. Frottement latéral

La figure 7a présente les forces de pénétration totale P2 mesurées à différentes teneurs en eau et différentes



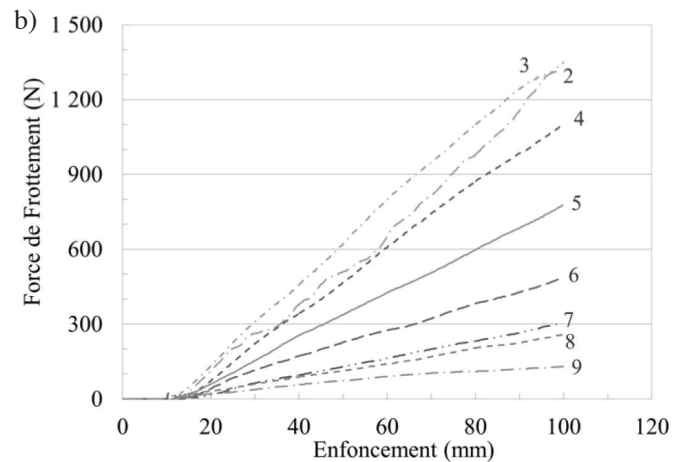
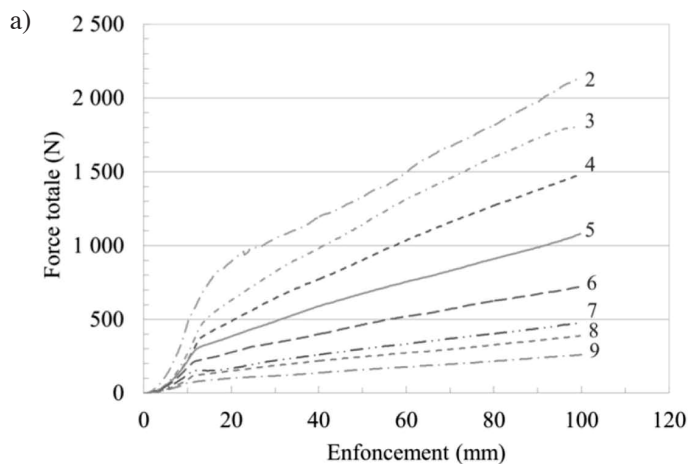


Figure 7. a) Force totale (Q_t) ; b) Force de frottement (Q_f - Q_p) en fonction de la profondeur pour les éprouvettes d'illite.

densités. L'essai 1 n'est pas présenté sur cette figure car l'enfoncement de P2 n'était pas exploitable. On note les mêmes évolutions que les contraintes en pointe. Le calcul de la force de frottement conduit à l'obtention d'une évolution non monotone (Figure 7b). La force Q_f atteint un maximum du côté sec de l'optimum pour une teneur en eau de 27,5% et une masse volumique sèche de 1,32 Mg/m³.

3.2.4. Contrainte de frottement latéral

Pour chaque essai réalisé, les contraintes de frottement latéral sont calculées (Equation 2). Leur évolution en fonction des paramètres initiaux est présentée en figure 8. Cette figure permet d'observer la position du maximum de contrainte par rapport à la position de l'optimum. Cette évolution est cohérente avec les études de [LER 13] sur le module de cisailment normalisé. Du côté humide de l'optimum, les contraintes diminuent de façon monotone à mesure que l'on s'éloigne de l'optimum.

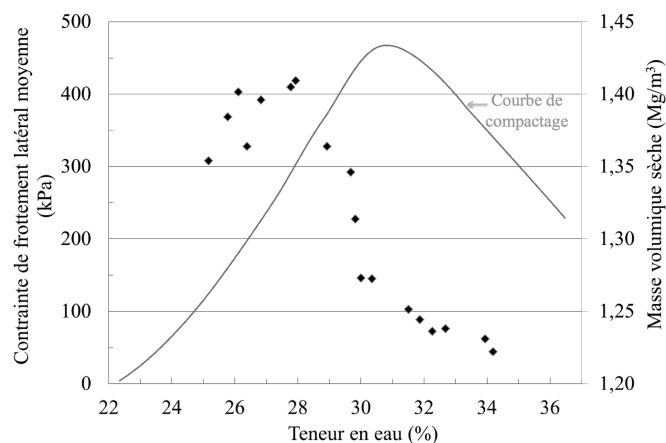


Figure 8. Contrainte de frottement latéral à 20°C à différentes teneurs en eau et masses volumiques sèches pour l'illite.

3.3. Influence de la température

Les résultats des essais effectués après la cure thermique à 1, 40 et 70 °C ont été comparés aux résultats des essais à 20 °C (Figures 9 et 10). Les évolutions à 1, 40 et 70 °C sui-

vent les mêmes tendances que les essais à 20°C avec notamment une contrainte de frottement latéral (q_f) qui atteint un maximum pour des valeurs de teneur en eau relativement faibles.

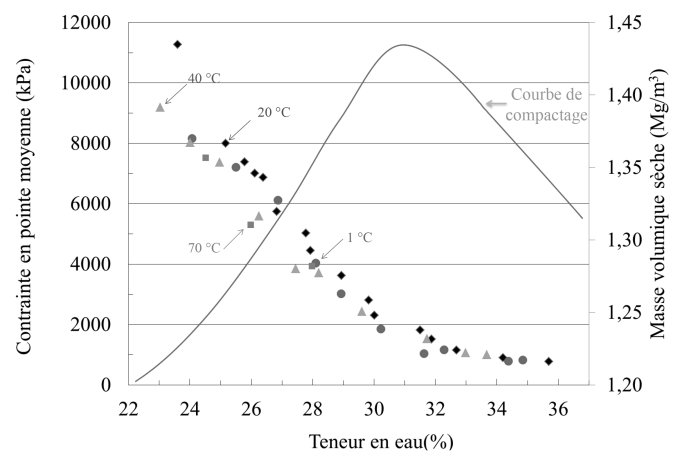


Figure 9. Contrainte en pointe moyenne à 1, 20, 40 et 70°C à différentes teneurs en eau et masses volumiques sèches pour l'illite.

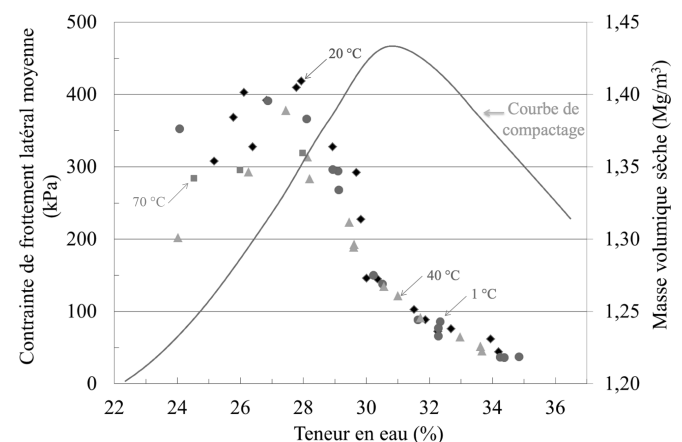


Figure 10. Contrainte de frottement latéral moyenne à 1, 20, 40 et 70°C à différentes teneurs en eau et masses volumiques sèches pour l'illite.

La contrainte en pointe et le frottement latéral sont peu affectés par les variations de température pour les éprouvettes préparées du côté humide de l'optimum. En revanche pour les éprouvettes préparées à des masses volumiques sèches et des teneurs en eau caractéristiques du côté sec de l'optimum, l'augmentation de la température provoque une diminution sensible de la contrainte de frottement latéral. La contrainte en pointe évolue faiblement avec l'augmentation de la température mais sans atteindre des valeurs réellement significatives. Ces résultats sont cohérents avec ceux de Wiebe et al. [WIE 98] qui ont étudié la résistance au cisaillement avec la température pour un mélange sable/bentonite. Leurs résultats montrent que la résistance au cisaillement diminue avec l'augmentation de la température et que l'effet de la température est plus marqué quand le degré de saturation est faible. Ce qui pourrait correspondre à nos résultats du côté sec de l'optimum. Ils ont conclu que la diminution de la résistance est due à la diminution de la succion entraînée par l'échauffement. Par ailleurs, la diminution des contraintes avec la température pourrait être liée d'une part à la réorganisation de la macrostructure à cause de l'échauffement du sol et d'autre part, à la diminution de la viscosité de l'eau avec l'augmentation de la température. En effet, une diminution de la viscosité facilite les glissements entre les grains et entre le sol et l'aiguille, ce qui diminuerait les contraintes mesurées.

4. CONCLUSION

L'essai au pénétromètre à aiguille, décrit dans cet article permet d'obtenir, en laboratoire, des paramètres proches de ceux utilisés pour le calcul de portance des pieux de fondation. Cet essai rapide et peu onéreux a permis d'étudier l'influence de la variation de la température sur des éprouvettes préparées à différents états initiaux de teneur en eau et de densité sèche. Les résultats montrent que l'essai mini-pénétrométrique est un essai répétable, reproductible et efficace pour aborder les phénomènes complexes induits par l'utilisation de pieux énergétiques.

Pour les échantillons d'illite, préparés avec des états initiaux correspondants au côté humide de l'optimum, les évolutions des contraintes en pointe et de frottement latéral sont faibles. De plus aucun impact de la température n'est détecté. Ces résultats iraient dans le sens d'une innocuité des variations thermiques induites par des pieux géothermiques sur les capacités de portance des matériaux à forte teneur en eau.

Du côté sec de l'optimum, les paramètres évoluent fortement en fonction des conditions initiales. Une légère diminution de la contrainte de frottement latéral est observée pour des variations de 20 à 40°C qui se confirme à plus forte température (70°C).

La prise en compte de ces évolutions dans les calculs permettra d'évaluer leur impact sur les efforts admissibles des pieux géothermiques réalisés dans des matériaux sensibles à la température tels que les illites.

5. REMARQUE

Ces essais ont été réalisés dans le cadre du projet ANR GECKO (GEostructures, Couplage solaire hybride et stockage d'énergie Optimisé : Solution pour bâtiments à énergie positive).

6. BIBLIOGRAPHIE

- [AFN 93] Afnor, NF P94-051, « Sols : reconnaissance et essais ; Détermination des limites d'Atterberg – Limite de liquidité à la coupelle – Limite de plasticité au rouleau », France, 1993, 15p.
- [AFN 96] Afnor, NF P94-113, « Sols : reconnaissance et essais ; Essai de pénétration statique », France, 1996, 16p.
- [AFN 99] Afnor, NF P94-093, « Sols: reconnaissance et essais ; Détermination des références de compactage d'un matériau. Essai Proctor Normal. Essai Proctor Modifié », France, 1999, 18p.
- [CEK 04] CEKEREVAC C., LALOUI L., "Experimental study of thermal effects on the mechanical behaviour of a clay", *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, 28, 2004, p. 209–228.
- [DE B 96] DE BRUYN D., THIMUS J. F., "The influence of temperature on mechanical characteristics of Boom clay: The results of an initial laboratory program". *Engineering Geology*, 41, 1996, p. 117-226.
- [FRA 13] FRANCHOMME G., ROSIN-PAUMIER S., MAS-ROURI F., "Evaluating the impact of thermal variations on the penetration test parameters", *First Pan-American Conference on Unsaturated Soils*, 2013, p. 371-376.
- [GRA 01] GRAHAM J., TANAKA N., CRILLY T., ALFARO M., "Modified Cam-Clay modelling of temperature effects in clays", *Canadian Geotechnical Journal*, 38, 2001, p. 608-621.
- [HOU 85] HOUSTON S. L., HOUSTON W. N., WILLIAMS N. D., "Thermo-mechanical behavior of seafloor sediments", *Journal of Geotechnical Engineering*, 111(11), 1985, p. 1049-1263.
- [HUE 90] HUECKEL T., ET BALDI G., "Thermoplasticity of saturated clays: Experimental constitutive study", *Journal of Geotechnical Engineering*, 116(12), 1990, p. 1778-1796.
- [KUN 95] KUNTIWATTANAKUL P., TOWHATA I., OHISHI K., ET SEKO I., "Temperature effects on undrained shear characteristics of clay", *Soil and Foundations*, 35(1), 1995, p. 147-162.
- [ISO 95] ISO International Standards 13320, "Particle size analysis - Laser diffraction methods", 1995.
- [LAP 10] LAPLAIGE P., LEMALE J., « Géothermie de surface. Présentation et pompes à chaleur », *Techniques de l'Ingénieur*, n° BE 8 591, 2010.
- [LER 13] LEROUEIL S., HIGHT D.W., "Compacted soils: From physics to hydraulic and mechanical behaviour", *First Pan-American Conference on Unsaturated Soils*, 2013, p. 41-59.
- [MIT 64] MITCHELL J. K., "Shearing resistance of soils as a rate process", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE. 90, 1964, p. 29–61.
- [PAH 99] PAHUD D., FROMENTIN A., HUBBUCH M., "Heat exchanger pile system of the dock Midfield at the Zürich airport. Detailed simulation and optimisation of the installation". Office fédéral de l'énergie Berne, Suisse, 1999.

- [PER 11] PERON H., KNELLWOLF C., LALOU L., "A Method for the Geotechnical Design of Heat Exchanger Piles", *Proc. of the GeoFrontiers*, Dallas, Texas, 2011.
- [RAB 86] RABOUDI L., « Résistance au cisaillement à l'interface entre un sol à cohésion et différents matériaux », Thèse de doctorat, INPL, France, 1986, 135p.
- [TAN 05] TANG, A.M., Effet de la température sur le comportement des barrières de confinement, Thèse de Doctorat, École Nationale des Ponts et Chaussées, 2005.
- [TAN 96] TANAKA N., GRAHAM J., CRILLY T., "Stress-strain behaviour of reconstituted illitic clay at different temperatures", *Engineering Geology*, 47, 1996, p. 339-350.
- [UNT 05] UNTERBERGER W., HOFINGER H., MARKIEWICZ R., ADAM D., "Running hot and cold in Vienna", *TIT International* 37/2, 2005, 36-39.
- [WIE 98] WEIBE B., GRAHAM J., TANG G. X., DIXON, D., "Influence of pressure, saturation and temperature on the behaviour unsaturated sand-bentonite", *Canadian Geotechnical Journal*, 35, 1998, p. 194-205.
- [ZHA 13] ZHANG G., XIA C., SUN M., ZOU Y., XIAO S. "A new method and analytical solution for the heat conduction of tunnel lining ground heat exchangers". *Cold Regions Science and Technology*, 88, 2013, 59-66.